

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université d'ADRAR

Faculté des sciences et de la technologie

Département des sciences de la technologie



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DEL'OBTENTION DU

DIPLOME MASTER II EN GÉNIE CIVIL

**OPTION** : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELL

---

## Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage  
d'habitation en béton armé.*

**Présente par :**

MELLAS CHIMA.

BARMATI AICHA.

**Président :**

BADA

**Encadré par :**

KHELAFI HAMID.

**Examineurs :**

BADA

2020/2021

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne populaire et démocratique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE AHMED DRAYA - ADRAR

BIBLIOTHÈQUE CENTRALE

Service de recherche bibliographique

N°.....B.C/S.R.B//U.A/2021



جامعة احمد دراية - ادرار

المكتبة المركزية

مصلحة البحث البيئوغرافي

الرقم.....م.م/م.ب.ب/ب/ج.أ/2021

## شهادة الترخيص بالإيداع

Pr KHECAFI Hamid

انا الأستاذ(ة):

المشرف مذكرة الماجستير.

Etude d'un bâtiment d'habitation

الموسومة بـ :

à étages multiples en RA

HELLAS Chima

من إنجاز الطالب(ة):

BERTATI Aicha

و الطالب(ة):

ST

كثنية :

ST

القسم :

GC

التخصص:

13 Juin 2021

تاريخ تقييم / مناقشة:

أشهد ان الطلبة قد قاموا بالتعديلات والتصحيحات المطلوبة من طرف لجنة التقييم / المناقشة، وان المطابقة بين  
النسخة الورقية والإلكترونية استوفت جميع شروطها.  
وبإمكانهم لإيداع النسخ الورقية (02) والأليكترونية (PDF).

- امضاء المشرف:

ادرار في : 1 JUIL 2021

مساعد رئيس القسم:



ملاحظة: لا تقبل أي شهادة بدون التوقيع والمصادقة.



## **REMERCIEMENT**

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous remercions chaleureusement **Pr.KHELAFI** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'UNIVERSITE D'Adrar qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

***Barmati Aicha***

***Et***

***Mellas chima***

## *Dédicaces*

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

*Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux.*

*Fidélité, je dédie ce modeste travail :*

*Aux deux êtres les plus précieux au monde*

*Ma MERE et mon PERE*

*A ceux qui m'ont entouré et soutenu*

*Mes SOEURS et mon FRERE*

*Mon adorable GRAND -PERE que dieu me le protège*

*Mes chers oncles et tantes.*

*Toute ma famille*

*Mes amies et mes camarades*

*Aicha, Khadîdja, Miloud et Amine.*

*Pour leur affection, leur soutien et leur compréhensions qu'ils m'ont  
prodigués*

*Et à tous ceux que j'aime.*

*merci.*

**Chima.**

## ***Dédicaces***

*Je dédié ce travail de recherche a l'âme de mon cher père a ma mère  
pour leurs sacrifices et leurs encouragements durant toutes mes études.*

*A mon cher fils :Yunus.*

*A ma tante et à son mari.*

*A mes chers frères : Hussein; Ahmed; Ali.*

*A mes chers sœurs: Marum; Amina ; Zohra .*

*A tous mes amis : Hanan ; Zahra; Nasira ; Shama; Rabia.*

*A toute ma famille Bermati.*

**Aicha.**

## Résumé

Les objectifs visés par la présente étude sont de dimensionner et vérifier la stabilité d'ensemble, des différents éléments (secondaires et principaux) constituant une tour à usage d'habitation, constitué de 9 étages et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Cette étude se compose de quatre parties:

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de 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 (fondation, poteaux, poutre).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés:** Bâtiment –Ferrailage –Séisme –Eléments porteurs –Eléments secondaires.

## خلاصة

أهداف هذه الدراسة هو إعطاء الأبعاد الأولوية والتسليح والتحقق من استقرار جميع العناصر الثانوية والابتدائية، المشكلة للبرج المؤلف من 9 طوابق الواقعة في منطقة زلزالية متوسطة. اشتملت الدراسة علي أربعة محاور:

- المحور الأول: تفاصيل عامة للمشروع يشتمل علي تعريف المشروع، البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها.
- المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدرجات و البلاط المملوءة و المفرغة).
- المحور الثالث: الدراسة الديناميكية للبناء بواسطة برنامج SAP 2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل .
- أما المحور الأخير يشتمل علي دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، والأساسات). اعتمادا على BAEL91 المفتاح 1999 و RAP99.

**كلمات البحث:** البناء-التقوية-زلازل-عناصر تحمل-العناصر الثانوية.

## Summary

The objectives of this study are to dimension, scarp and check the overall stability of the various elements(secondary and main) constituting a residential tower, consisting of 9 floors and located in an area of medium seismicity.

This study consists of four part:

- This study part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building element , then the Prédimensionnement structure and finally the descent of the load.
- This second part was devoted to secondary nutrients(the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure(foundation , columns, beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91,modifiée99 Algerian seismic regulation and RPA 99/2003.

**Keywords:** building-Reinforcement-Earthquake-carrying element-Secondary elements.

## ***Table des matières***

<i>CHAPITRE I</i> .....	3
Introduction générale .....	4
I.1. Introduction . .....	4
I.2.Presentation de l'ouvrage .....	4
I.2.1. Caractéristique géométrique.....	4
I.3. Conception de la structure .....	8
I.4.L'infrastructure .....	9
I.5. Hypothèse de calcul.....	9
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux .....	10
I.6.1 Béton.....	20
I.6.1.1 Principaux caractéristique et avantage de béton.....	20
I.6.1.2. Dosage et composition du béton: .....	12
I.6.1.3.Caractéristiques physiques et mécaniques du béton: .....	13
I.6.2. Aciers: .....	14
I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinale :.....	15
I.6.2.2. Contraintes limites :.....	12
I.7.Règlements et normes utilisés : .....	16
Conclusion .....	16
<i>CHAPITRE II</i> .....	17
Introduction.....	19
II.2 Pré-dimensionnement des poutres:.....	19
II.2.1 poutres principales: .....	19
II.2.2 poutres secondaires: .....	20
II.3 Pré-dimensionnement des planchers: .....	20
II.3.1 Définition:.....	20
II.3.2 Planchers des corps creux :.....	20

II.4 Evaluation des charges: .....	22
II.4.1 Plancher terrasse .....	22
II.4.2 Plancher étage courant .....	23
II.5 Prédimensionnement des poteaux .....	25
II.5.1 Méthode de calcul;.....	25
II.5.2 Dimensionnement de poteau le plus sollicité: .....	28
II.6 Pré-dimensionnement des voiles;.....	30
II.6.1 Les voiles :.....	30
Conclusion .....	31
<i>CHAPITRE III</i> .....	32
III.1.Plancher.....	33
III.1. 1 Définition.....	33
III.1.2 Plancher a courbe creux.....	33
III.2.Définition des dimensions des poutrelles.....	33
III.3. Ferrailage de la dalle de compression.....	34
III.3.1 Etude des poutrelles.....	35
III.3.2. Diagrammes des moment flechissent et efforts tranchants.....	40
III.3.3 Détermination de ferrailage et vérification.....	42
III.4. Vérification de la fleche.....	46
III.4.1 Evaluation des fleche.....	47
III.4.2 Calcul des fleches.....	56
Conclusion.....	50
<i>CHAPITRE IV</i> .....	51
IV.1. Etude l'acrotère.....	52
IV.1.1 Définition.....	52
IV.1.2 Vérification de l'effort tranchant tranchant.....	56
IV.1.3 Vérification du flambement.....	57
IV.2. Balcon.....	57
IV.2.2 Les combinaisons d'actions.....	58
IV.2.3. Calcul de moment flechissent.....	58
IV.2.4. Calcul des ferrailage.....	58

IV.2.5 Condition des non fragilité.....	59
IV.2.6. Armature de répartition.....	59
IV.3. Escalier.....	61
IV.3.2. Les caractéristique d'un escalier.....	62
IV.3.3. Etude la partie(B. A) .....	64
IV.3.4. Descente des charges.....	64
IV.3.5. Combinaisons.....	65
IV.3.6. Sollicitation.....	65
IV.3.7. Calcul des salutation.....	66
IV.3.8. Determinations des ferrailage.....	67
IV.4. Etude de la cage d'ascenseur.....	68
IV.4.1. Definition.....	68
IV.4.2. Definition technique.....	68
IV.4.3. Calcul de la dalle du locale machine.....	68
IV.4.4. Determination de la force dynamique maximal qui excite la dalle.....	71
Conclusion.....	71
<i>CHAPITRE V</i> .....	72
V.1 Introduction.....	76
V.1.1 Présentation de logiciel:.....	76
V.2 Méthode de calcul:.....	79
V.2.1 Hypothèse de la méthode:.....	79
V.2.2 Calcul de l'action sismique:.....	80
V.3 Vérification d'ensemble:.....	84
V.3.1 Période:.....	84
V.3.2 Les coefficients de participation modale:.....	85
V.3.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	85
V.3.4 L'effort normal réduite:.....	85
V.3.5 Vérification des déplacements:.....	86
V.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)] .....	87
Conclusion :.....	88

<i>CHAPITRE VI</i> .....	89
VI.1 Introduction.....	90
VI.2 Ferrailage des portiques :.....	91
VI.2.1 Combinaisons d'actions .....	91
VI.2.2 Les sollicitations .....	91
VI.3 Ferrailage des poteaux:.....	97
VI.3.1 Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003:.....	97
VI.3.2 Armatures transversales: .....	97
VI.4 Détermination de la zone nodale: .....	98
VI.4.1 Exemple de calcul. ....	99
VI.5. Etude des voiles de contreventement.....	103
VI.6 Ferrailage des trumeaux .....	105
VI.6.1 Calcul de ferrailage .....	108
Conclusion.....	111
<i>CHAPITRE VII</i> .....	112
VII.1. Introduction.....	113
VII.2. Choix du type des fondations.....	113
VII.3. Contrainte admissible du sol.....	114
VII.4. Différents types des radirs.....	114
Conclusion.....	114.

## *Liste des tableaux*

### **CHAPITRE I**

<b>Tableau I-1</b> Caractéristique géométrique du bâtiment.....	4
<b>Tableau 1.2</b> la composition du béton.....	12
<b>Tableau 1. 3</b> Types d'acier.....	15

### **CHAPITRE II**

<b>Tableau II.1</b> Récapitulatifs des charge.....	22
<b>Tableau II.2</b> Plancher étage courant.....	23
<b>Tableau II.3</b> charge de Mur extérieur.....	24
<b>Tableau II.4</b> Récapitulatifs des charges.....	24
<b>Tableau II.5</b> Récapitulatifs des charges.....	25
<b>Tableau II.6</b> Les charges permanentes.....	25
<b>Tableau II.7</b> Récapitulatifs des charges.....	25
<b>Tableau II.8</b> La section réduite du béton.....	26
<b>Tableau II.9</b> Dégression des charges d'exploitation.....	29
<b>Tableau II.11</b> Estimation des sections droites.....	29

### **CHAPITRE III**

<b>Tableau III. 1</b> :Recapitulation des charges.....	36
<b>Tableau III.2</b> Moment en appuis.....	38
<b>Tableau III.3</b> Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Plancher étage courant).....	39
<b>Tableau III.4</b> Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Terrasse).....	39
<b>Tableau III.5</b> Les moments en travée .....	39
<b>Tableau III.6</b> Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Plancher étage courant). .....	40
<b>Tableau III.7</b> Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Terrasse).....	40
<b>Tableau III.8</b> Les moments en travée .....	40
<b>Tableau III.9</b> : Ferrailage de plancher.....	46
<b>Tableau III.10</b> Tableau des charges.....	48
<b>Tableau III.11</b> Tableau des moment flechissent et des contrainte d'acier.....	48
<b>Tableau III.12</b> Tableau des coefficients.....	49
<b>Tableau III.13</b> Moments d'inerties fictifs.....	50
<b>014</b> Les flèches fictives.....	50

### CHAPITRE III

<b>Tableau IV.1</b> Descente des charges.....	64
<b>Tableau IV.2</b> Les charges des paillasses.....	64
<b>Tableau IV.3</b> Combinaisons des charges escalier.....	64
<b>Tableau IV.4</b> Méthode BAEL91.....	72
<b>Tableau IV.5</b> Ferrailage de la dalle.....	73
<b>Tableau IV.6</b> Ferrailage de la dalle.....	73

### CHAPITRE V

<b>Tableau V.1</b> valeurs du coefficient de comportement R.....	81
<b>Tableau V.1</b> Récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique.....	84
<b>Tableau V.3</b> Force sismique à la base.....	85
<b>Tableau V.4</b> Vérification de l'effort normal.....	86
<b>Tableau V.5</b> résultats Sens (X-X).....	86
<b>Tableau V.6</b> résultats Sens (Y-Y).....	87
<b>Tableau V.7</b> Justification Vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ Sens transvaal.....	87
<b>Tableau V.8</b> Justification Vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ Sens longitudinal.....	88

### CHAPITRE VI

<b>Tableau VI. 1 :</b> Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.....	94
<b>Tableau VI. 2:</b> Récapitulatif des ferrailage des poutres.....	98
<b>Tableau VI. 3:</b> des sollicitations pour les différents poteaux.....	101
<b>Tableau VI. 4:</b> Récapitulatif des armatures.....	103
<b>Tableau VI. 5</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	103

### CHAPITRE VII

<b>Tableau VI. 1:</b> Calcul des sollicitations à l'ELU.....	123
<b>Tableau VI.2</b> Calcul des sollicitations à l'ELS.....	123
<b>Tableau VI. 2:</b> Ferrailage de la dalle.....	124
<b>Tableau VII. 3</b> Vérification de la dalle à l'ELS.....	124

# *Liste des figures*

## CHAPITRE I

<b>Figure I.1.</b> Façade principale et postérieure.....	5
<b>Figure I.2.</b> Vue en plan niveaux RDC de la structure.....	6
<b>Figure I.3.</b> Vue en plan niveaux étage courant de la structure.....	7
<b>Figure I.4</b> Règle de trois pivots.....	10
<b>Figure I.5</b> Diagramme contraintes deformations du beton.....	13
<b>Figure I.6</b> Diagramme de contrainte de béton en fonction de deformation.....	14
<b>Figure I.7</b> Diagramme contrainte-déformations des aciers.....	14

## CHAPITRE II

<b>Figure II.1</b> Coupe transversale d'une poutre principale.....	18
<b>Figure II.2</b> Coupe transversale d'une poutre secondaire.....	19
<b>Figure II.3</b> Plancher à corps creux.....	21
<b>Figure II.4</b> Dalle à corps creux.....	22
<b>Figure II.5</b> Coupe de plancher à corps creux( <b>planche terrasse</b> ) .....	22
<b>Figure II.6</b> Coupe de plancher à corps creux ( <b>étage courant</b> ).....	23
<b>Figure II.7</b> Murs en briques.....	24
<b>Figure II.8</b> Charge de Balcon.....	24
<b>Figure II.9</b> Dimension des poteaux.....	26
<b>Figure II.10</b> La surface afférentes de poteau.....	28
<b>Figure II.11</b> Coupe du voile en élévation.....	30
<b>Figure II.12</b> Coupes de voiles en plan.....	31

## CHAPITRE III

<b>Figure III.1</b> coupe transversale d'un plancher à corps.....	33
<b>Fig III.2</b> Dimension de la Poutrelle.....	33
<b>Figure III.3</b> Schéma d'une section en T''.....	34
<b>Figure III.4</b> Schéma de T.S.....	35

<b>Figure .III.5</b> Section de calcul $h \times b$ .....	43
<b>Figure .III.6</b> Section de calcul $b \times h$ .....	43
<b>Figure III.7</b> Armatures.....	46
<b>Figure III.8</b> Position de l'axe.....	49

## CHAPITRE IV

<b>Figure IV.1</b> Schéma statique d'un acrotère.....	52
<b>Figure IV.2</b> l'effort sismique.....	53
<b>Figure IV.3</b> Section de l'acrotère.....	53
<b>Figure IV.4</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	58
<b>Figure IV.5</b> Schéma statique de la dalle .....	58
<b>Figure IV.6</b> Schéma l'escalier.....	62
<b>Figure IV.7</b> Coupe en élévation de l'escalier.....	64
<b>Figure IV.8</b> Schéma statique de chargement dans l'escalier .....	65
<b>Figure IV.9</b> Schéma statique.....	65
<b>Figure IV.10</b> Schéma statique.....	66
<b>Figure IV.11</b> Diagramme des sollicitations l'escalier.....	67
<b>Figure IV.12</b> disposition des ferrailage.....	70
<b>Figure IV.13</b> Schéma mécanique.....	71

## CHAPITRE V

<b>Figure V.1</b> modélisation de la structure vue en 3D .....	79
<b>Figure V.2</b> Specter de response de calcul.....	80
<b>Figure V.3</b> les différents types des poteaux dans le sap2000.....	83

## CHAPITRE VI

<b>Figure VI.1</b> disposition des armatures.....	94
<b>Figure VI.2</b> disposition des armature.....	94
<b>Figure VI.3</b> Schéma de la zone nodale .....	98
<b>Figure VI.4</b> Directions des moments et effort normal dans un poteau.....	99
<b>Figure VI.5</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	106
<b>Figure VI.6</b> Schéma de calcul.....	108
<b>Figure VI.7</b> Schéma de calcul.....	109

## CHAPITRE VII

<b>Figure VII.1</b> type de fondation superficielle.....	113
<b>Figure VII.2:</b> Schéma d'un radier général.....	114
<b>Figure VII.3</b> Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	115
<b>Figure VII. 4</b> Coupe de la nervure défavorable.....	118
<b>Figure VII.5</b> Panneau de calcul.....	119
<b>Figure VII.6</b> Schéma du calcul.....	120
<b>Figure VII.7</b> Schéma du ferrailage de radier general.....	122

### Principales notations utilisées

<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone.
<b>Aa</b>	Section d'armature en appui.
<b>A<sub>l</sub></b>	Section d'armature longitudinale .
<b>A<sub>min</sub></b>	Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
<b>Ar</b>	Section d'armature de répartition.
<b>A<sub>ser</sub></b>	Section d'armature d'état limite de service.
<b>At</b>	Section d'armature de travée ou transversale.
<b>A<sub>u</sub></b>	Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
<b>A<sub>x</sub></b>	Section d'armature du sens x-x.
<b>A<sub>y</sub></b>	Section d'armature du sens y-y.
<b>A'</b>	Section d'armature comprimée.
<b>A<sub>1</sub></b>	Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée.
<b>A<sub>2</sub></b>	Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée.
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite du béton.
<b>Cp</b>	Facteur de force horizontale.
<b>Cs</b>	Coefficient de sécurité.
<b>Cr</b>	Charge de rupture.
<b>C<sub>rn</sub></b>	Charge de rupture minimale nécessaire.
<b>D</b>	Coefficient d'amplification dynamique.
<b>E</b>	Module de déformation longitudinale.
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation longitudinale instantanée.
<b>E<sub>iv</sub></b>	Module de déformation longitudinale différée.
<b>G</b>	Action permanente.
<b>H</b>	Hauteur.
<b>HA</b>	Armature à haute adhérence.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>I<sub>f</sub></b>	Moment d'inertie fictif.
<b>J</b>	Action permanente avant mise en place des cloisons.
<b>L</b>	Longueur.
<b>L<sub>e</sub></b>	Longueur en élévation.
<b>L<sub>n</sub></b>	Entre axe des nervures.
<b>L<sub>p</sub></b>	Longueur en plan.
<b>M</b>	Moment fléchissant.

<b>M<sub>a</sub></b>	Moment fléchissant en appui.
<b>M<sub>c</sub></b>	Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console.
<b>M<sub>d</sub></b>	Moment fléchissant de la droite.
<b>M<sub>e</sub></b>	Masse du câble ; moment au centre de la section.
<b>M<sub>f</sub></b>	Moment fléchissant totale.
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde Corps.
<b>M<sub>j</sub></b>	Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.
<b>M<sub>l</sub></b>	Masse linéaire.
<b>M<sub>ser</sub></b>	Moment fléchissant d'état limite de service.
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment fléchissant de travée.
<b>M<sub>u</sub></b>	Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
<b>M<sub>w</sub></b>	Moment fléchissant de la gauche.
<b>M<sub>x</sub></b>	Moment fléchissant du sens x-x.
<b>M<sub>y</sub></b>	Moment fléchissant du sens y-y M <sub>0</sub> : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
<b>M<sub>1</sub></b>	Moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.
<b>M<sub>2</sub></b>	coefficient de Pigeaud M <sub>22</sub> : moment suivant le sens 2-2 M <sub>33</sub> : moment suivant le sens 3-3.
<b>N</b>	Effort normal.
<b>N<sub>e</sub></b>	Effort normal au centre de la section.
<b>N<sub>pp</sub></b>	Effort normal dû au poids des poutres principales.
<b>N<sub>ps</sub></b>	Effort normal dû au poids des poutres secondaires.
<b>N<sub>ser</sub></b>	Effort normal d'état limite de service.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal d'état limite ultime de résistance.
<b>P</b>	Poids propre ; périmètre .
<b>P<sub>r</sub></b>	Poids propre du radier.
<b>Q</b>	Action variable quelconque ; facteur de qualité.
<b>R</b>	Rayon ; coefficient de comportement de la structure.
<b>S</b>	Surface.
<b>S<sub>r</sub></b>	Surface du radier.
<b>T</b>	Effort tranchant.
<b>T<sub>x</sub></b>	Période fondamentale dans le sens x-x.

<b>T<sub>y</sub></b>	Période fondamentale dans le sens y-y.
<b>U<sub>c</sub></b>	Périmètre du contour.
<b>V</b>	Action sismique ; effort horizontal.
<b>V<sub>t</sub></b>	Effort sismique à la base de la structure.
<b>W</b>	Poids total de la structure.
<b>W<sub>p</sub></b>	Poids de l'élément en considération..
<b>a</b>	Longueur ; distance ; dimension.
<b>b</b>	Largeur.
<b>b<sub>0</sub></b>	Largeur de la nervure.
<b>b<sub>1</sub></b>	Largeur de poteau .
<b>c</b>	Enrobage.
<b>d</b>	Hauteur utile.
<b>e</b>	Excentricité ; escapement.
<b>e<sub>a</sub></b>	Excentricité additionnelle.
<b>f</b>	Flèche.
<b>f<sub>c</sub></b>	Contrainte caractéristique du béton à la compression.
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite élastique d'acier.
<b>f<sub>t</sub></b>	Contrainte caractéristique du béton à la traction.
<b>g</b>	Giron de la marche.
<b>H</b>	Hauteur.
<b>h<sub>c</sub></b>	Hauteur du corps creux .
<b>h<sub>d</sub></b>	Hauteur de la dalle.
<b>h<sub>e</sub></b>	Hauteur libre.
<b>h<sub>moy</sub></b>	Hauteur moyenne.
<b>h<sub>t</sub></b>	Hauteur totale.
<b>h'</b>	Hauteur de la zone nodale.
<b>h<sub>1</sub></b>	Hauteur du poteau.
<b>I</b>	Rayon de giration.
<b>j</b>	Nombre des jours.
<b>L</b>	Longueur ; distance.
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement.
<b>l<sub>x</sub></b>	La petite dimension du panneau de la dalle.
<b>l<sub>y</sub></b>	La grande dimension du panneau de la dalle.

$l'$	Longueur de la zone nodale..
$l_0$	longueur libre
$q_b$	Charge linéaire induite par les marches.
$q_{eq}$	Charge linéaire équivalente.
$q_l$	Charge linéaire.
$q_{ser}$	Charge linéaire d'état limite de service.
$q_u$	Charge linéaire d'état limite ultime de résistance .
$q_p$	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.
$\theta$	Déviations angulaires, 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.

$\phi$	Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.
--------	--

# *Introduction générale*

### **Introduction générale**

L'étude de structure est une étape essentielle et nécessaire dans le processus de construction. Cette étude vise à appliquer les connaissances acquises au cours des années précédentes, dans cette étude le logiciel de calcul par SAP 2000 a été utilisé et il est particulièrement efficace dans la modélisation de bâtiment à plusieurs étages. Cela nous a permis de définir en plus les propriétés dynamiques de la structure, ainsi que les forces internes qui exigent chaque élément de la structure. L'utilisation du **béton armé** présente en effet un avantages tels que :

- ✓ Flexibilité d'utilisation.
- ✓ Durabilité(durée vie).
- ✓ Résistance au feu.

Notre projet consiste à mener une étude complète d'un bâtiment en **béton armé** de neuf étages au rez-de-chaussée (RDC+9), exécuté à Annaba, conformément à la réglementation construction Algérienne.

Dans ce projet, nous avons procédé l'étude d'un bâtiment RDC+9 à usage (habitation +commercial) avec un système de contreventement, le bâtiment est implanté à wilaya de Annaba classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

Ce mémoire est constitué de 07 chapitres :

- ❖ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> chapitre étude de planche
- ❖ Le 4<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et le balcon, L'ascenseur).
- ❖ Le 5<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de sa vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- ❖ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 6<sup>ème</sup> chapitre.
- ❖ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale

# ***CHAPITRE I***

***Présentation de l'ouvrage et  
caractéristiques des matériaux***

**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 .  
Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui d'appuis sur la connaissance des matériaux (Béton et Acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

**I.2. Présentation de l'ouvrage:**

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage multiple constitué de:

Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial

Du 1er au 9<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à Annaba classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

**I.2.1. Caractéristiques géométriques:**

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

**Tableau I-1** Caractéristique géométrique du bâtiment

Dimensions	(m)
Longueur totale de Bâtiment à la base en plan	19.5 m
Largeur totale de Bâtiment à la base en plan	17.5 m
Hauteur des étages courants	3.31 m
Hauteur du RDC	2.82 m
Hauteur totale de Bâtiment (Avec l'acrotère)	33.31m
Surface du bâtiment	250.83 m <sup>2</sup>

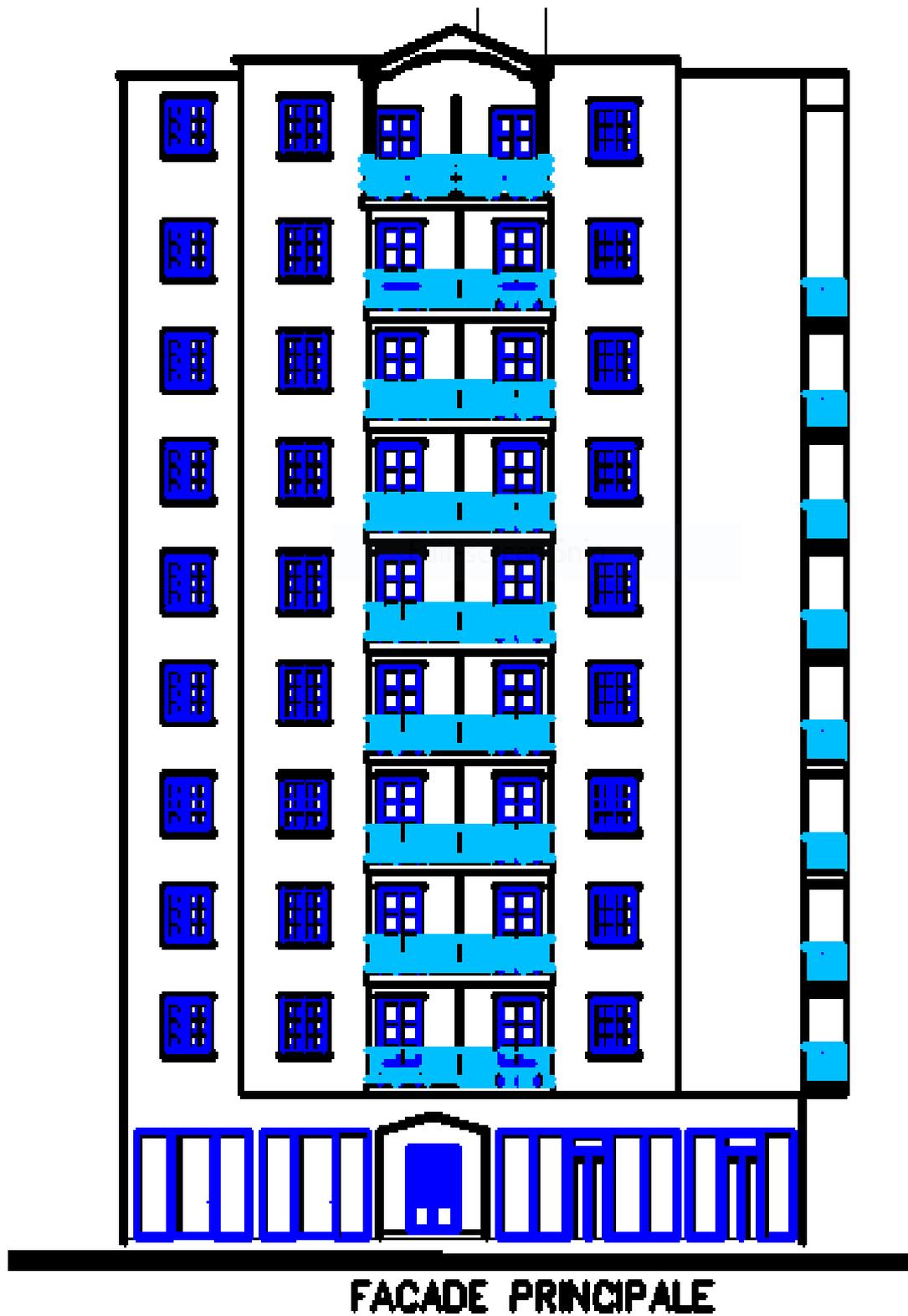


Figure I.1. Façade principale et postérieure.

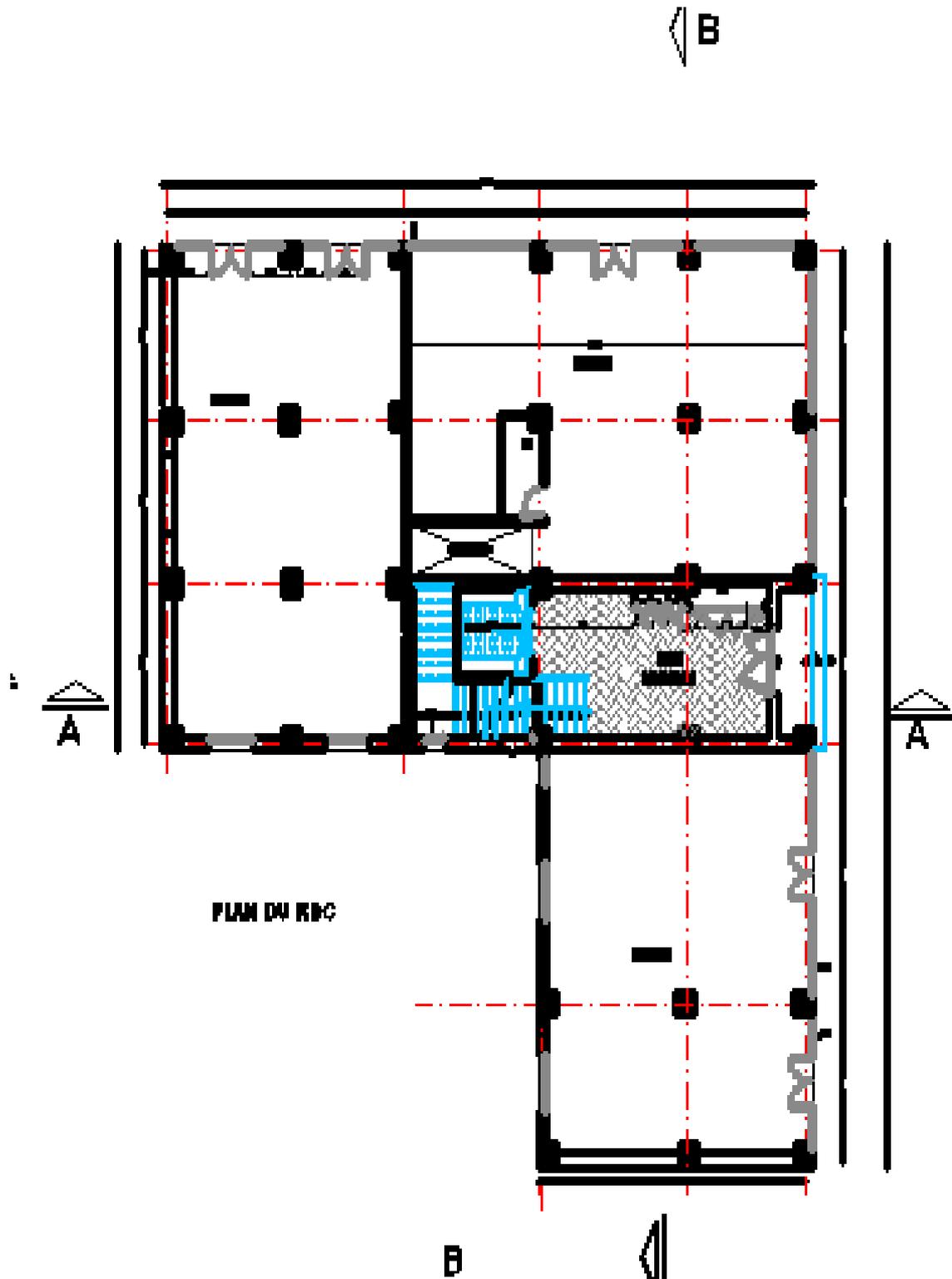


Figure I.2. Vue en plan niveaux RDC de la structure.

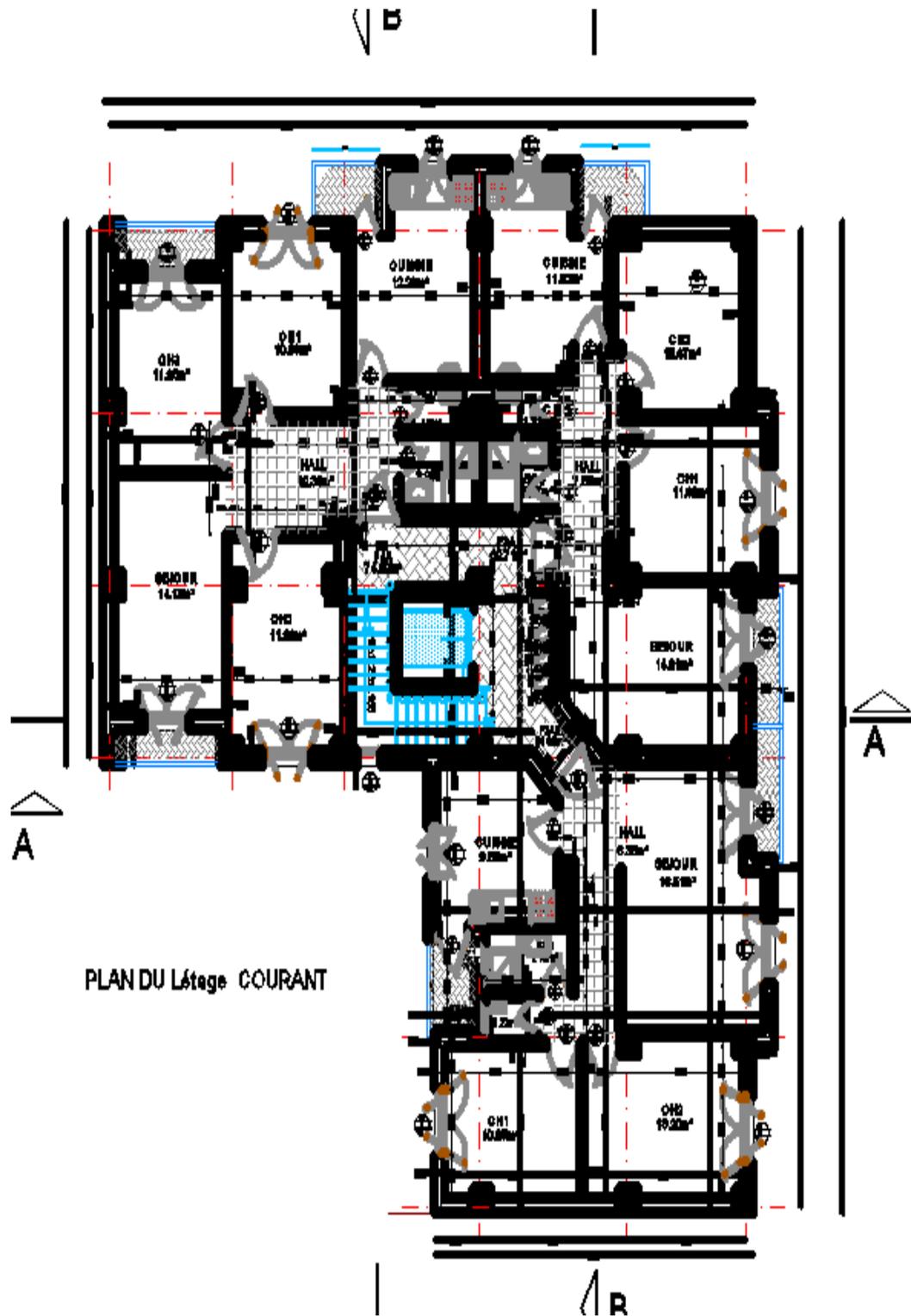


Figure I.3. Vue en plan niveaux étage courant de la structure.

**I.3. Conception de la structure:****• Ossature:**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

**• Plancher:**

Pour le cas de notre structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de chaussée seront semi préfabriquées en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendent l'ensemble monolithique.

**• Maçonnerie:**

**Les murs extérieurs;** sont réalisée en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

**Les murs intérieurs;** sont réalisée en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

**• Balcons:** Sont réalisée par une dalle pleine.**• Escalier:** Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.**• Revêtement:** Le Revêtement est constitué de :

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers.
- ✓ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**• Acrotère:** La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.**• Local d'ascenseur:** L'ascenseur est un appareil élévateur permettent le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va et vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

**I.4. L'infrastructure:**

- **Fondation:** Le terrain choisi pour l'implantation de cet ouvrage est de faible capacité portante et de caractéristique réelles de sol médiocre et une agressivité forte vis-à-vis de béton pour cela, un radier général sera prévu comme fondation et un système de drainage adéquat sera pris.
- **Caractéristiques géométrique du sol:** Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble, par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 1,8$  bars, le poids volumique du sol d'assise est;  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , la cohésion et l'angle de frottement sont respectivement  $C=0$ ,  $\varphi = 35^\circ$ .

**I.5. Hypothèses de calcul:****Définition:**

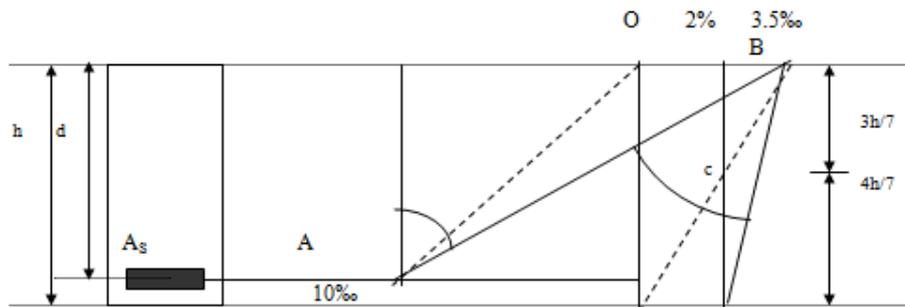
Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

✓ **On distingue deux états limites:****a) État limite ultime (ELU):**

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

**Hypothèses de calcul:**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à: 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à:  
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion.  
 $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée.
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la **figure - 1-4**.



**Figure I.4** Règle de trois pivots.

**Avec:**

**A:** correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B:** correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C:** correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

#### b) Etats limite de service(ELS):

Définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Overtures des fissures.
- Déformation des élément porteurs.
- Compression dans le béton.

#### Hypothèses de calcul:

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal  $15(n \frac{E_s}{E_b})$  n : est appelé coefficient d'équivalence.

#### I.6. Caractéristique mécanique des matériaux:

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir:

- ✓ Béton
- ✓ Acier

**I.6.1.Béton:**

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL), ainsi qu'aux règlements en vigueur en Algérie. Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure (ciment + eau + sable), de matériaux pierreux (graviers) qui après prise et durcissement résiste bien à la compression mais mal à la traction, c'est pourquoi on lui associe l'acier, un matériau qui développe une grande résistance aussi bien en compression qu'en la traction. Pour notre projet le béton utilisé est un béton courant.

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

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

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

**Les principaux avantages du béton armé sont:**

- **Economie:** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes:** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques:** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu:** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements:** sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.
- En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

**I.6.1.2. Dosage et composition du béton:**

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, la composition moyenne pour  $1\text{m}^3$  de béton est la suivante :

**Tableau1.2** la composition du béton.

Composants	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400L	8 Sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	350	180
Diamataire	5 mm < $D_g$ < 25 mm.	$D_s < 5$ mm.	/	/

**I.6.1.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:****a. Masse volumique:**

Le béton non arme, elle est prise dans notre étude égale à  $2500\text{ kg/m}^3$

**b. Résistance à la compression «  $f_{cj}$  » : (BAEL91, Art. 2. 1. 11. ).**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de  $350\text{ kg/m}^3$ , la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ ).

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = j \times \frac{f_{c28}}{4.76+0.83 \times j} \text{ pour } f_{c28} \leq 40\text{ MPa} (j \leq 28 \text{ jour}) \dots \dots \text{CBA Art(A. 2. 1. 1. 1).}$$

Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = j \times \frac{f_{c28}}{4.76+0.95 \times j} \text{ pour } f_{c28} > 40\text{ MPa} (j > 28 \text{ jour}) \dots \dots \text{CBA Art(A. 2. 1. 1. 1).}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25\text{ MPa.}$$

**c. Résistance à la traction «  $f_{tj}$  » : (BAEL91, Art. A. 5. 2. 11. )**

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais:

- Essai par traction directe sur éprouvette.
- Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchés.
- Essai brésilien par fendage du béton.

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jour d'âgenote «  $f_{tj}$  » est déduite de celle de la compression par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 40\text{ MPa} (\text{BAEL } 91, \text{ Art. A. 5.2.11})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a  $f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

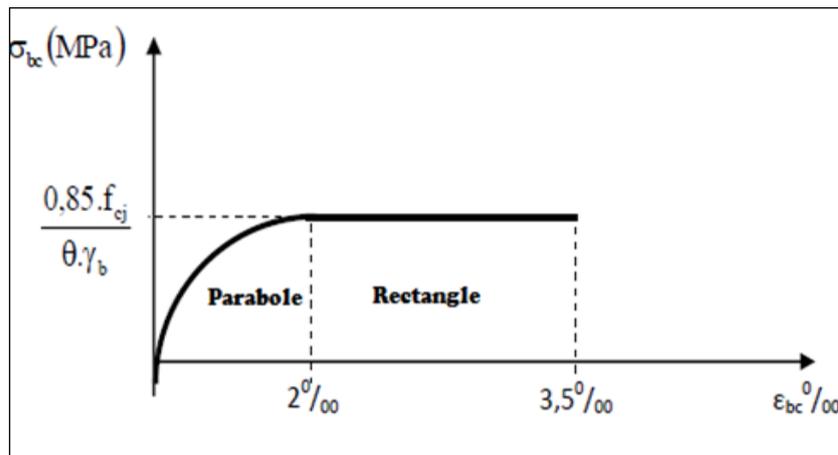
**d. Contrainte limite:**

**1. Etat limite ultime:**

• **Contrainte ultime du béton:**

Pour le calcul l'E.L.U, on adopte le diagramme Parabole-rectangle suivant;

$$\sigma_{bc} = \frac{(0.85 f_{c28})}{\gamma_b}$$



**Figure I.5** Diagramme contraintes déformations du béton.

$\sigma_{bc}$ ; Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$ ; Coefficient de sécurité.

$\gamma_b$ ; 1.5 en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b$ ; 1.15 en situations accidentelles.

$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$  pour ;  $\gamma_b = 1.5$

$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$  pour ;  $\gamma_b = 1.15$

• **Contrainte ultime de cisaillement:**

$\tau = 3.33 \text{ MPa}$  □ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

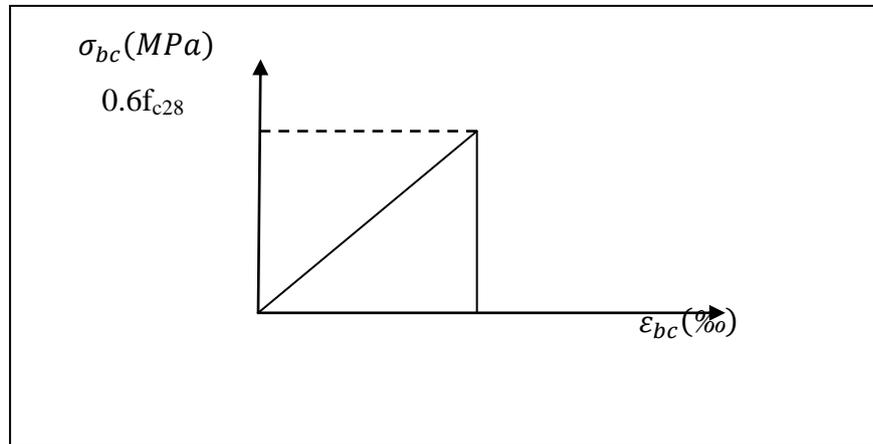
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa.} \right\}$$

$\tau = 2.5 \text{ MPa}$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa.} \right\}$$

**2. Etat limite service:**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme Parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.6.** Diagramme de contrainte de béton en fonction de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par ;

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

$$\text{Avec } \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

**e. Module de déformation longitudinal du béton:**

La module de déformation longitudinal instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieures à 24 heures, est donné par;

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, f_{cj} = f_{cj} = 25 \text{ MPa.} \rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPa.}$$

Pour un chargement de longue durée;  $E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 10721.40 \text{ MPa.}$

**f. Coefficient de Poisson  $\nu$ :**

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

**I.6.2. Aciers:**

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

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

03 Types d'acier

Type	Nuance	Limite Élastique Fe (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute	Fe E400	400	310-490	22%
Adhérence (HA)	Fe E500	500	390-490	25%
Rond lisse	Fe E215	500	480	14%
(RL)	Fe E235	235	550	12%
	Fe E500	500	550	12%

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- Aciers de haute adhérence FeE400.... Armatures longitudinales.
- Aciers ronds lisses (RL): FeE215.....étriers, cadres, épingles.
- Treillis soudés (TS): FeE500.....tables de compression.

I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinale :

Egal :  $E_s = 2 \times 10^5$  [MPa].

I.6.2.2. Contraintes limites :

✓ **Etat limite ultime** : Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation suivant;  $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$  ; Avec  $E_s = 200\ 000$  MPa.

$\gamma_s$ ; Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas des situations durable ou transitoire.

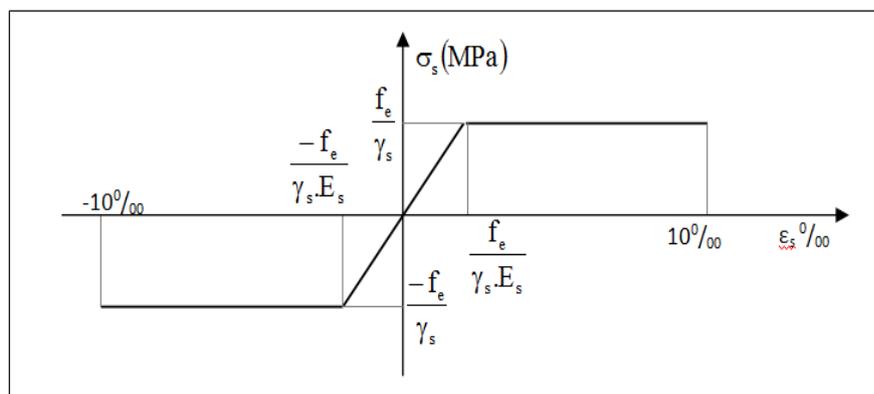


Figure 1.7 Diagramme contrainte-déformations des aciers.

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .

- **Etat limite de service:**

On ne limite par la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures;

- ❖ Fissuration peu nuisible; pas de limitation.
- ❖ Fissuration préjudiciable;  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3f_e}, 90\sqrt{\quad}\right)$
- ❖ Fissuration très préjudiciable;  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2f_e}, 90\sqrt{\quad}\right)$

**Avec:**  $\eta$  coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour ronds lisses (RL).

$\eta=1.6$  pour Acier(HA).

### I.7.Règlements et normes utilisés :

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir;

- ✓ DTR BC 2.48; Règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 ; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2; Charges charge permanentes et charge exploitation.
- ✓ DTR BC.2.331; Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

### Les logiciels utilisés :

**SAP2000 (Non linear Version 7.40):** c'est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau, ponts, tunnels, barrages...etc).

**AUTOCAD 2004:** C'est un logiciel permet de dessin ou de conception des plan des ouvrages de génie civil et des travaux publics.

**Conclusion:** ce chapitre vise à présenter le projet et les propriétés des matériaux, ou la stabilité de la structure réside dans la résistance des éléments de base de la structure donc pour le calcul des

éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003).

# ***CHAPITRE II***

## ***Prédimensionnement des éléments structuraux***

**II.1 Introduction :**

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toute en respectant les règles générales en vigueurs **BAEL 91RPA99Version 2003** et **CBA 93**.

**II.2 Pré-dimensionnement des poutres:**

poutres se sont des éléments horizontaux,dont le rôle est de supporter le plancher et transmettre les charges directement aux éléments verticaux(poteaux).

D'après la formule empirique (BAEL93) ;les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

h<sub>p</sub>=hauteur de la poutre.

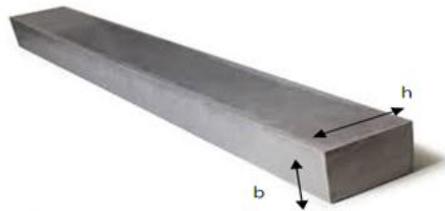
L=la longueur de poutre (prise entre axes des poteaux).

**II.2.1 poutres principales:**

Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le RPA 99 VERSION 2003 ,

A savoir :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$



Avec : b=Largeur de la poutre

h=hauteur de la poutre.

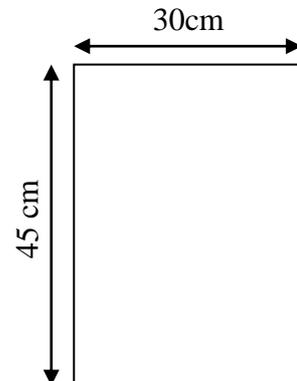
Elle sont disposées perpendiculairement aux poutrelle, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

Nous avons : L<sub>max</sub>=550 cm.

$$\frac{550}{15} \leq h_p \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.66 \leq h_p \leq 55.$$

On adopte: h<sub>p</sub>=45 cm.

La longueur de la poutre doit vérifier: 0.4h < b < 0.8h.



**Figure II.1** Coupe transversale d'une poutre principale

$20 < b < 40$  on prend  $b = 30$  cm.

**Selon RPA 99 version 2003:** on adopte:  $b=30$  cm.

$$\begin{cases} 45 \geq 30 \text{ cm.} \\ 30 \geq 20 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiées.} \\ 1.5 \leq 4. \end{cases}$$

**II.2.2 poutres secondaires:**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles , leur hauteur est donnée par:

Nous avons:  $L_{\max} = 400$  cm.

$$\frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} = 26.66 \leq h_p \leq 40$$

On adopte:  $h_p=35$  cm.

La longueur de la poutre doit vérifier:  $0.4h < b < 0.8h$

$16 < b < 32$  On prend  $b=30$  cm.

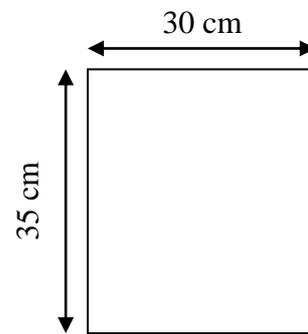
**Selon RPA99 version 2003:** On adopte:  $b=30$  cm.

$$\begin{cases} 35 \geq 30 \text{ cm.} \\ 30 \geq 20 \text{ cm.} \text{ conditions vérifiées.} \\ 1.16 \leq 4 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc les sections des poutres principales et secondaires sont:

Poutres principales:  $(30 \times 45)\text{cm}^2$

Poutres secondaires:  $(30 \times 35)\text{cm}^2$ .



**Figure II.2** Coupe transversale d'une poutre secondaire

**II.3 Pré-dimensionnement des planchers:**

**II.3.1 Définition:**

Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteau, voiles, murs...)

Dans ce projet les planchers utilisés sont en corps creux.

**II.3.2 Planchers des corps creux :**

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

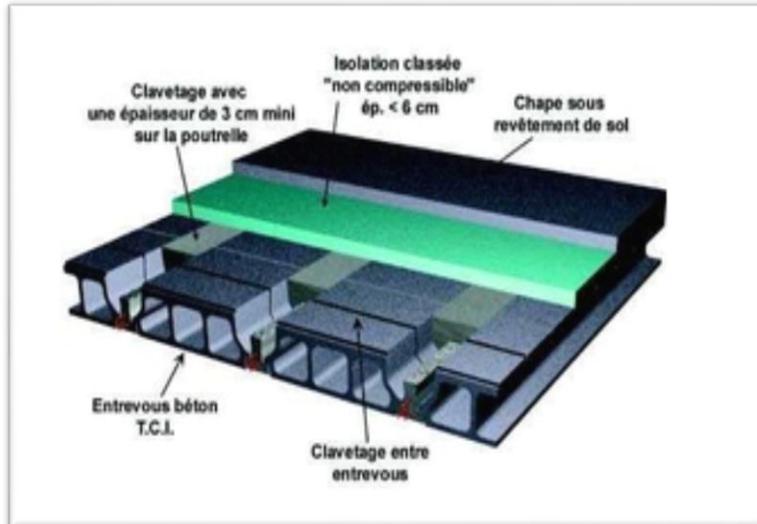


Figure II.3 Plancher à corps creux.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL91:

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{20} ht = \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec  $h_t$  : épaisseur totale du plancher.

$L_{\max}$  : la portée maximale de la poutrelle entre axes d'appuis.

$$\frac{l_{\max}}{25} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{20} \text{ avec } L_{\max}=400\text{cm}$$

$$16 \leq ht \leq 20ht = \frac{L_{\max}}{22,5} = 17.77 \text{ cm.}$$

$$h_t = h + h_0$$

Avec;

$h_{cc}$  = l'épaisseur du corps creux.

$h_{dc}$  = l'épaisseur de la dalle de compression.

Dans notre cas, on a;

$$h_t \geq \frac{(400-30)}{22.5} = 16.44 \text{ cm.} \quad ht=20 \text{ cm}$$

donc ;  $ht=(16 + 4)\text{cm}$ .

Tel que  $h_{cc} = 16 \text{ cm} \rightarrow$  l'épaisseur de corps creux.

$h_{dc} = 4\text{cm} \rightarrow$  dalle de compression.

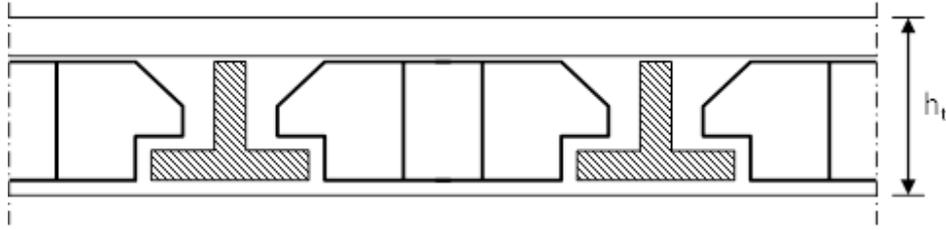


Figure II.4. Dalle à corps creux.

On opté pour une hauteur de plancher de (20cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

**II.4 Evaluation des charges:**

L'évaluation des charges consiste à calculée pour chaque élément porteur de la structure la charge permanente qu'il induit ainsi que la surcharge qu'il est supposé reprendre conformément aux règles de calcul, cette évaluation servira aux dimensionnements géométriques et mécaniques de ces éléments porteurs.

**II.4.1 Plancher terrasse: (nonaccessible)(corpstreux):**

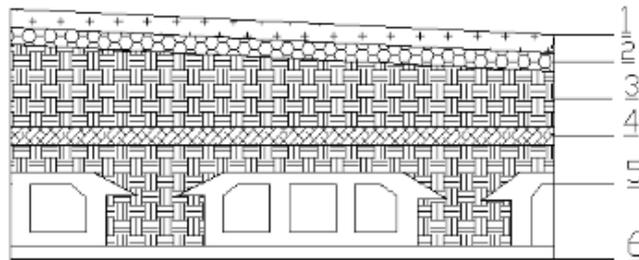


Figure II.5 Coupe de plancher à corps creux(plancheterrasse).

Tableau II.1 Récapitulatifs des charge

1	Protection en gravillon roulé (cm)	$0.05 \times 2000 = 100 \text{ kg/m}^2$
2	Etanchéité multicouches (2 cm)	$0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$
3	Forme de pente 1% (8cm)	$0.08 \times 2000 = 160 \text{ kg/m}^2$
4	Isolation thermique en liege (4cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
5	Plancher a corps-creux (16 + 4)cm.	265 kg/m <sup>2</sup>
6	Enduit en platre (2 cm).	$0.02 \times 1300 = 100 \text{ kg/m}^2$
		$\Sigma = 579 \text{ kg/m}^2.$

Charge permanente  $\Rightarrow G=579 \text{ kg/m}^2.$

Charge d'exploitation  $\Rightarrow Q=100 \text{ kg/m}^2.$

II.4.2 Plancher étage courant:

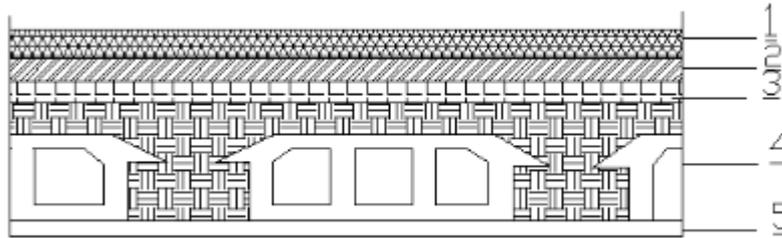


Figure II.6 Coupe de plancher à corps creux (étage courant)

Tableau II.2 Plancher étage courant.

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2	Mortier de pose(2cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4	Plancher a corps-creux (16 + 4)cm.	265kg/m <sup>2</sup>
5	Enduitdeplatre(2cm)	$0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg/m}^2$
6	Cloisons légers (10cm)	75kg/m <sup>2</sup>
		$\Sigma = 486 \text{ kg/m}^2.$

Charge permanente;  $G=486 \text{ kg/m}^2$

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

d. Plancher en dalle pleine

- 1. Revêtement en carrelage (2cm):..... $22 \times 0.02 = 44 \text{ kg/m}^2$
  - 2. Mortier de pose (2cm):..... $20 \times 0.02 = 40 \text{ kg/m}^2$
  - 3. Sable fin pour mortier (2cm):..... $0,02 \times 18 = 36 \text{ kg/m}^2$
  - 4. Plancher à dalle pleine en béton armé (e = 15cm): $0,15 \times 25 = 375 \text{ kg/m}^2$
  - 5. Enduit en plâtre (2cm):..... $0,02 \times 13 = 26 \text{ kg/m}^2$
  - 6. Cloison en briques creuses (10cm)..... $= 75 \text{ kg/m}^2$
- $G=596 \text{ kg/m}^2$

Charge permanente  $\Rightarrow G=596 \text{ kg/m}^2$

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

II.4.3 Murs de façade extérieurs:

Notre choix c'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture

Tableau II.3 charge de Mur extérieur

Enduit extérieur (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Brique creuses (15 cm)	$0,15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
Brique creuses (10 cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ kg/m}^2$
<b>Charge total</b>	<b>G=409.5 kg/m<sup>2</sup></b>

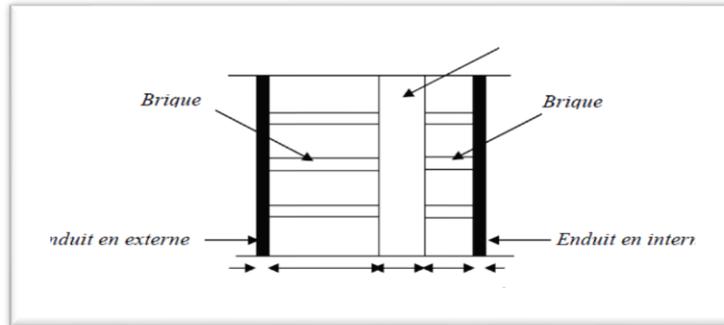


Figure II.7 Mures en briques.

**II.4.4 Balcon accessible:**

La combinaison de balcon ; Revêtement en carrelage, Mortier de pose, lit de sable et dalle en béton armé et enduit en ciment.

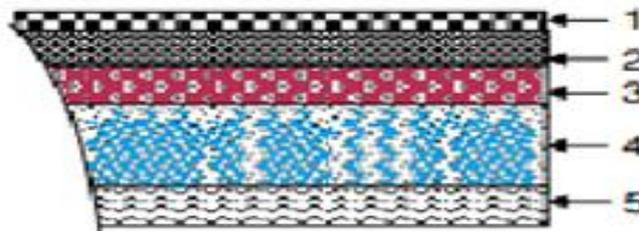


Figure II.8 Charge de Balcon.

Tableau II.4 Récapitulatifs des charges

1	Revêtement en carrelage (2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2	Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3	Lit de sable (2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4	Dalle en béton armé (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
5	Enduit en ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ kg/m}^2$
		$\Sigma = 525 \text{ kg/m}^2$

Charge permanente  $\Rightarrow G=525 \text{ kg/m}^2$ .

Charge d'exploitation  $\Rightarrow Q=350 \text{ kg/m}^2$ .

**II.4.5 Balcon inaccessible:**

**Tableau II.5** Récapitulatifs des charges

1	Protection en gravillon roule (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ kg/m}^2$
2	Etanchéité multicouches(2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$
3	Forme de pente 1% (8 cm)	$0,08 \times 2000 = 160 \text{ kg/m}^2$
4	Isolation thermique en liège(4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
5	Dalle (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
6	Enduit de ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ kg /m}^2$
		$\Sigma = 693 \text{ kg/m}^2$

**Charge permanente**  $\Rightarrow G=693 \text{ kg/m}^2$

**Charge d’exploitation**  $\Rightarrow Q=100 \text{ kg/m}^2$

**II.4.6 Escalier (Paillasse) :**

La charge permanente pour une paillasse d’escalier :

**Tableau II.6** Les charges permanentes.

Poids propre (12 cm)	$2500 \times 0,12 / \cos\alpha = 348.7 \text{ kg/m}^2$
Poids de la marche	$0,17 \times 2500 / 2 = 212.5 \text{ kg/m}^2$
Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Revêtement (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ kg/m}^2$
Garde-corps métallique	10 kg/m <sup>2</sup>
	$\Sigma = 685.20 \text{ kg/m}^2$

**Charge permanente**  $\Rightarrow G= 685.20 \text{ kg/m}^2$

**La charge d’exploitation pour une paillasse d’escalier : Q = 250 kg/m<sup>2</sup>.**

**Tableau II.7** Récapitulatifs des charges.

	G(kg/m <sup>2</sup> )	Q(kg/m <sup>2</sup> )	Etats	
			ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q
Plancher terrasse	634	100	1005.9	734
Plancher étage courant.	541	150	955.35	691

**II.5 Prédimensionnement des poteaux;**

**II.5.1 Méthode de calcul;**

Pour la Prédimensionnement des poteaux on suppose que ces derniers sont soumis a une compression centrée.

La Prédimensionnement se fait pour le poteau le plus sollicité et la section obtenue sera généralisée pour les autres poteaux du meme niveau.

Sera generalisee pour les autres poteaux du même niveau.

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est Supérieur a 05 cinq étage, L'évaluation des charges d'exploitation sera effectué a l'aide de la loi degression.

Leur Prédimensionnement doit respecter les trios condition suivantes;

- Condition de résistance.
- Conditions de stabilité.
- Conditions imposée par le RPA 99.

a) Condition de résistance:

On sait que:

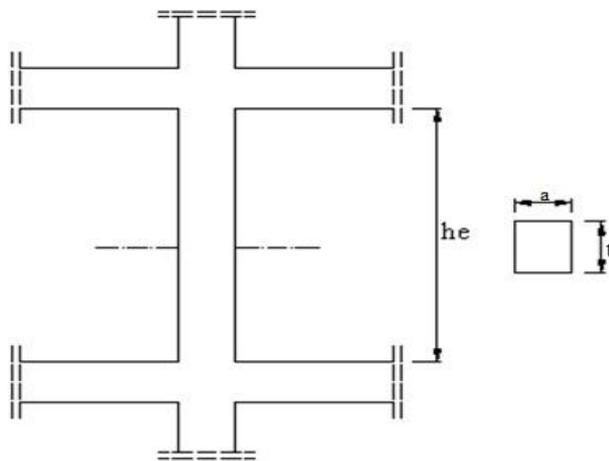


Figure II.9 Dimension des poteaux.

On prend comme section des poteaux une section carrée de :

Tableau II.8 La section réduite du béton.

Étages	RDC	1 <sup>er</sup> étage +2 <sup>eme</sup> +3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> +6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup>
Section(a × b) cm <sup>2</sup> .	(50×50)	(45×45)	(35×35)	(30×30)

Vérification de la section de poteau :

➤ Détermination de « a »:

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire  $\lambda \leq 35$ .

➤  $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$        $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i}$       avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$B = a \times b$

$I = b \times a^3 / 12$

- Poteau 30x30 :

$$I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$B = a \times b \Rightarrow B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \quad i = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 306}{8,66} = 24,73 < 35 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$L_f = 0,7 L_0$  (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à fondation).

$L_0 = 2,82 \text{ m.}$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 \times a \Rightarrow a = \frac{L_f}{\lambda} = \frac{0,7 \times L_0}{0,289 \times 50}$$

➤ **Détermination de « b » :**

Selon les règles de **B.A.E.L 91**, Soit  $N_u$  l'effort normal

Appliqué sur le poteau, détermine comme suit:

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

Avec:

$B_r$  [ $\text{cm}^2$ ] : section réduite du poteau, obtenue en

Déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur

sur toute sa périphérie avec:

$$B_r = (b - 2) (h - 2) \text{ cm}^2.$$

$A$  [ $\text{cm}^2$ ] : section d'armatures à mettre en place.

$F_{c28}$  [MPa] : Contrainte caractéristique à la Compression.  $\Rightarrow F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$F_e$  E400 [MPa]: Limité d'élasticité  $\Rightarrow F_e = 400 \text{ MPa.}$

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  (cas général).

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  (cas général).

Pour toutes les armatures participant à la résistance du poteau, on prend  $\lambda \leq 50$ :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,7$$

On prend le pourcentage d'armature:  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% \Rightarrow A = 0,008 B_r \quad \% \Rightarrow A = 0,008 \cdot B_r$  (RPA99 version 2003)

La formule devient : 
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,01 \cdot f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Après application numérique on obtient:

$$B_r \geq \frac{N_u [MN]}{0,7 \times \left[ \frac{25 [MPa]}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,01 \times 400 [MPa]}{1,15} \right]}$$

On aura donc:  $B_r [cm^2] \geq 0,064 \times 10^4 N_u$

Avec :

$N_u = \Sigma$  des charges verticales agissant sur le poteau plus sollicité.

➤ **Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :**

les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone IIa):

$b_1, h_1, h_e$  : les dimensions du poteau

$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$      $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$ .

$1/4 > b_1 / h_1 > 4$ . Toutes ces conditions sont vérifiées.

**II.5.2 Dimensionnement de poteau le plus sollicité:**

- **Surfaces afférents des poteaux :**

La Surface afférent de poteau le plus sollicité:

$$S_{\text{aff}} = \left( \frac{Lx1}{2} + \frac{Lx2}{2} \right) \times \left( \frac{Ly1}{2} + \frac{Ly2}{2} \right)$$

$$S_{\text{aff}} = \left( \frac{5.5}{2} + \frac{3.4}{2} \right) \times \left( \frac{3.2}{2} + \frac{4.0}{2} \right)$$

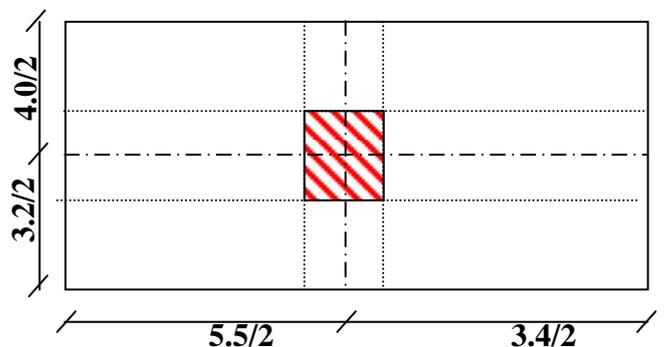
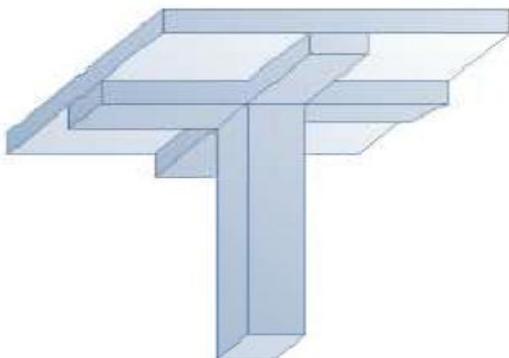


Figure II.10 La surface afférente de poteau

**Tableau II.9** Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q [kN]
Sous terrasse	Q0	1.00
Sous 9ème étage	Q0 + Q1	2.5
Sous 8ème étage	Q0 + 0,95(Q1 + Q2)	3.85
Sous 7ème étage	Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)	5.05
Sous 6ème étage	Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)	6.10
Sous 5ème étage	Q0 + 0,80(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	7.00
Sous 4ème étage	Q0 + 0,75(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 +Q5 + Q6)	7.75
Sous 3ème étage	Q0 + 0,71(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +Q7)	8.45
Sous 2ème étage	Q0 + 0,687(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +Q7+Q8)	9.28
Sous 1er étage	Q0 + 0,66(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +.....+Q9)	10.00
Sous le RDC	Q0 + 0,65(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 +Q6 +.....+QRDC)	13.25

**ELU;** Nu=1.35G+1.5Q

S<sub>aff</sub>=16.02 m<sup>2</sup>

**ELS;** Nu=G+Q

**Tableau II.10** Estimation des sections droites.

Niveaux	Gcumulée (KN/cm <sup>2</sup> )	Qcumulée (KN/cm <sup>2</sup> )	1,1Nu		Br(m <sup>2</sup> ) (b - 2) × (h - 2)	Br ≥ 0,064Nu Cm <sup>2</sup>	B Cm <sup>2</sup>
			ELU	ELS			
Sous terrasse	4389	1.00	6519	4829	//	//	//
9	8181	2.50	12153	9003	//	//	30×30
8	13176	3.85	19572	14497	//	//	30×30
7	17570	5.05	26099	19333	784	1518	30×30
6	21965	6.10	32628	24168	//	//	35×35
5	26359	7.00	39155	29003	//	//	35×35
4	30754	7.75	45682	33838	1089	2658	35×35
3	35148	8.45	52209	38672	//	//	45×45
2	39543	9.28	58737	43508	//	//	45×45
1	43937	10.00	65263	48342	1849	3797	45×45
RDC	48331	13.25	65267	48344	2304	3797	50×50

## II.6 Pré-dimensionnement des voiles;

### II.6.1 Les voiles :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après cet article :

- « Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme dévoiles. »

Avec :  $L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimal est de 15cm », l'épaisseur doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur libre l'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux

extrémités du voile comme indiquée sur les figures suivantes :

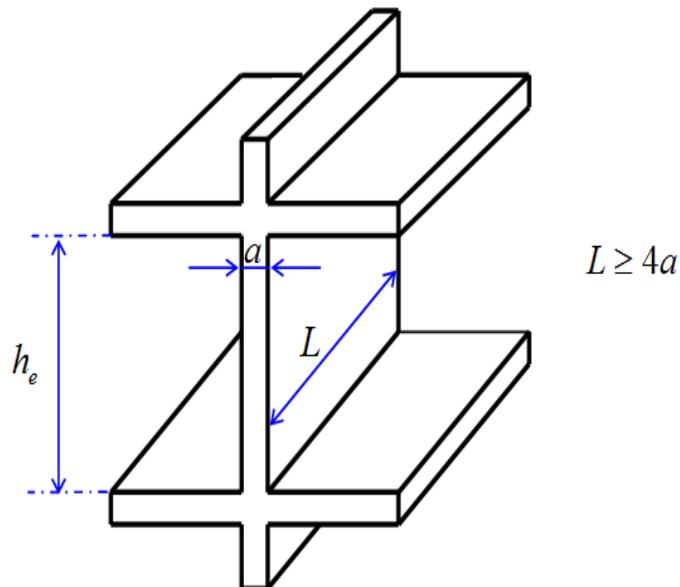
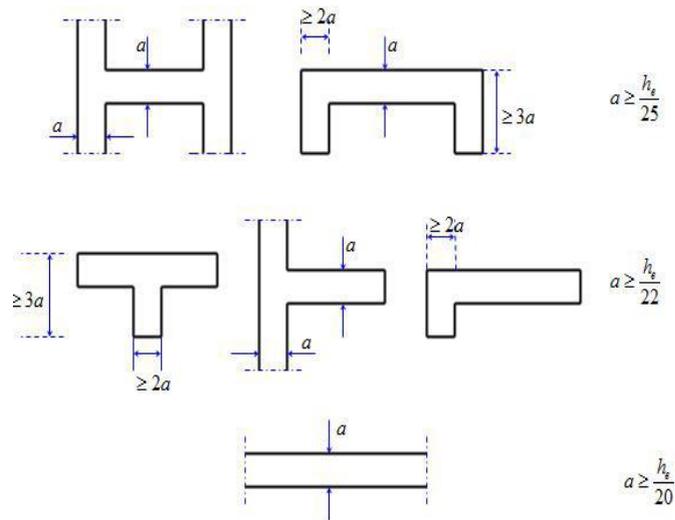


Figure II.11 Coupe du voile en élévation.



**Figure II.12** Coupes de voiles en plan

Dans notre cas et du fait que l'on va prendre la même épaisseur pour tous les voiles de contreventement du bâtiment longitudinalement et transversalement, et aussi vu que les différents voiles possèdent différentes conditions de liaisons aux limites nous aurons donc :

$$a \geq \max ( h_e/25 , h_e/22 , h_e/20 )$$

Avec : «he» : hauteur d'étage.

$$h_e = 3,02 \text{ m} \rightarrow a \geq 302/20 \rightarrow a \geq 15,10 \text{ cm.}$$

$$a \geq \max ( 12,24 ; 13,90 ; 15,10 ) \text{ cm.}$$

On prendra pour tous les voiles de la structure une épaisseur de :

RDC, 1ère ..... 9 ème étage → Epaisseur a = 20 cm.

### Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en respectant les règles de **RPA99/version2003** et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objectif d'étude des planchers corps creux et dalle plein.

# ***CHAPITRE III***

## ***Etude des planchers***

### III.1. Plancher:

#### III.1.1. Définition:

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destiné à séparer les étages et à supporter le revêtement de sol ; dont les deux fonctions principales sont les suivantes :

- ✓ Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- ✓ Une fonction d'isolation acoustique et thermique, elle peut être assurée complémentaiement par un faux plancher ou un revêtement de sol apporté.

#### III.1.2 Plancher a courpe creux:

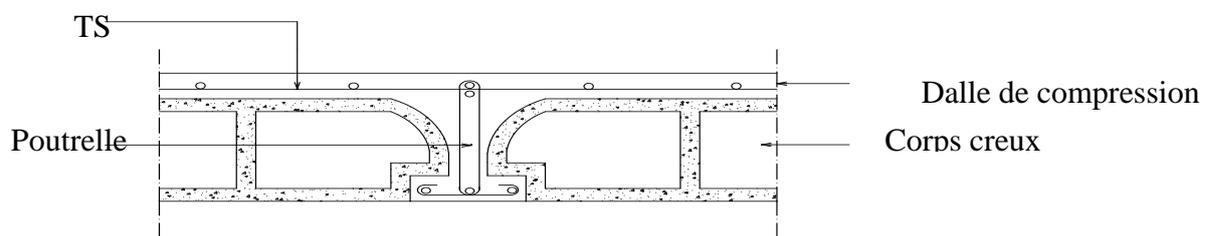


Figure III.1 : coupe transversale d'un plancher à corps.

### III.2 Détermination des dimensions des poutrelles :

\* Ce type de plancher est composé d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur (16+4)cm.

➤ Les poutrelles ont une section en (Té).

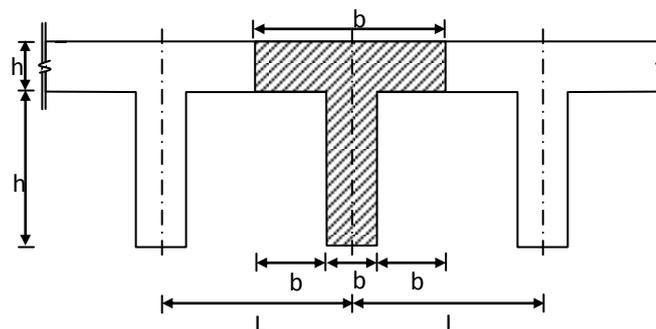


Fig III.2 Dimension de la Poutrelle.

D'après les règles de (BAEL91 page126), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes

- $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- $b_1 \leq (L_n - b_o) / 2$  Avec:
- $6h_o \leq b_1 \leq 8h_o$

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

$L_n$  : Distance entre axe des nervures.

Suivant le DTR BC22, normes

algériennes :  $L_n = 60\text{cm}$

$b_o = 12\text{cm}$  ;  $h_o = 4\text{cm}$ .

- $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- $b_1 \leq (L_n - b_o) / 2$  Avec:  $L = 477 - 35 = 442\text{ cm}$ .
- $6h_o \leq b_1 \leq 8h_o$

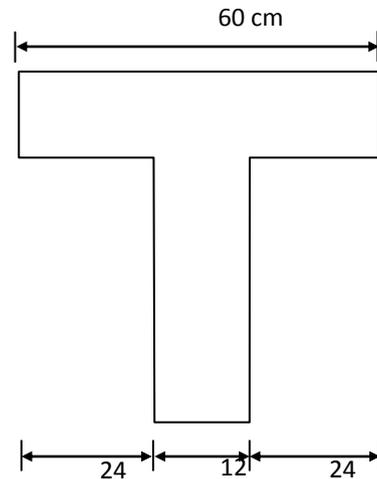


Figure III.3: Schéma d'une section en T''

### III.3 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit répondre aux conditions suivantes livrées par **(C.B.A.93 P 136)** :

- \* Le hourdi doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
  - \* 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - \* 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- \* La section des armatures perpendiculaires doit avoir

et  $A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$  pour les deux cas, avec  $A_{\perp} \text{ en } [cm^2/ml]$   $A_{\perp} = 200/fe$  : si l'entre axe des poutrelles  $L_n \leq 50\text{ cm}$

$A_{\parallel} = 4 L_n / fe$  : si l'entre axe des poutrelles  $50 < L_n \leq 80\text{cm}$

$fe$  : limite d'élasticité du T.S

- pour un diamètre inférieur à 6 mm de T.S ; la classe d'acier est TLE 520.

#### a- Armatures perpendiculaires :

$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \rightarrow L_n = 60\text{m}$ .

$A_{\perp} \geq 240/520 = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}$ .

$\rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}$ .

On adopter:  $5\phi 6/ml \rightarrow A_{\perp} = 1,41cm^2/ml; S_t = 20cm.$

**b- Armatures parallèles :**

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \rightarrow A_{//} \geq 1,42 / 2 = 0,7cm^2$$

La même section de  $A_{\perp}$  sera retenue pour  $A_{//}$

Donc on adopte un treillis soudé  $\phi 6(200 \times 200)$  Pour le ferrailage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées (BAEL83 :Art B6.8.4) :

1-Lé hourdi doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2-Si  $A_{\perp}$  est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en  $(cm^2/ml)$ , on doit avoir :  
 $A_{\perp} \geq 200/f_e$  : si l'entre-axe des poutrelles  $L_n \leq 50cm.$

$A_{\perp} \geq 4L_n / f_e$  : si l'entre-axe  $L_n$  est compris entre 50cm et 80cm.

3-Si  $A_{//}$  est la section des armatures parallèles aux nervures ,alors :

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \quad \text{en } (cm^2/ml)$$

a/ Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50cm \leq L_n \leq 80cm$$

$$A_{\perp} \geq 4 L_n / f_e = 4 \times 60 / 520 = 0.46cm^2/ml$$

$f_e$  : limite d'élasticité (treillis soudés  $\phi 6 \rightarrow f_e = 520MPa$ )  $\rightarrow 5\phi 6/ml$

$$\Rightarrow A_{\perp} = 1.41cm^2/ml ; st = 20cm$$

b/ Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} \geq 1.41 / 2 = 0.7cm^2/ml \rightarrow 5\phi 6/ml \Rightarrow A_{//} = 1.41 cm^2 /ml : st = 20cm$$

Donc : on adopte un treillis soudés :  $\phi 6$  de mailles  $(200 \times 200)mm^2.$

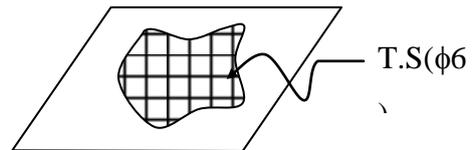
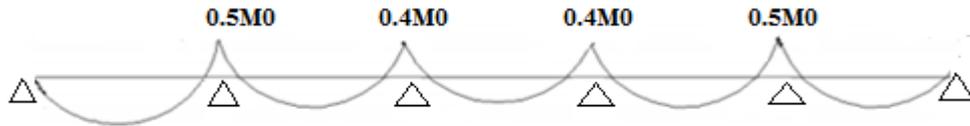


Figure III.4: Schéma de T.S

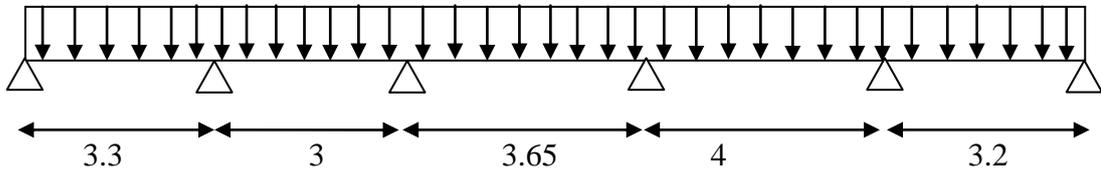
**III.3.1 Etude des poutrelles:**

➤ **Ferrailage des poutrelles:**

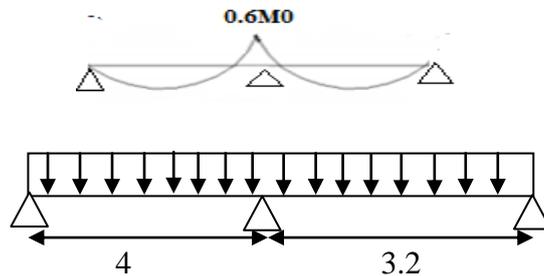
Dans notre projet on a 02 types des poutrelles à étudier. Leurs schémas statiques sont donnés comme suit:



Type01:



Type02:



➤ Condition d' application de la méthode forfaitaire;

Tableau III. 2 :Récapitulation des charges

	G(N/m <sup>2</sup> )	Q(N/m <sup>2</sup> )	Etats		Bonde	G(N/m <sup>2</sup> )	
			ELU 1.35G+1.5 Q	ELS G+Q		ELU	ELS
Plancher terrasse	5790	1000	9317	6790	0.6	5590	4074
Plancher étage courant et RDC	4860	1500	8811	6360	0.6	5287	3816

BAEL 91(art 8.6.22.10)

Pour la détermination des moments fléchissent et des efforts tranchants, on utilise la méthode forfaitaire et pour cela les conditions suivantes doivent être vérifiées.

1-deux fois la charge permanente doit être Supérieur ou égale a la charge d'exploitation (2G ≥ P).

2×4860=9720 > 1500 N/m<sup>2</sup>.....condition de vérifie.

2-les moments d'inertie des sections transversales sont son la mêmes dans les différent torves.....cv.

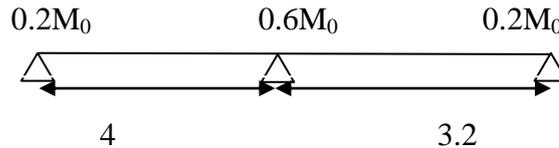
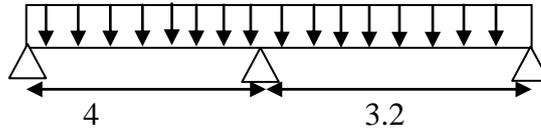
3-le rapport entre deux portées successive doit être comprise entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

4-la fissuration est considéré comme peu nuisible.

Remarque : La condition  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$  est vérifiée, donc on va utiliser la méthode forfaitaire.

• **Type 2**



➤ **Moment en travée (plancher étage courant):**

• **Travée de rive (1 – 2):**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \cdot M_0$$

$$\rightarrow M_t \geq \max[(1.2 + 0.3\alpha)] \cdot M_0$$

$$\alpha = \frac{P}{(P+G)} = \frac{1500}{(1500+4860)} = 0.236.$$

Donc:  $M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \cdot M_0 \rightarrow M_t \geq 0.671M_0$

**ELU;**  $q_u = 5287 \text{ N/ml}$

**ELS;**  $q_u = 3816 \text{ N/ml}$ .

$$M_{01} = q_u \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{5287 \times (4)^2}{8} = 10574 \text{ N.m}$$

$$M_{01} = q_u \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{3816 \times (4)^2}{8} = 7632 \text{ N.m}$$

$$M_{t1u} = 0.671M_0.$$

$$M_{t1ser} = 0.671 \cdot M_0$$

$$M_{t1u} = 0.671(10574) = 7095 \text{ N.m}$$

$$M_{t1ser} = 0.671(7632) = 5121 \text{ N.m}$$

• **Travée de rive (2 – 3):**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \cdot M_0$$

$$\rightarrow M_t \geq \max[(1.2 + 0.3\alpha)] \cdot M_0$$

$$\alpha = \frac{P}{(P+G)} = \frac{1500}{(1500+4860)} = 0.236.$$

Donc  $M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \cdot M_0 \rightarrow M_t \geq 0.671M_0$

**ELU;**  $q_u = 5287 \text{ N/ml}$

**ELS;**  $q_u = 3816 \text{ N/ml}$ .

$$M_{02} = q_u \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{5287 \times (3.2)^2}{8} = 6767 \text{ N.m}$$

$$M_{02} = q_u \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{3816 \times (3.2)^2}{8} = 4884 \text{ N.m}$$

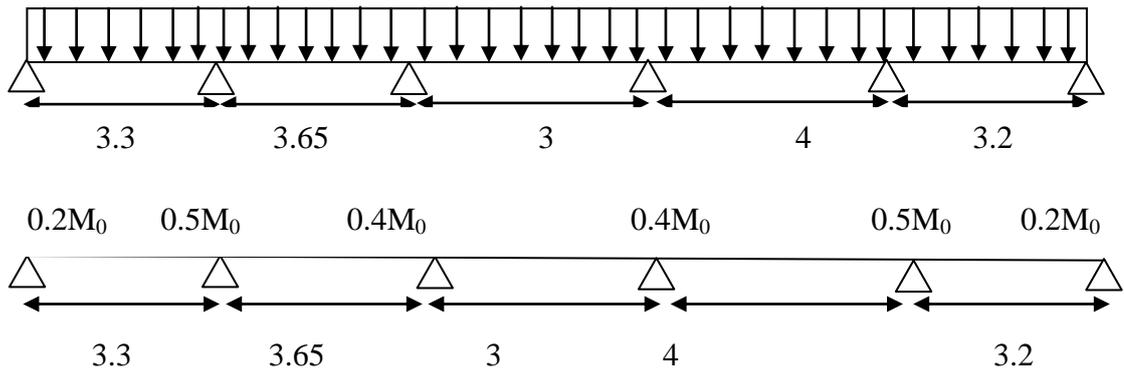
$$M_{t2u} = 0.671M_0.$$

$$M_{t2ser} = 0.671 \cdot M_0$$

$$M_{t2u} = 0.671(6767) = 4541 \text{ N.m}$$

$$M_{t2ser} = 0.671(4884) = 3277 \text{ N.m}$$

**Type 01:**



➤ **Moment en travée (plancher étage courant):**

• **Travée de rive (1 – 2):**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]. M_0$$

$$\rightarrow M_t \geq \max[(1.2 + 0.3\alpha)]. M_0$$

$$\alpha = \frac{P}{(P+G)} = \frac{1500}{(1500+4860)} = 0.236.$$

Donc  $M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]. M_0 \rightarrow M_t \geq 0.721. M_0$

**ELU:**  $q_u = 5287 \text{ N/ml}$       **ELS:**  $q_u = 3816 \text{ N/ml}$

$$M_{01} = q_u \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{5287 \times (3.3)^2}{8} = 7197 \text{ N.m} \quad M_{01} = q_u \cdot \frac{L_1^2}{8} = \frac{3816 \times (3.3)^2}{8} = 5195 \text{ N.m.}$$

$$M_{t1u} = 0.721. M_0 \quad M_{t1ser} = 0.721. M_0$$

$$M_{t1u} = 0.721(7197) = 5189 \text{ N.m} \quad M_{t1ser} = 0.721(5195) = 3746 \text{ N.m.}$$

➤ **Moment en appuis:**

**Tableau III.2** Moment en appuis.

ELU(N. m)		ELS(N. m)	
Ma <sub>1</sub>	0.2 M <sub>01</sub> = 0.2 × 7197 = 1439	Ma <sub>1</sub>	0.2 M <sub>01</sub> = 0.2 × 5195 = 1039
Ma <sub>2</sub>	0.5 M <sub>02</sub> = 0.5 × 7197 = 3599	Ma <sub>2</sub>	0.5 M <sub>02</sub> = 0.5 × 5195 = 2598
Ma <sub>3</sub>	0.4 M <sub>03</sub> = 0.4 × 8805 = 3522	Ma <sub>3</sub>	0.4 M <sub>03</sub> = 0.4 × 6355 = 2542
Ma <sub>4</sub>	0.4 M <sub>04</sub> = 0.4 × 5948 = 2379	Ma <sub>4</sub>	0.4 M <sub>04</sub> = 0.4 × 4293 = 1717
Ma <sub>5</sub>	0.5 M <sub>05</sub> = 0.5 × 10574 = 5287	Ma <sub>5</sub>	0.5 M <sub>05</sub> = 0.5 × 7632 = 3816
Ma <sub>6</sub>	0.2 M <sub>06</sub> = 0.2 × 6767 = 1353	Ma <sub>6</sub>	0.2 M <sub>06</sub> = 0.2 × 4884 = 977

➤ Calcul de l'effort tranchant (T):

$$T=q \times L/2 + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

Exemple de calcul:

$$T_a = q \times L/2 + \frac{(M_{a1} - M_{a2})}{L} = 5287 \times \frac{3.3}{2} + \frac{(1439 - 3599)}{3.3} = 7414 \text{ N.}$$

Type 01:

Tableau III.3 Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Plancher étage courant).

appui	Ma		ET(N)
	ELU(N. m)	ELS(N. m)	
1	1439	1039	8069
2	3599	2598	9378
			7956
3	3522	2542	7905
			9962
4	2379	1717	9336
			9847
5	5287	3816	11301
			9686
6	1353	977	7230

Tableau III.4 Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Terrasse).

	Ma		ET (N)
	ELU(N. m)	ELS(N. m)	
1	1439	1039	8569
2	3599	2598	9878
			8411
3	3522	2542	8359
			10515
4	2379	1717	9889
			10453
5	5287	3816	11907
			10173
6	1353	977	7715

Tableau III.5 Les moments en travée .

Travée	ELU(N. m)		ELS(N. m)	
	Terrasse	Étage courant	Terrasse	Étage courant
1-2	5281	5189	3849	3746
2-3	3736	5468	2722	3946
3-4	5995	3991	4369	2881
4-5	6641	6566	4840	4739
5-6	4966	4879	3619	3522

➤ Type 02:

**Tableau III.6** Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Plancher étage courant).

appui	Ma(N. m)		ET(N)
	ELU	ELS	
1	2115	1526	9517
2	6344	4579	11631
			10070
3	1190	859	6848

**Tableau III.7** Les moments sur appuis et l'effort tranchant (Terrasse).

appui	Ma(N. m)		ET(N)
	ELU	ELS	
1	2236	1628	10062
2	6708	4884	12298
			1861
3	3773	2750	8027

**Tableau III.8** Les moments en travée .

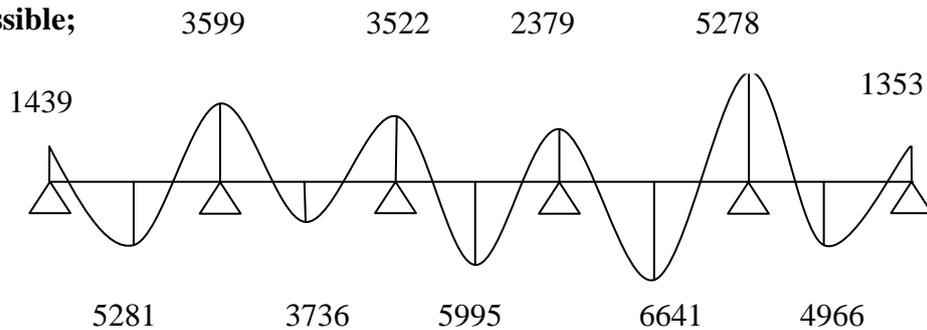
Travée	ELU(N. m)		ELS(N. m)	
	Terrasse	Étage courant	Terrasse	Étage courant
1-2	7200	7095	5242	5121
2-3	4608	4541	3358	3277

**III.3.2 Diagrammes des moment fléchissent et efforts tranchants;**

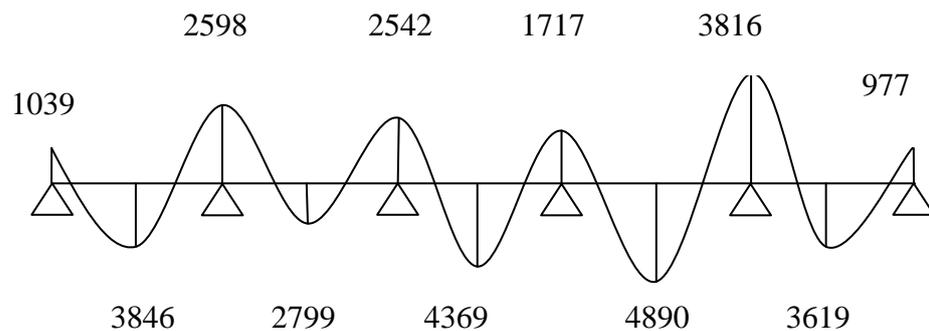
• Type 1;

**Terrasse inaccessible;**

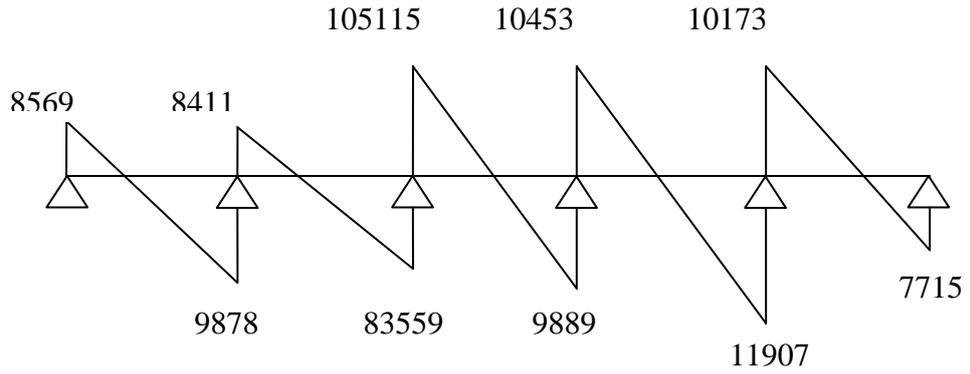
**ELU;**



**ELS;**

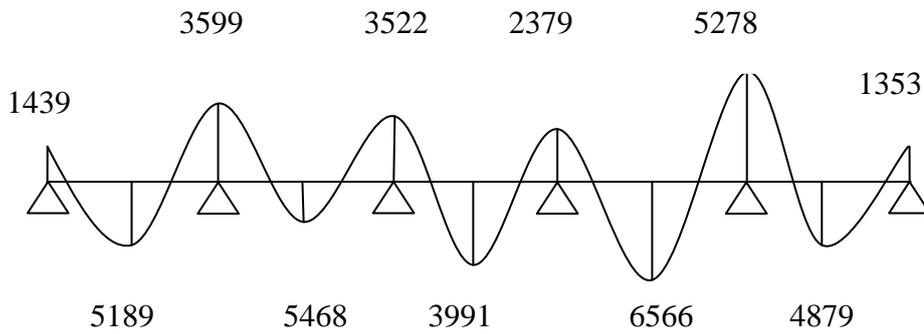


**ET;**

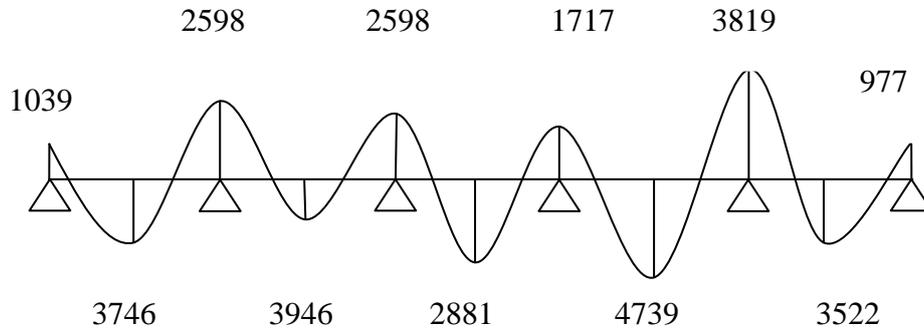


❖ **plancher étage courant;**

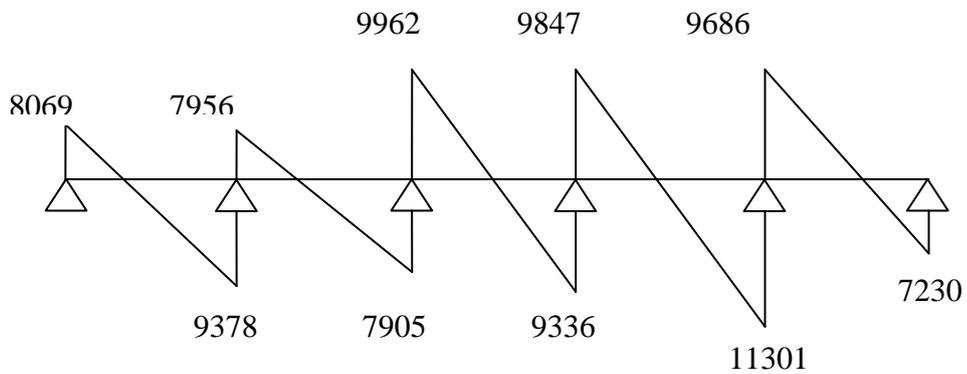
**ELU;**



**ELS;**



**ET;**



**Moment fléchissant et efforts tranchants maximales ;**

(a) **Plancher terrasse inaccessible;**

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{t\max} = 7200 \text{ N.m} \\ M_{a\max} = 6708 \text{ N.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{t\max} = 5242 \text{ N.m} \\ M_{a\max} = 4884 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$T_{\max} = 11907 \text{ N.}$$

(b) **Plancher étage courant;**

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{t\max} = 7095 \text{ N.m} \\ M_{a\max} = 6344 \text{ N.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{t\max} = 5121 \text{ N.m} \\ M_{a\max} = 4579 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$T_{\max} = 11301 \text{ N.}$$

**III.3.3. Détermination de ferrailage et vérification :**

a) **En travée ELU (Terrasse);**

$$M_{t\max} = 7200 \text{ N.m.}$$

• **Calcul le moment capable de la table :**

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

❖ Si  $M_u < M_T$  l'axe neutre est dans la table de compression et la section en (T) sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h)$ .

❖ Si  $M_u > M_T$  l'axe neutre est dans la nervure et la section de calcul sera une section

$$\text{en(T)}. M_T = 60 \times 4 \times 14.20 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54.52 \text{ kN.m.}$$

Donc ;  $M_u < M_T$  la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (60 \times 16) \text{ cm}^2$ .

➤ **Exemple de calcul de ferrailage :**

• Vérification de l'existence de l'armature comprimée  $A'$  :

**Moment réduite :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{(\sigma_{bc} \times b \times d^2)} = \frac{7200 \times 10^2}{(14.20 \times 10^2 \times 60 \times 18^2)} = 0.026.$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{limite} \rightarrow$  Section sans armature comprimées.

$$\mu_{limite} = 0.391$$

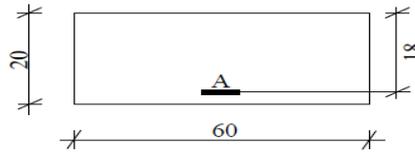


Fig.III.5 : Section de calcul h×b.

$$A' = 0 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0.033 \quad \beta = (1 - 0.4.\alpha) = 0.986.$$

$$A_u = \frac{M_u}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{7200}{(348 \times 0.986 \times 18)} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2. \quad (\text{BAEL91p275.})$$

$$A_s = \max(A_u, A_{\min}) = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix des armatures; } 3T12 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2.$$

**b) En appuis ELU(Terrasse);**

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 (12×20).

**Moment réduite :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{(\sigma_{bc} \times b \times d^2)} = \frac{6708 \times 10^2}{(14.20 \times 10^2 \times 60 \times 18^2)} = 0.024.$$

$$A' = 0 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0.031.$$

$$\beta = (1 - 0.4.\alpha) = 0.987.$$

$$A_u = \frac{M_u}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{6708}{(348 \times 0.987 \times 18)} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2. \quad (\text{BAEL91p275.})$$

$$A_s = \max(A_u, A_{\min}) = 3.39 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures; 3T12 → A = 3.39 cm<sup>2</sup>.

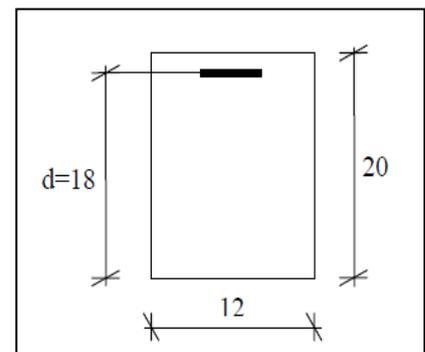


Fig.III.6 : Section de calcul.

• **Vérification a l' ELS(Terrasse):**

Fissuration peu nuisible(aucune verification pour  $\sigma_s$ )

(BAEL91p1315)

a) **En travée ;**  $M_{t\max}=5242$  N.m

La distance y et le moment d'inertie I se calcule par les formulas donnée par

(BAEL91 p134.) cas de la section en (T).

• **Vérification de la position de l' axe neutre:**

❖ **Centre de gravité (avec  $A'_s = 0$ ):**

$$b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30 \cdot A_s]y - [(b - d_0)h_0^2 + 30 \cdot d \cdot A_s] = 0$$

$$12 \cdot y^2 + [2(60 - 12)4 + 30 \cdot 3,39]y - [(60 - 12)4^2 + 30 \cdot 18 \cdot 3,39] = 0$$

$y = 4.78\text{cm} > h_0$  l' axe neutre est bien dans la nervure.

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \text{ (BAEL91p134)}$$

$$I = 11062.41\text{cm}^4.$$

❖ **Contraintes:**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5242}{11062.41} = 0.473\text{MPa/m.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 2.26\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{c. v.}$$

Donc les armatures calculées a l' ELS sont maintenues.

b) **En appui;**  $M_{a\max}=4884$  N.

• **Vérification de la position de l' axe neutre:**

❖ **Centre de gravité (avec  $A'_s = 0$ ):**

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire( $b_0 \times h$ )=(12 × 30):

Cas de la section rectangulaire → (BAEL 91 P133).  $y = 8.36$  cm.

❖ **Inertie;**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot 3.39 \cdot (d - y)^2$$

$$I = 16411.01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Contraintes;**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4884}{16411.01} = 0.297 \text{ MPa/m.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 2.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

Donc les armatures calculée a l' ELU sont maintenues.

• **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant;**

Lorsque que les armatures dame sont des armatures droites (perpendiculaires a la ligne moyenne) on doit verifier pour une fissuration peu nuisible la condition;

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11907}{120 \times 270} = 0.37 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchants aux voisinages des appuis;**

1. **Appuis d-e rives;**

• **Vérification de la compression de béton;**

$$V_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b_0 \cdot a$$

$$a = 0.9d = 24.30 \text{ cm.}$$

$$0,4 \frac{25}{1.5} \cdot 120 \cdot 243 = 194.40 \text{ kN} > V_u^{max} = 11.907 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{C. V.}$$

• **Diamètre des armatures transversales;**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{min} \right\}$$

Avec  $\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

h: Hauteur de la section.

$b_0$ : Largeur de la nervure.

$\phi_L^{min}$ : Diamètre minimales des armatures longitudinales en travée.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} = 8.57; \frac{120}{10} = 12; 10 \text{ mm.} \right\} = 8.75 \text{ mm}$$

En prendre;  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ , avec un acier FeE235. Soit  $2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales;

$K=1$  en flexion simple.

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_e \cdot k)}{0.9} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \rightarrow \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 \times f_e)}$$

$$\delta_{t1} \leq 365.22 \text{ cm.}$$

$\delta_{t1}$ ; négligable.

$$\delta_{t2} \leq (0.9 \times d_{40 \text{ cm}}) = 24.30 \text{ cm} \quad \delta_{t2} = 20 \text{ cm} \quad (\text{BAEL91p196})$$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b_0 \delta_{t3}} \geq \rho_{t \text{ max}} = \frac{1}{f_e} \max \left( \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ Mpa} \right) = \frac{1}{f_e} \frac{\tau_u}{2} \text{ MPa.}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \times 12} = 46.67 \text{ cm} \rightarrow \delta_{t3} = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 20 \text{ cm}$$

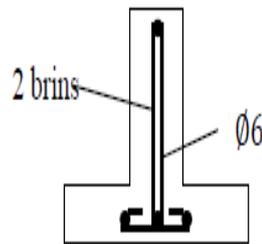


Fig III.7 : armatures

Tableau III.9 : Ferrailage de plancher.

	Armature tendue	Armature comprimée	Armature transversale
Planche étage courante	3.39 (cm <sup>2</sup> )	3T12	2Ø6 espace 10/20
Planche terrasse inaccessible	3.39 (cm <sup>2</sup> )	3T12	2Ø6 espace 10/20

• III.4 Vérification de la flèche :

Le calcul des déformation est effectué pour évalués les flèches dans le but de fixer les contre flèches a la construction ou de limiter les déformation de suivantes;

a.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

b.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{0 \text{ service}}}$ . (BAEL91P154)

c.  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec I: portée de la travée entre nus d'appuis.

h: hauteur total de la section droite

d; hauteur utile de la section droite

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

M<sub>i</sub>; moment fléchissant maximale en travée.

M<sub>0</sub>; moment flechissant maximale dans la travée supposée

Independent et reposant sur deux appuis libre.

f<sub>e</sub>; limite élastique en MPa.

• **Vérification des conditions;**

a.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{550} = 0.054 < 0.062 \dots \dots \dots \text{C. V.}$

b.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{0 \text{ service}}} \rightarrow \frac{1}{10} \times \frac{5242}{5242} = 0.1 < 0.052.$

c.  $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{12 \times 18} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm.}$$

**III.4.1 Evaluation des flèches: (BAEL 91 P153)**

• **Pour les flèches dues aux charges instantanées;**

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \text{ avec } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

$$I_{fi} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 \times \lambda_i \times \mu}; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{c28}}; \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

• **Pour les flèches dues aux charges de longue durée;**

$$f_v = \frac{ML^2}{10 \times E_v} \times I_{fv}; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.} \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \times \lambda_i \times \mu}$$

Avec; L; la longueur de travée .

b et b<sub>0</sub>; les largeur de la table de compression et de la nervure

I<sub>0</sub> ; le moment d'inertie de la section totale rendue homogène,

$F_{c28}$ ; la resistance carcteristique du beton a la traction .

$\sigma_s$ ; la contrainte de la traction dans l'armature correspondant au cas de la charge étudiée.

• **Valeur limité de la flèche;**

$$g = G \times 0.6 = 3.47 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 0.6(G + Q) = 4.07 \text{ kN/m}^2$$

$$j = 0.6(G - 0.75) = 3.02 \text{ kN/m}^2$$

Avec;  $g$ ; L'ensemble des charges permanentes.

$j$ ; Charges permanentes appliqués au moment de la mise en œuvre des cloisons .

$p$ ; L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supporter par d'élément considéré.

**Tableau III.10** Tableau des charges.

Les charges					
Type de plancher	G(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	g(kN/ml)	p(kN/ml)	j(kN/ml)
Terrasse	5.79	1.00	3.474	4.074	3.024

**Contrainte des aciers**( $\sigma_{sg}$ ;  $\sigma_{sp}$ ;  $\sigma_{sj}$ ):

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\rho = 0.015 \times 100 \times 0.015 = 1.50 \quad \beta = 0.858 \quad \text{(BAEL83P252)}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} \quad \sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} \quad \sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d}$$

$M_g$ ;  $M_p$ ;  $M_j$ ; Moment en travee

$$M_g = 0.858 \cdot \frac{g \times l^2}{8} \quad M_p = 0.858 \cdot \frac{p \times l^2}{8} \quad M_j = 0.858 \cdot \frac{j \times l^2}{8}$$

**Tableau III.11** Moment flechissent et des contrainte d'acier

Type de plancher	$\rho$	$\beta$	$M_g$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_j$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sg}$ (MPa)	$\sigma_{sp}$ (MPa)	$\sigma_{sj}$ (MPa)
Terrasse	1.50	0.858	11.27	13.20	9.79	215	252	187

• **Calcul de  $\mu^g, \mu^p, \mu^j, \lambda_i, \lambda_j$ ;**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{c28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Tableau III.12 Tableau des coefficients

Type de plancher	$\mu^g$	$\mu^p$	$\mu^j$	$\lambda_i$	$\lambda_v$
Terrasse	0.96	0.97	0.96	1.05	0.41

- Calcul des moment d'inertie ;

❖ Exemple de calcul (Terrasse);

$$I_{gi} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} \quad I_{pi} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_p}$$

$$I_{gv} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} \quad I_{ji} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_j}$$

$I_0$ ; moment d'inertie de la section homogène.

$$B = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A$$

$$B = 12 \times 30 + (60 - 12) 4 + 15 \times 3.39 \rightarrow B = 602.85 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[ b_0 \times \frac{h^2}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + 15 \times A \times d \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{602.85} \left[ 12 \times \frac{30^2}{2} + \frac{(60 - 12) 4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right] \rightarrow V_1 = 11.11 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - C_1)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (11.11^3 + 9^3) + (60 - 12) \cdot 4 \cdot \left[ \frac{4^2}{12} + (11.11 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \cdot 3.39 \cdot (9 - 3)^2$$

$$I_0 = 26422.4 \text{ m}^4.$$

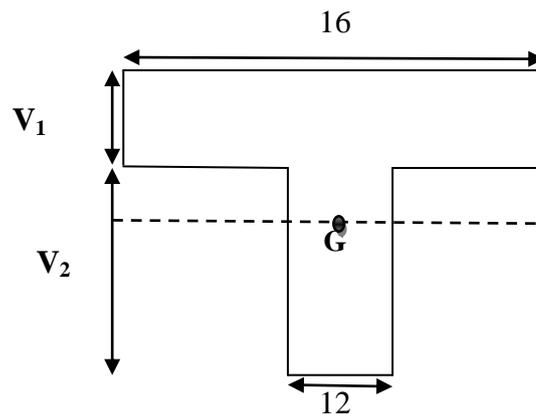


Figure III.8 Position de l'axe.

Tableau III.13 Moments d'inerties fictifs

Type de plancher	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )
Terrasse	14474.42	20855.79	14399.13	14474.42

## III.4.2 Calcul des flèches :

$$f_i^g = \frac{M_g.l^2}{10.E_i.I_g.f_i}$$

$$f_i^p = \frac{M_g.l^2}{10.E_i.I_p.f_i}$$

$$\Delta f = (f_v^g - f_i^j) + (f_i^p - f_i^g)$$

$$f_v^g = \frac{M_g.l^2}{10.E_i.I_g.f_i}$$

$$f_i^j = \frac{M_g.l^2}{10.E_i.I^j.f_i}$$

Tableau III.4 Les flèches fictives.

Type de plancher	Flèches fictive				Flèches calcule
	f <sub>i</sub> <sup>g</sup> (cm)	f <sub>i</sub> <sup>p</sup> (cm)	f <sub>v</sub> <sup>g</sup> (cm)	f <sub>i</sub> <sup>j</sup> (cm)	Δf(cm)
Terrasse	1.69	1.70	1.69	1.69	0.01

## Conclusion;

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé les planchers à corps-creux et la dalle pleine. Nous présentons dans le 4ème chapitre l'étude et le ferrillage des éléments non structuraux (escaliers, acrotère... etc.)

# ***CHAPITRE IV***

***étude des élément secondaires***

## IV.1 Etude de l'acrotère:

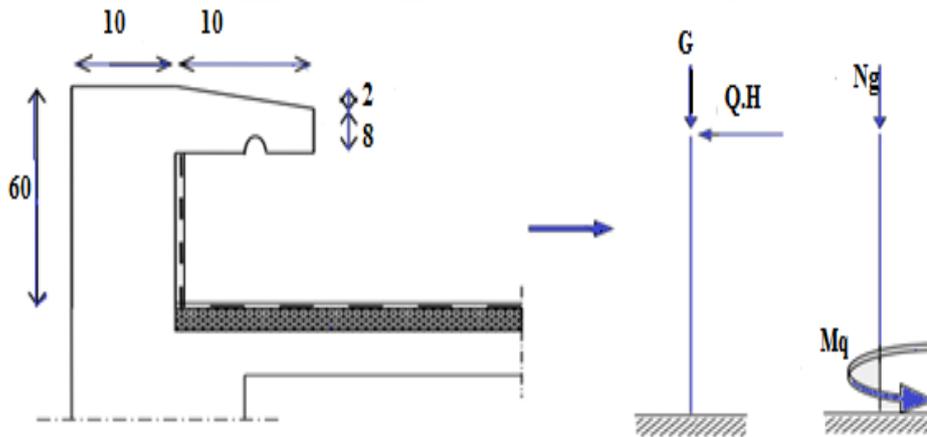


Figure IV.1 Schéma statique d'un acrotère

## IV.1.1 Définition;

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Méthode de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical dû à son poids propre.
- ✓ Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.
- ✓ Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

- **Evaluation des charges et Surcharges :**

- a-Poids propre de l'acrotère :

$$G = [(0.6 \times 0.1)] + \left[ \frac{(0.1 \times 0.02)}{2} + (0.08 \times 0.1) \right] \times 25 = 172.5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 [0.6 + 0.2 \times 0.08 + 0.1 + 0.5] = 59.2 \text{ kg/m}$$

$$G = 172.5 + 59.2 = 231.7 \text{ kg/ml.} \quad G = 231.7 \text{ kg/ml}$$

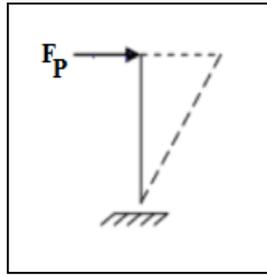


Figure IV.2 l'effort sismique.

**b-Surcharge d'exploitation :**

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

- **Calcul de l'effort sismique :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale **FP** donnée par **RPA/version2003 (page43)**

$$F_p = 4AC_pW_p.$$

**A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone II - a et groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0,15$ .

**Cp** : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003)

**Cp = 0,8** pour un élément en console.

**WP** : poids de l'élément considéré  $W_p = G_1 + G_2 = 2,317 \text{ kN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,317 \rightarrow F_p = 1,112 \text{ kN/ml}$$

**Calcul de la section d'armatures :****1) Ferrailage de l'acrotère (E.L.U) :**

$$h = 10 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm.} \quad c = 2 \text{ cm}$$

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

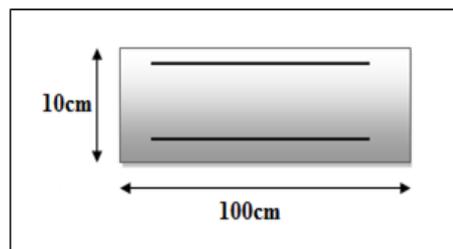


Figure IV.3 Section de l'acrotère.

**2) Calcul de l'excentricité :**

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91:

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

**e<sub>1</sub>**: excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.317} = 0.388\text{m} \Rightarrow e_1 = 0.388\text{m}$$

$e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi), \quad l_f = 2l_0 = 2 + 0.06 \Rightarrow l_f = 1.2 \text{ m}$$

$\varphi$  : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

( $\varphi$  Généralement égale à : 2).

$h$  : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ( $h = 10 \text{ cm}$ ).

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0$$

$$\text{Donc; } e_2 = \frac{3 \times 1.2 \times 1.2}{10000 \times 0.1} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0.0086 \text{ m}$$

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution) .

$$e_a = \max [2\text{cm} ; l / 250] \Rightarrow e_a = \max [2\text{cm} ; 0.24] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.388 + 0.02 + 0.0086 = 0.42 \text{ m}.$$

### 3) Centre de pression:

$$\text{On a : } \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} < e = 0.42 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle  $[-\frac{h}{6} ; \frac{h}{6}]$ , la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$ .

### 4) Sollicitations majorées :

$$M_u = M_{uQ} + e N_u = 2,317 \times 0,42 + 0,9 = 1,873 \text{ kN.m.}$$

### 5) Calcul de Ferrailage :

a- Le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 1.873 + 2.317 + \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.257 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.257}{14,17 \times 1000 \times 0.08^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{Donc l'ELU est atteint au pivot A ; (A}' = 0)$$

**b-La section fictive d'aciers tendus :**

$$A_{st} = \frac{0.8 \times b \times d \times \sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - (\sqrt{1 - 2\mu})) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.024})) = 0.030$$

$$\alpha = 0.030 < 0.0259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$A_{st} = \frac{0.8 \times 0.030 \times 100 \times 14.17}{348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

**c-La section réelle d'acier tendu :**

$$A_s = A_{sf} - (N_u / \sigma_s) \Rightarrow A_s = 0.78 - (2.317 / (348 \times 10^3)) \Rightarrow A_s = 0.78$$

**d- Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times (2.1/400) = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.283 < A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On prend : } A = \max (A_{\min} ; A)$$

$$\text{Soit : } A = 0,966 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**e-L'espacement :**

D'après **B.A.E.L 91**

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

$$St_{\max} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St_{\max} = \min (3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} .$$

$St < St_{\max} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$$St = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

**f-Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01/4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 3T6 \text{ avec } A_s = 0.48 \text{ cm}^2$$

**g-L'espacement :**

$$e \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 10 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e = 20 \text{ cm.}$$

**IV.1.2 Vérification de l'effort tranchant :**

D'après B.A.E.L91 page108

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b} = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 8} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{f_{c28}}{10}; 3 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :  $\bar{\tau}_u = 0.018 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

**-Armatures transversales :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée:

$$\tau_u < 0.05 f_{c28} \Rightarrow 0.018 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**-Vérification à l'ELS :**

$\Rightarrow$  la fissuration est préjudiciable.

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_s$$

Avec :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 + 2.1}\right) \Rightarrow \sigma_s = 202 \text{ MPa.}$$

**-Les sollicitations à l'ELS :**

$$e = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.6}{1.725} = 0.34$$

$$c = \left(\frac{h}{2} - e\right) = \frac{10}{2} - 26 = -21 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 - 90 A_s \times \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \times \frac{c-d'}{b}$$

$$p = -3c^2 - 90 A_s \times \frac{c-d'}{b}$$

$$(A_s' = 0) \Rightarrow p = -3(-21)^2 - 90 \times 2.01 \times \frac{8-21}{100} \left(\frac{8-21}{100}\right)$$

$$P = -1346.52$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 A_s' \times \frac{(c-d')^2}{b}$$

$$(A_s' = 0) \Rightarrow q = -3(-21)^3 - 90 \times 2.01 \times \frac{(8-21)^2}{100}$$

$q=17000.631$

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$\Delta = (17000.631)^2 + \frac{4(-1346.52)^3}{27}$

$\Delta = -72667039.6 < 0 \Rightarrow \Delta = < 0 \Rightarrow$  donc :

$\theta = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \Rightarrow \cos\varphi = \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$

$\cos\varphi = \left(\frac{3 \times 17000.63}{2 \times (-1346.52)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1346.52}}\right) = 0.0472$

$\cos\varphi = -0.89 \Rightarrow \varphi = 153.37$

$a = 2x \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow a = 2x \sqrt{\frac{-1346.52}{3}} = 42.37$

$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \Rightarrow Z_1 = 42.37 \times \cos\left(\frac{153.37}{3}\right) = 26.59$

$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \Rightarrow Z_1 = 42.37 \times \cos\left(\frac{153.37}{3} + 120\right) = -41.86$

$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \Rightarrow Z_1 = 42.37 \times \cos\left(\frac{153.37}{3} + 240\right) = 15.27$

$y_{ser} = Z + C$

$y_{ser1} = Z_1 + C = 26.59 + (-21) = 5.59 \text{ cm}$

$y_{ser2} = Z_2 + C = -41.86 + (-21) = -62.86 \text{ cm}$

$y_{ser3} = Z_3 + C = 15.27 + (-21) = -5.3 \text{ cm}$

Puisque  $\Delta < 0$  on choisit parmi  $Z_1 ; Z_2 ; Z_3$  la valeur qui donne  $0 \leq y_{ser} \leq d = 8 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  Donc :  $y_{ser1} = 5.59 \text{ cm}$  .

$\Rightarrow$  Donc :  $Z = Z_1$

On calcul l'inertie :  $I = \frac{Y_{ser}^3}{3} + 15[A_s((d - y_{ser}))^2 + A_s(Y_{ser} - d')^2]$

$(A_s' = 0) \Rightarrow I = \frac{100 \times (5.59)^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (8 - 5.59)^2 = 5997.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Donc les contraintes valent

$\sigma_{bc} = \frac{Z N}{I} y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{26.59 \times 2.317}{0.0001 \times 5997.68} \times (8 - 5.59) = 574.21 \text{ MN/m}^2$

$\sigma_{bc} = 0.574 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

$\sigma_s = 15 \frac{Z N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{26.59 \times 2.317}{0.0001 \times 5997.68} \times (8 - 5.59) = 3713.38 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_s = 37.13 \text{ MPa} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

**IV.1.3 Vérification au flambement :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50 ; \min \left( 67 \frac{e}{h} ; 100 \right) \right] \Rightarrow \lambda \leq 100$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2 \times 0.6 \times \sqrt{12}}{0.1}$$

$$\lambda = 41.56 < 100 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

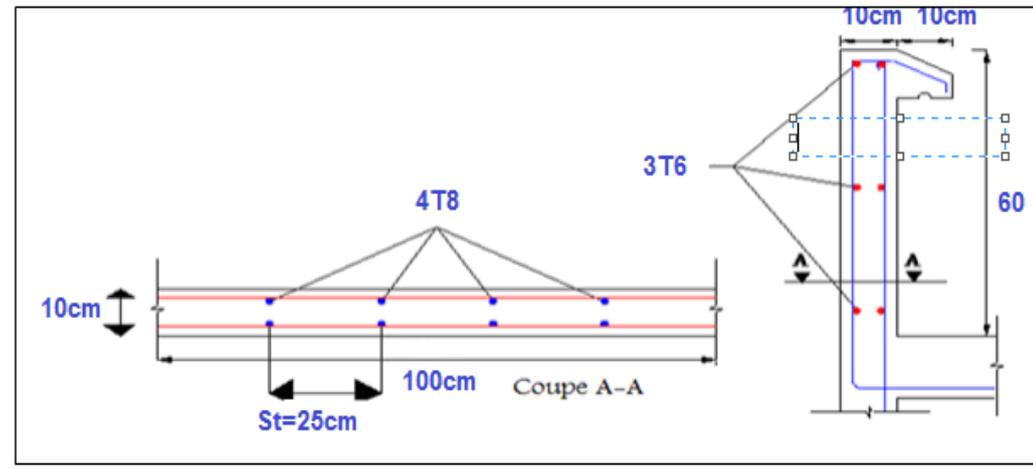


Figure IV.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère

**IV.2 Balcon:**

• **Etude de la dalle pleine du balcon :**

La dalle pleine est calculée comme une console encastree dans la poutre, on adopte une épaisseur de h=15cm. Le calcul se fera pour une bande de 1.00 ml.

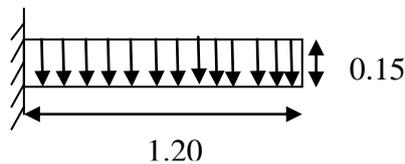


Figure IV.5 Schéma statique de la dalle

**IV.2.1 Les charges du balcon :**

$$G = 525 \text{kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 525 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 350 \text{ kg/ml}$$

**IV.2.2 Les combinaisons d'action:**

• **ELU :**

$$q_U = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_U = (1.35 \times 525) + (1.5 \times 350) = 1233.75 \text{ kg/ml}$$

• **ELS:**

$$q_S = G + Q \Rightarrow q_S = 525 + 350 = 875 \text{kg/ml.}$$

**IV.2.3 Calcul des Moment fléchissant :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.6}{3.4} = 0.2 \Rightarrow \text{Donc le Dalle travaille dans un seul sens si } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4.$$

**IV.2.4 Calcule des ferrailages :**

**ELU :**

$$M_u = 12337 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12337}{14,20 \times 100 \times (13.5)^2} = 0,048$$

$\mu = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simple armature, l'armature de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}) = 0.061$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{12337}{348.13,5 \cdot 0,975} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Le choix :  $A_{st} \Rightarrow 3T12 \gg$  de section  $3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**IV.2.5 Condition de non fragilité :**

La section minimal :  $A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

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

**IV.2.6 Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix :  $A_r \Rightarrow 3T8$  de section  $A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 875 \text{ kN.m}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d - x) \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 3.39(13.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 374$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -3.23 \text{ cm}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.24 \text{ cm}$$

- **moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times (4.24)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (13.5 - 4.24)^2$$

$$I = 6901 \text{ cm}^2 = 6.90 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes:**

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{875 \times 10^4 \times 4.24}{6901 \times 10^2} = 4.25 \text{ MPa}$$

**Acier :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{853.2 \times 10^{-5} \times (0.135 - 0.0323)}{6.48 \times 10^{-5}} = 202.83 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissible :**

**Béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Acier :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 ; 201.63) \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

**Vérification:**

$$\sigma_{bc} = 4.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$\sigma_{st} = 202.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$$A_{\min} = 0.5\% \text{ b. h. d'après RPA99.}$$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot 100 \cdot 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Choix :  $A_{st} = 7T12 = 7.92\text{cm}^2$

avec:  $S_t = 20\text{cm}$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix :  $A_r \Rightarrow 3T10$  de section  $A=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Vérification au cisaillement:**

$$T_{\max} = 22.05 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2205 \times 10^{-5}}{1 \times 0.135} = 0.163$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5: \text{cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0.163\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

**Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.00} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0.15 > 0.0625 \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$\Rightarrow 0.0058 \leq 0.0105 \dots \dots \text{C. V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**IV.3 Escaliers:**

**IV.3.1 Définition:**

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

## IV.3.2 Les caractéristiques d'un escalier :

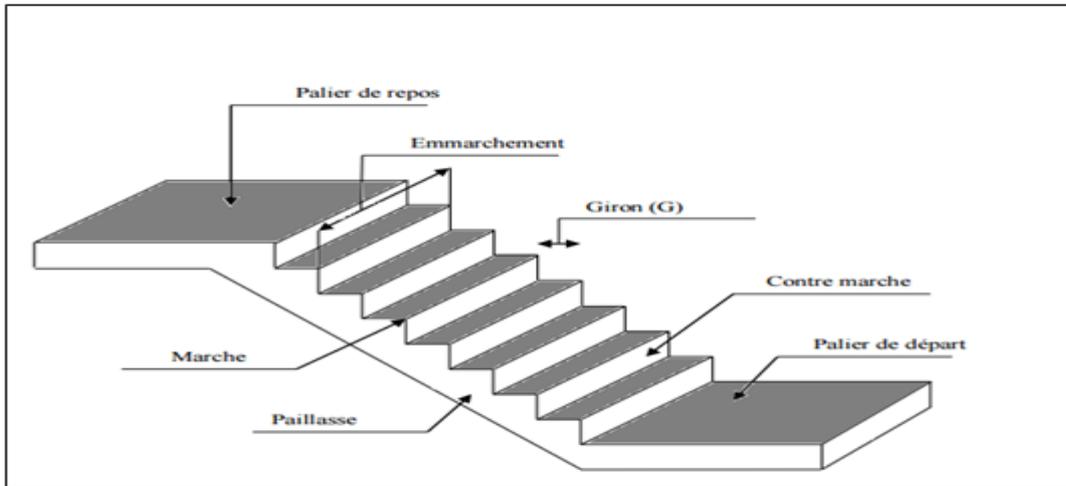


Figure IV.6 Schéma d'escalier.

**A/ le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle palier d'arrivée ou palier de départ.

**B/ Les marches :** C'est la partie horizontale ou l'on marche.

**C/ La contre marche :** C'est la partie verticale contre la marche.

**D/ La paillasse :** C'est la dalle de la partie pleine inférieure du volée d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

**E/ Emmarchement :** C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.

**F/ Le giron ou la foulée :** C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier, elle est traceur ( $\gamma = 50\text{cm}$ ) de l'extrémité de la marche, coté main courant.

**G / La poutre palière :** Est une poutre attache l'escalier avec le mur.

**H / La volée :** On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.

**I / Le nez d'une marche :** Arrêt ou partie saillante de la marche.

**Prédimensionnement:**

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise la formule empirique de (BLONDEL).

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

**h :** le plus courant varie de 14 et 18 cm .

**g :** giron il varie de 22 à 33 cm.

**n :** nombre des marches.

**n-1:** nombre de contre marche.

On prend : g = 30 cm et h = 16 cm.

$$60 \leq 30 + 2 \times 16 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 62 \leq 66 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**A/ Nombre de marches et des contre marches :**

- ✓ Nombre de contre marches :  $n = H / h = 1.45 / 16 = 9$   
n= 9contre marches
- ✓ Nombre de marches :  $n = m - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**Inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{16}{30} = 0.533 \Rightarrow \alpha = 28.07^\circ$$

**La longueur de volée est :**

$$L = g \times m \quad L = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad L = 2,40 \text{ m}$$

**Calcul de l'épaisseur de la pailasse :**

$$e = L_v \left( \frac{1}{30 \cos \alpha}; \frac{1}{30 \sin \alpha} \right) = 240 \times \left( \frac{1}{30 \cos 28.07}; \frac{1}{30 \sin 28.07} \right) = (9.06 ; 17.00) \Rightarrow e = 10 \text{ cm.}$$

**Calcul de l'épaisseur de palier :**

$$L = 240 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \quad 8 \leq ep \leq 12$$

Pour L=2.40m on prend e=12cm

On prend :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Epaisseur de paillasse } e = 10 \text{ cm.} \\ \text{Epaisseur du palier } e = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$

IV.3.3 Etude de la partie (AB);

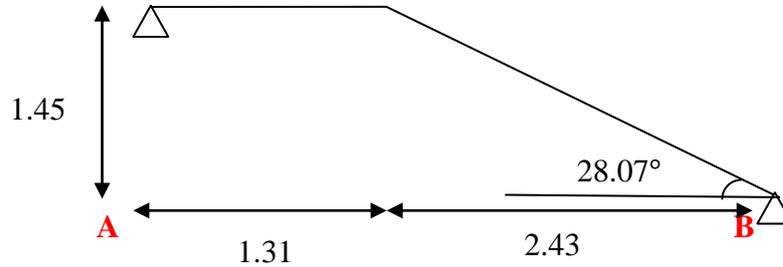


Figure IV.7 Coupe en élévation de l'escalier.

IV.3.4 Descente des charges:

a) Palier :

Tableau IV.1 Descente des charges:

Matériaux	Epaisseur(cm)	d(kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armée	15	25	3.75
Enduit ciment	1	1800	0.18

$G=5.13 \text{ kN/m}^2$

$Q=2.50 \text{ kN/m}^2$

b) Volée:

Tableau IV.2 Les charges des paillasse

Matériaux	Epaisseur(cm)	d(kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Revêtement verticale	/	/	$0.84 \times \frac{16}{30} = 0.37$
Marche	h=15	22	$22 \times \frac{0.16}{2} = 1.76$
Paillasse	12	25	$(25 \times 0.12) / \cos 28.07 = 3.39$
Enduit ciment	1	1800	$0.18 / \cos 28.07 = 0.20$

$G= 6.56 \text{ kN/m}^2$

$Q=2.50 \text{ kN/m}^2$

Tableau IV.3 Combinaisons des charges escalier.

	Section	G(kN/m)	Q (kN/m)
RDC et Etage courant	Palier	5.13	2.50
	Palliasse	6.56	2.50

**IV.3.5 Combinaisons fondamentales :**

**Palier :**ELU:  $q_u=(1.35G+1.5Q)= 10.68 \text{ kN/ml}$

ELS:  $q_s=G+P=7.63 \text{ kN/ml}$

Pour une bonde de 1m de longueur on a:

$q_u=10.68 \text{ kN/ml}$

$q_s=7.63 \text{ kN/ml}$

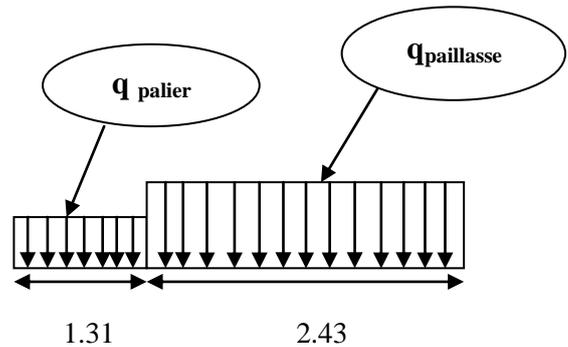
**Paillasse:** ELU: $q_u=(1.35G+1.5Q)=12.06 \text{ kN/m}$

ELS:  $q_s=G+P=9.06 \text{ kN/m}$

Pour une bonde de 1m de longueur on a:

$q_u=12.06 \text{ kN/m}$

$q_s=9.06 \text{ kN/ml}$



**IV.3.6 Sollicitation :**

**Figure IV.8** Schéma statique de chargement dans l'escalier

ELU On a

$$\Delta_q = \frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{12.06 - 10.68}{10.68} = 13\% > 15\%$$

$q_1$ :chargement du palier

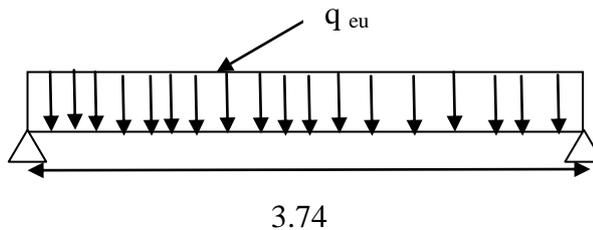
$q_2$ :chargement du palier.

• **Charge équivalent :**

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L$$

**E.L.U:**

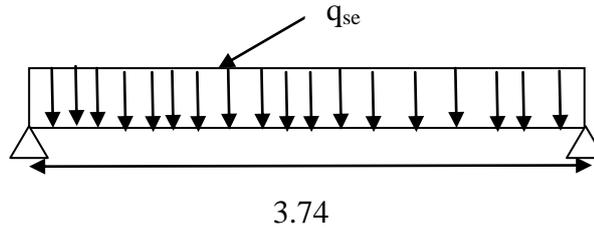
$$q_{eu} = (10.68 \times 1.31) + (12.06 \times 2.40) / (2,40 + 1,31) = 11.57 \text{ kN/ml}$$



**Figure IV.9** Schéma statique

**E.L.S:**

$$q_{se} = (7,63 \times 1,31) + (9,06 \times 2,40) / (2,40 + 1,31) = 8,56 \text{ kN/ml}$$



**Figure IV.10** Schéma statique

**IV.3.7 Calcul des sollicitations :**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Calcul les réactions à l'E.L.U:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 10,40 \times (2,4 + 1,31) = 38,58 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3,71 + 10,40 \times \frac{3,71^2}{2}$$

Donc  $R_B = 19,29 \text{ kN}$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3,71$$

$R = 19,29 \text{ kN}$

$0 < x < 3,71$

$$T_x = R_A - q_e X$$

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow x = \frac{19,29}{10,40} = 1,85 \text{ kN}$$

$$M_x = R_A \times x - \frac{q \times x^2}{2} = 19,29 \times 1,85 - \frac{10,40 \times 1,85^2}{2}$$

Donc  $M_x = 17,88$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{10,40 \times 3,71^2}{8} = 17,89 \text{ kN.m}$$

Calcule  $M_t$

$$M_t = 0,85 M_0 = 15,21 \text{ kN.m} \quad M_a = 0,2 M_0 = 3,58 \text{ kN.m}$$

**Calcul des résistance a ELU;**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 8,56 \times 3,71 = 31,76 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3,71 + 8,56 \times \frac{3,71^2}{2} = 15,88 \text{ kN}$$

Donc  $R_B = 15,88 \text{ kN}$

$$0 < x < 3.71$$

$$T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow x = \frac{31.76}{8.56} = 3.71 \text{ kN}$$

$$M_x = R_A \times x - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_x = 31.76 \times 3.71 - \frac{8.56 \times 3.71^2}{2}$$

$$M_x = 58.91 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{8.56 \times 3.71^2}{8}$$

$$M_0 = 14.72 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Calcule } M_t = 0.85M_0 = 12.51 \text{ kN.m}$$

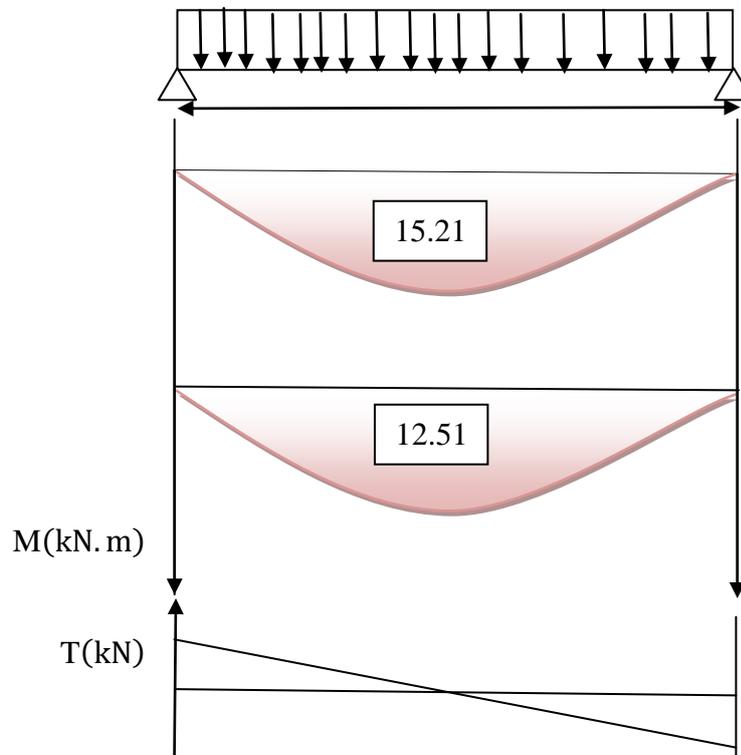


Fig IV.11 Diagramme des sollicitations

### IV.3.8 Détermination de ferrailage palier:

#### Moments l'encastrement :

$$M_u = q_u \frac{L^2}{2} = 10.68 \times \frac{1.31^2}{2} = 9.16 \text{ kN.m}$$

$$M_s = q_s \frac{L^2}{2} = 7.63 \times \frac{1.31^2}{2} = 6.54 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELU: } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9160}{14,20 \times 100 \times 13.5^2} = 0.035.$$

$\mu = 0.035 < \mu_s = 0.392 \Rightarrow n'$ est pas d'armature comprimés.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.035)} \right)$$

$$\alpha = 0,045$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,056) = 0,981$$

### Determination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9160}{348 \times 0,981 \times 13,5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

### Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / 400$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 3T8} \Rightarrow A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### **ELS:**

$$M_s = 6,54 \text{ kN.m} = 6540 \text{ N.m}$$

Fissuration non préjudiciable ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ ).

Flexion simple.

$$\text{Section rectangulaire} \Rightarrow \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$$

FeE400.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,68}{7,63} = 1,39$$

$$\alpha = 0,155 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )  $\Rightarrow$  les armature de calculées en sont maintenues.

### **Calcul les armatures transversale**

$$T_u = q_u \times L = 9,16 \times 1,31 = 12 \text{ kN}$$

Il faut vérifier si  $\varepsilon_\mu < \bar{\varepsilon}_\mu$  (vérification de cisaillement)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{12000}{130,5 \times 1000} = 0,10 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(3,33; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,10 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .....cv.  $\Rightarrow$  les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec  $\phi_t$ : diamètre des armatures transversales .

h: hauteur de la section .

b: largeur de la section .

$\phi_t^{\min}$ : diamètres minimales des armatures longitudinales en trave.

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l^{\max} ; \frac{150}{35} ; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(8; 4.42; 10) = 4.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm} .$$

$$\text{Soit: } A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend:  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  avec un acier FeE235.

**Calcul de L'espacement :**

✓ **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3f_{c28})}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 \times (0,10 - 0,3 \times 25)} \Rightarrow \delta_{t1} = -1.18 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Valeur rejetée

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

$$\delta_{t2} \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} = 12.15 \text{ cm}$$

$$K = 1 \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{cases}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 30} = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_{t3} = 11.16 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = \min(-1.18 ; 12.15 ; 11.16) \Rightarrow \delta_t = 11.16 \text{ cm}$$

Donc:  $\delta_t = 12 \text{ cm}$ .

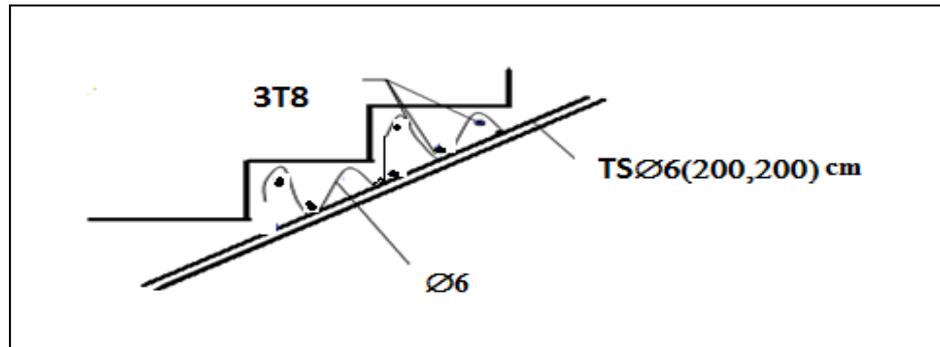


Figure IV.12 disposition des ferrailages.

#### IV.4 Etude de la cage d'ascenseur:

##### IV.4.1 Définition:

L'ascenseur de point de vue fonction elle – est un appareil installé à demeure des serrant des niveaux définies, comportant une cabine dans une gain, dont les dimensions et la construction permettent l'accès des personnes.

##### IV.4.2 Définition technique:

###### ➤ La cabine:

C'est un organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

Elle est de type entièrement métallique à angle droit.

Et aussi est volume dont lequel se dépasse la cabine et le compte poids.

Définition l'ordre caractéristique:

- Charge maximale 10 kN.
- Nombre de personnes 13.
- Vitesse maximale 1 m/s.
- Course maximale.
- Nombre de niveau maximal.

##### IV.4.3 Calcul de la dalle du locale machine:

- Le poids de la cabine  $C=62$  kN.
- La surcharge nominale  $P=10$  kN.
- Le contre poids  $Q=C+0,45P=66,5$  kN.

Détermination de la force d'inertie:

Le mouvement dans la course d'ascenseur se compose de:

- Mouvement uniformément accéléré " démarrage".

- Mouvement uniformément silencieux" commandé par le treuil".
- Mouvement retardé" freinage".

▪ **Détermination de la force d'inertie :**

On néglige le poids de la poulie (y compris dans le poids du treillis) et les frottements du câble avec :  $g = 10 \text{ m/s}^2$

$$\Sigma \vec{F} = m \cdot \vec{\gamma}$$

$$(C + P) - T_2 = (m_C + m_P) \gamma \dots\dots\dots (1)$$

$$Q + T_1 = m_Q - \gamma \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow \Sigma M/O = 0 \Rightarrow T_1 = T_2 = T$$

$$(1) + (2) \Rightarrow \gamma = \frac{C + P - Q}{m_C + m_P + m_Q} = \frac{62 + 10 - 66,5}{62 + 10 + 66,5} \Rightarrow \gamma = 0,42 \text{ m/s}^2$$

$$T = T_1 = T_2 = Q + m_Q \cdot \gamma$$

$$\gamma = 66,5 + (66,5 \times 0,42) = 94,43 \text{ kN} \Rightarrow F_1 = 188,86 \text{ kN} .$$

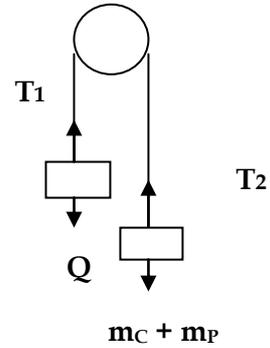


Fig IV.13 Schéma mécanique

**IV.4.4 Détermination de la force dynamique maximale qui excite la dalle:**

La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximal, c'est-à-dire par un déplacement max.

$$W = (C + P) \cdot h_{\max} = (80 + 10) \times 16,24 = 1169,28 \text{ kN}$$

Puisque on ignore la fonction qui représente la charge impulsive on va prendre un spectre qui nous donne la réponse maximale la plus défavorable c'est le cas d'une impulsion rectangulaire.

La facteur d'amplification dynamique maximale d'où :  $D=2$

$$FP = D ( P + C) = 2 \times (10+62) = 144 \text{ kN}$$

**IV.4.5 Charges sollicitant la dalle machine:**

D'après le document technique, la dalle en béton armé doit avoir une épaisseur de 25cm.

Les charges sollicitant la dalle de la locale machinerie :

- Poids de la machine .....  $C = 80 \text{ kN}$
- Charge nominal utile .....  $P = 10 \text{ kN}$
- Contre poids .....  $Q = 66,5 \text{ kN}$
- Force d'inertie .....  $F_1 = 188,86 \text{ kN}$
- Force additionnelle provenant .....  $F_P = 144 \text{ kN}$

de l'excitation dynamique maximale.

➤ Charges permanente:

- Revêtement carrelage (2 cm) :  $0.02 \times 22 = 0.44$
- Mortier de pose (3 cm) :  $0.03 \times 20 = 0.6$
- Isolation phonique : 0.1
- Médachape (3cm) :  $0.03 \times 22 = 0.66$
- Dalle en béton (25 cm) :  $0.25 \times 25 = 6.25$

$$\Sigma G = 8.05 \text{ kN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation : 1 kN/m<sup>2</sup>

Calcul de la dalle :

Charge répartie :

$$C_p = \frac{1}{2.1 \times 1.1} \times 62 + 10 = 31.16 \text{ kN/m}^2$$

$$q = C_p + g = 8.05 + 31.16 = 39.21 \text{ kN/m}^2$$

- Charge répartie à l'E.L.U:

$$P_u = 1.35 q + 1.5 Q + \frac{1.3}{2.1 \times 1.1} (F_1 + F_p + P + Q)$$

$$P_u = 1.35 (39.21) + (1.5 \times 1) + \frac{1.3}{(2.1 \times 1.1)} (188.86 + 144 + 10 + 66.5)$$

$$P_u = 284,80 \text{ kN/m}^2$$

- Charge répartie à l'E.L.U:

$$P_{Ser} = q + Q + \frac{1}{1.1 \times 2.1} (F_1 + F_p + P + Q)$$

$$P_{Ser} = 39.21 + 1 + \frac{1}{(2.1 \times 1.1)} (188.86 + 144 + 10 + 66.5)$$

$$P_{Ser} = 217,42 \text{ kN/m}^2$$

➤ La dalle repose sur quatre appuis:

$$\alpha = \frac{1,1}{2,1} = 0,52 > 0,4 \text{ Dalle portant suivant les deux sens.}$$

Tableau IV.4 Méthode BAEL91

Dalle	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU : $\gamma = 0$		ELS : $\gamma = 0.2$		$M_x = \mu_x q_x L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$	
		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	ELU	ELS	ELU	ELS
D	0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	32.29	25.62	8.07	9.87

**Tableau IV.5** Ferrailage de la dalle

Sens	section	M (k N.m)	$\mu$	pivot	$A'_u$	$\alpha$	$\beta$	$A_{ser}^x$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	27.45	0,031	A	0	0.039	0.984	3.21	3.01	3.39=3T12/ml
	Appui	12.92	0.015			0.018	0.992	1.50	3.01	2.36=3T10/ml
Y-Y	Travée	6.86	0.007	A	0	0.009	0.996	0.79	3.01	2,01=4T8/ml
	Appuis	3.23	0.004			0.005	0.998	0.37	3.01	2,01=4T8/ml

**ELS:**  $q_{ser} = 8875,73Kg / m^2 = 8,87573t / m^2$ .

$M_x = \mu_x q_{ser} . l_x^2 = 0,0792 . 8,8757 . (1,6)^2 = 1,7995t.m$

Sens x-x:

$M_{tx} = 0,85M_x = 1,529 t.m$

$M_{appx} = 0,3M_x = 0,5398 t.m$

Sens y-y:

$M_{ty} = 0,85.M_y = 0,5678 t.m$

$M_{appy} = 0,201 t.m$

**Tableau IV.6** Ferrailage de la dalle

		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	X(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Sens x-x	Travée	2,36	3,54	21090,20	10,05	379,92
	Appuis	2,36	3,71	14297	4,28	116,62
Sens y-y	Travée	2,01	3,54	21090,20	7,15	212,71

On adopte 3T20=9,42 cm<sup>2</sup>. S=30cm.

Appuis:  $A_s=3,98cm^2$ .

On adopte 4T12=4,52cm<sup>2</sup>. S=25cm.

**Suivant y-y:**

**Travée:**

$A_s=8,26cm^2$ .

On adopte 3T20=9,42cm<sup>2</sup>. S=30cm.

**Appuis:**

$A_s=2,80cm^2$

On adopte 4T12=4,52 S=25cm.

➤ **Vérification:**

**Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{62770}{100.22} = 28t / m^2$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,14 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,05MPa$$

$$\tau_u = 0,28MPa < 2,05 = \bar{\tau}$$

➤ **Vérification de la flèche:**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{160} = 0,156 \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{M_t}{10M_o} = \frac{1,513}{10.1,78} = 0,085 \dots\dots\dots 2$$

⇒ (1) > (2).....Condition vérifiée

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{bd} = 0,0043. \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \end{array} \right\} \Rightarrow 0,0043 < 0,005 \dots\dots\dots condition vérifiée$$

Les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**Conclusion :**

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. La circulation entres les différents niveaux est assurée par ces escaliers. L'étude et le ferrailage ont été effectués selon les règlements en vigueur BAEL91 ET RPA99/V2003.

# ***CHAPITRE V***

## ***Etude sismique***

## V.1 Introduction

La construction en zones sismiques nous oblige à faire une profonde étude sismique afin d'avoir la sécurité et l'économie d'après l'antisismique qui repose sur le respect des règlements notamment le RPA99 Version 2003 en Algérie. L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure a exclu la méthode statique équivalente et fait appel à la méthode de spectre de réponse, la plus générale et la plus exacte. Pour cela et à cause de l'insuffisance du temps et la difficulté d'évaluer les efforts internes de la structure manuellement on a utilisé le logiciel (RPA 99/version2003). Ce passage informatique nécessite des données qui sont les suivantes:

1. Description de la géométrie de la structure.
2. Description des propriétés des matériaux.
3. Introduction des charges et ses combinaisons.
4. précision des conditions d'appuis.

### V.1.1 Présentation de logiciel:

Le SAP représente un des grands travaux de la recherche à l'université de Berkeley à la Californie (USA) par le professeur Edward Wilson. Le SAP (structural analysis programs) est un logiciel lancé depuis 1970 avec le premier programme LSAP.

Le développement de la méthode des éléments finis et les techniques des résolution numérique a créé la réalisation d'une série de programmes SAP sous la forme SAP3, SOLID, SAPIV, SAP90. Maintenant, le SAP 2000 est la dernière sortie de la famille SAP. Il est caractérisé par la capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision d'analyse statique et dynamique, il permet aussi la préparation, l'exécution et l'interprétation graphique des résultats de l'analyse.

#### ✓ Les caractéristiques principales du logiciel:

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.

#### a) L'analyse statique:

b) Le système de base d'équation d'équilibre est le suivant :

$$K.U = F(t).$$

K : Matrice de rigidité.

U : Vecteur de déplacement.

F(t) : Vecteur des forces extérieures.

**b) L'analyse linéaire:**

L'analyse de base utilisée dans le logiciel est l'analyse statique linéaire. Les hypothèses sur lesquelles est basée l'analyse sont les suivantes :

- Petites déplacements.
- Petites rotations.
- Le matériau est parfaitement élastique.

**c) Les résultats des calculs statiques**

Une fois l'analyse faite, on peut obtenir les résultats suivants:

- Déplacements des nœuds.
- Efforts internes dans les éléments.
- Réactions dans les nœuds d'appuis.
- Forces résiduelles dans les nœuds.

**d) L'analyse non - linéaire**

Il existe trois types de non-linéarité:

- Non-linéarité due à la forme de structure.
- Non-linéarité géométrique.
- Non-linéarité du matériau.

**e) L'analyse dynamique**

Pour les analyses dynamiques, on part des mêmes hypothèses que celles de l'analyse statique à savoir:

- Petites déformations.
- Petites déplacements.
- Matériau linéairement élastique.

Les masses utilisées dans les calculs dynamiques de la structure peuvent être définies à partir des grandeurs suivantes:

- Poids propre de la structure.
- Poids des charges ponctuelles ajoutées.

- Poids des surcharges.

**f) L'analyse modèle;**

Lors de l'analyse modale de la structure, on calcule toutes les grandeurs permettant de décrire les modes de la structure, c'est-à-dire les valeurs propres de la structure, coefficients de participation et les masses qui interviennent.

Le nombre de modes calculés dans l'analyse modale de la structure peut être défini directement par l'utilisateur.

**g) L'analyse spectrale:**

Outre les résultats obtenus par les analyses définies ci-dessus, l'analyse spectrale nous offre, pour chaque mode propre dynamique, les paramètres suivants :

- Coefficients de participation spectral.
- Valeur du spectre de l'excitation d'accélération.
- Coefficients modaux.
- Déplacements, efforts internes, réactions.

**h) L'analyse sismique;**

En addition aux résultats obtenus pour l'analyse modale, l'analyse sismique nous permet d'obtenir les paramètres supplémentaires suivants, pour chaque mode propre dynamique :

- Coefficients de participation sismique.
- Valeurs du spectre de l'excitation sismique.
- Coefficients modaux.
- Déplacements, efforts internes, réactions.



**Photo V.1** Version de SAP2000

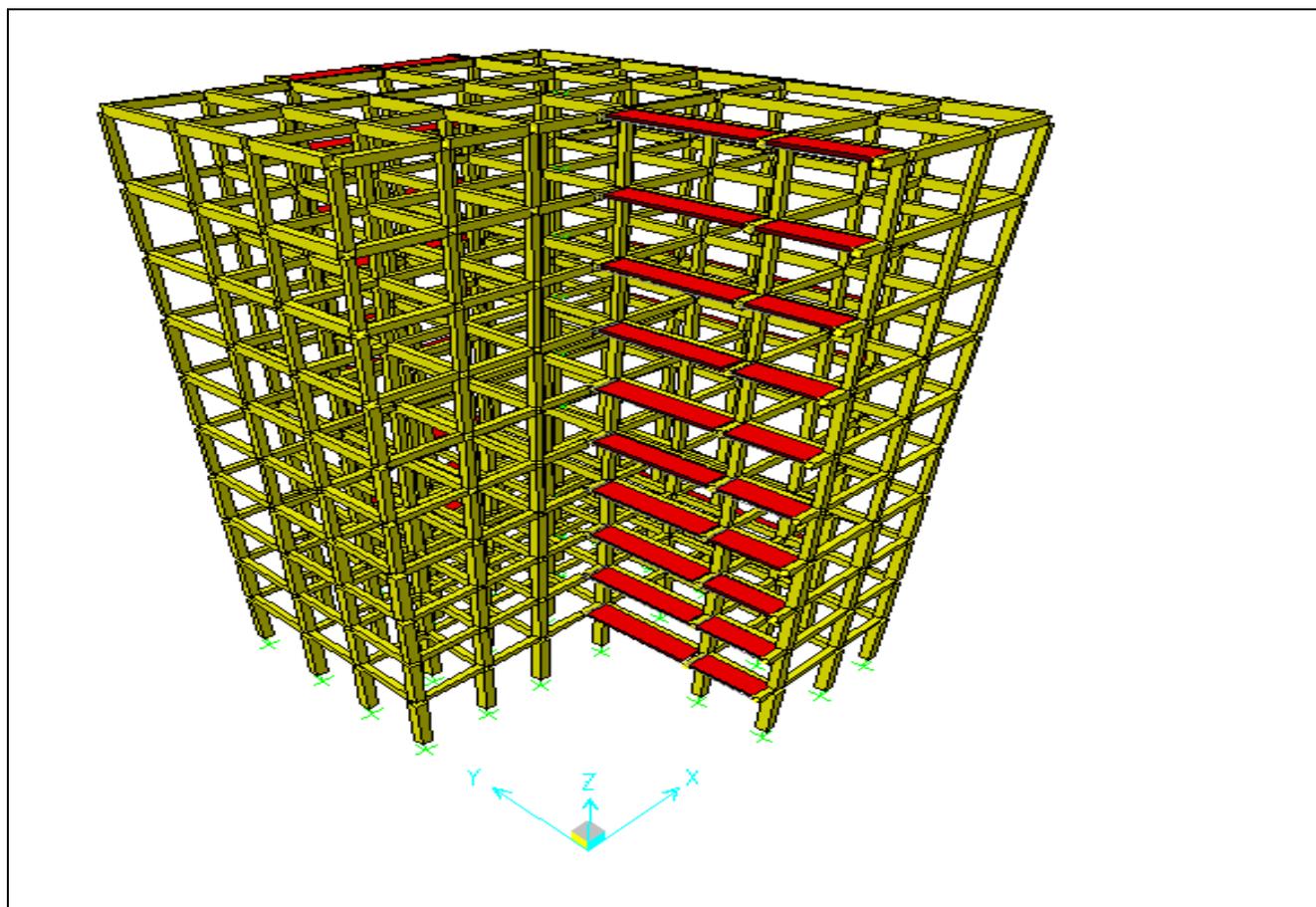


Figure V.1 modélisation de la structure vue en3D

## V.2 Méthode de calcul:

Dans notre projet on utilise la méthode dynamique directe qui est basée sur l'utilisation du spectre de réponse qui dépend de l'activité sismique du territoire.

L'analyse dynamique est assurée par SAP 2000.

Le spectre de réponse:

L'action sismique est traduite par le spectre de réponse représenté par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative «  $S_a/g$  » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leur oscillations non amorties  $T$ .

D'après l'RPA.

### V.2.1 Hypothèse de la méthode:

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (système brochette). Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte. Le nombre des modes, à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations de ces modes soit 90% de la masse

modale de la structure. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements).

**V.2.2 Calcul de l'action sismique:**

D'après RPA99 [2], la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:  $V =$

$$\frac{ADQ}{R}W$$

A:coefficient d'accélération de zone IIa.

Groupe d'usage2      A = 0,15      (Tab 4.1 Art 4.2.3)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0,5 \text{ sec}$  : site ferme (s3)      (tab 4.7 Art 4.2.3)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

$\zeta = 7 \%$  → Remplissage dense      (tab 4.2 Art 4.2.3)

$\eta = 0,88 > 0,7$

T:période fondamentale de la structure       $T = \min\left(\frac{0,09h_N}{\sqrt{L}}; C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}\right)$

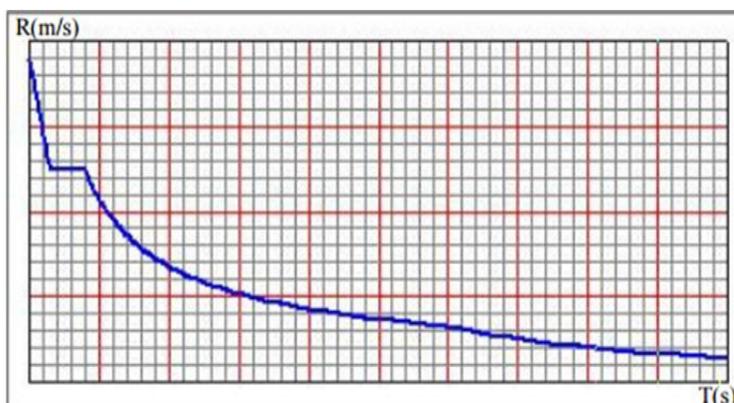


Figure V.2 Spectre de réponse de calcul

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- $C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$C_T = 0,05 \quad T = 0,05 \cdot (27,9)^{(3/4)} = 0,61$$

On a  $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$

$$\text{Donc } D = 2,5 \cdot 0,88 \cdot (0,40 / 0,61)^{2/3} = 1,66.$$

R : coefficient de comportement global de la structure

$$R = 4.$$

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

**Tableau V.1** valeurs du coefficient de comportement R.

Cat.	Description du système de contreventement (voir chapitre III §3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
<b>1a</b>	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3,5
<b>3</b>	Noyau	3,5
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	<b>Portiques contreventés par des voiles</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

Q : est le facteur de qualité et est en fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

$$\text{Donc : } Q = 1,2.$$

➤ **Poids totale de la structure  $W_t$**

- $W_t$ : poids total de la structure.
- $W$ : est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$- W = \sum w_i$$

Avec:  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$ : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA99. Dans notre cas

Pour les bâtiments d'habitation  $\beta = 0,20$ .

Pour les bâtiments commerciaux  $\beta = 0,50$ .

Donc à chaque niveau:  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ .

### ➤ Détermination des poids ( $w_t$ ) de la structure:

#### ✓ Calcul des masses des éléments:

a) Acrotères:  $\left\{ \begin{array}{l} S = 0,25083 \text{ m}^2 \\ G = 25 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow P = G.S = 0,25083 \times 25 = 6,27 \text{ kN/m.} \end{array} \right.$

Terrasse non accessible

#### b) Plancher:

Plancher à corps creux (16+4) cm

Etage courant:  $G = 4,86 \text{ kN/m}^2$   $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Etage terrasse:  $G = 5,79 \text{ kN/m}^2$   $q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Balcon:  $G = 4,52 \text{ kN/m}^2$   $P = 3,50 \text{ kN/m}^2$

Poutres principales:  $0,45 \times 0,30 \times 20 = 3,37 \text{ kN/ml}$

Poutres secondaires:  $0,35 \times 0,30 \times 20 = 3,00 \text{ kN/ml}$

#### c) Poteaux :

$$9^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} + 7^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,30 \times 0,30 \times 20 = 2,7 \text{ kN/ml}$$

$$6^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,35 \times 0,35 \times 20 = 2,45 \text{ kN/ml}$$

$$3^{\text{ème}} + 2^{\text{ème}} + 1^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,45 \times 0,45 \times 20 = 4,05 \text{ kN/ml}$$

$$\text{RDC} = 0,50 \times 0,50 \times 20 = 5 \text{ kN/ml}$$

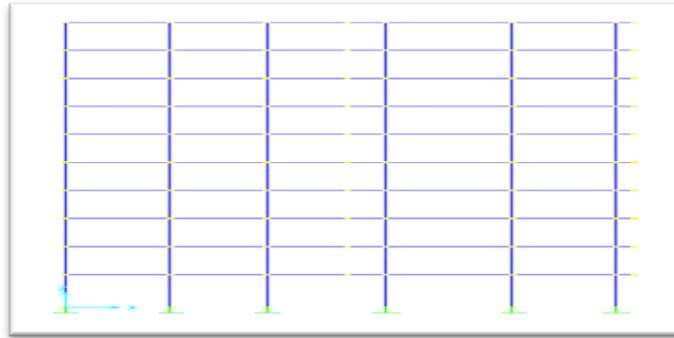


Figure V.3 les différents types des poteaux dans le sap2000.

➤ **Plancher terrasse (9<sup>ème</sup> étage):**niveau + 27,9 m

- Plancher à corps creux (16+4): $235,27 \times 6,37 = \dots\dots\dots 1498,67\text{kN}$
  - Poutres principales: $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 88,8 = \dots\dots\dots 299,7 \text{ kN}$
  - Poutres secondaires: $0,35 \times 0,30 \times 25 \times 83 = \dots\dots\dots 217,88 \text{ kN}$
  - ½ voiles: $0,5 \times 0,20 \times 3,74 \times 25 \times 16,44 = \dots\dots\dots 153,71 \text{ kN}$
  - ½ poteau :  $0,30 \times 0,30 \times 3,74 \times 25 \times 30 = \dots\dots\dots 252,45 \text{ kN}$
  - ½ mur de façade :  $0,5 \times 0,3 \times (3,74 - 0,3) \times 13 \times 0,8 \times 58,66 = \dots\dots\dots 314,79 \text{ kN}$
  - Acrotère :  $2,09 \times 81,92 = \dots\dots\dots 171,21 \text{ kN}$
  - 20 % surcharge d'exploitation :  $1 \times 0,2 \times 197,21 = \dots\dots\dots 39,44 \text{ kN}$
- W0 = 2947.85kN

➤ **Planche étage courant (8<sup>ème</sup> étage) :** niveau + 27,9 m

- Plancher à corps creux (16+4):  $235,27 \times 5,41 = \dots\dots\dots 1272,81\text{kN}$
  - Poutres principales :  $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 88,8 = \dots\dots\dots 299,7 \text{ kN}$
  - Poutres secondaires: $0,35 \times 0,30 \times 25 \times 83 = \dots\dots\dots 217,87\text{kN}$
  - voiles :  $1 \times 0,20 \times 3,74 \times 25 \times 16,44 = \dots\dots\dots 307,43 \text{ kN}$
  - poteau: $0,30 \times 0,30 \times 3,74 \times 25 \times 30 = \dots\dots\dots 252,45 \text{ kN}$
  - mur de façade: $1 \times 0,3 \times (3,74 - 0,3) \times 13 \times 0,8 \times 58,66 = \dots\dots\dots 629,59 \text{ kN}$
  - Acrotère: $2,09 \times 81,92 = \dots\dots\dots 171,21 \text{ kN}$
  - 20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 197,21 = \dots\dots\dots 39,44 \text{ kN}$
- W0 = 1917.6 kN

➤ **Calcul du centre de masse et le moment massique:**

On détermine le centre de masse à partir d'un repère global, la formule de calcul est:

$$X = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Dans le logiciel « SAP 2000 » les masses qu'on introduit ne comprennent pas les masses des poteaux, poutres et voiles car il les calcule automatiquement tout seul.

La formule est la suivante:  $M_{xy} = \frac{M}{A} (I_{xx} + I_{yy})$

M:masse du plancher considéré.

A:Section du plancher.

I<sub>xx</sub> :Moment d'inertie du plancher /xm.

I<sub>yy</sub>: Moment d'inertie du plancher /ym.

M<sub>xy</sub>: Moment d'inertie massique.

**Tableau V.2** Récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique

Niveau	A(m2)	Masse (kN)	XG(m)	YG(m)	Ixx(m4)	Iyy(m4)	Mxy(kN.m)
9 <sup>ème</sup> étage	250,83	2947.8	10,26	11,60	5070,28	10200,69	179467.23
8 <sup>ème</sup> étage	250,83	1917.69	10,26	11,60	5070,28	10200,69	116747.05
7 <sup>ème</sup> étage	250,83	1917.69	10,26	11,60	5070,28	10200,69	116747.05
6 <sup>ème</sup> étage	250,83	3232.51	10,26	11,60	5070,28	10200,69	196800.87
5 <sup>ème</sup> étage	250,83	3232.51	10,26	11,60	5070,28	10200,69	196800.87
4 <sup>ème</sup> étage	250,83	3232.51	10,26	11,60	5070,28	10200,69	196800.87
3 <sup>ème</sup> étage	250,83	3316.66	10,26	11,60	5070,28	10200,69	201924.07
2 <sup>ème</sup> étage	250,83	3316.66	10,26	11,60	5070,28	10200,69	201924.07
1 <sup>ème</sup> étage	250,83	3316.66	10,26	11,60	5070,28	10200,69	201924.07
RDC	250,83	2713.74	10,26	11,60	5070,28	10200,69	165217.24

### ➤ Le poids total de la structure

W<sub>t</sub> = 23482,89 kN.

### ➤ La force sismique totale:

(V) est appliquée à la base dans les deux sens:

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W_T$$

$$V = \frac{0,25.1,66.1,2}{4} . 23482,89 = 2923,6kN$$

## V.3 Vérification d'ensemble:

### V.3.1 Période:

On admet dans tout les cas après les conventions des signes suivantes:

T<sub>dyn</sub>: la période de calcul automatique (T<sub>dyn</sub> = 0,79s)

T<sub>e</sub>: la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques.

D'après la formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99 par la formule

$$T = CT \cdot hN^{3/4} \text{ donc on a: } T = 0,79(s)$$

- La période dynamique  $T_{dyn} = 0,79s$ , par contre  $1,3T_e = 1,03s$

Donc: la condition de RPA 99[2] est vérifiée ( $1,3T_e > T_{dyn}$ ).

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 3<sup>eme</sup> est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le 3<sup>eme</sup> mode de torsions.

### V.3.2 Les coefficients de participation modale:

Le logiciel SAP 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

#### a) sens longitudinal:

$$UX = 95,66\% \geq 90\% \text{ C.V}$$

#### b) sens transversal:

$$UY = 90,94\% > 90\% \text{ C.V}$$

### V.3.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Tableau V.3** Force sismique à la base

	0.8V statique (kN)	
Suivant X	2338,88	Condition vérifié
Suivant Y	2338,88	Condition vérifié

### V.3.4 L'effort normal réduite:

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante:

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$ : l'effort normal de calculs 'exerçant sur une section du béton.

$B_c$ : est l'air (section brute) du poteau.

$f_{c28}$ : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

La vérification de l'effort normal sur les Poteau et dans le tableau ses dessous.

**Tableau V.4** Vérification de l'effort normal.

Niveau	N <sub>d</sub> (kN)	B <sub>C</sub> (cm <sup>2</sup> )	Fc28(MPa)	V	condition
1	-1665,01	2500	25	-0,026	C.V
2	-1478,88	2025	25	-0,029	C.V
3	-1305,33	2025	25	-0,025	C.V
4	-1134,57	2025	25	-0,022	C.V
5	-961,31	1225	25	-0,031	C.V
6	-802,03	1225	25	-0,026	C.V
7	-642,80	1225	25	-0,020	C.V
8	-483,08	900	25	-0,021	C.V
9	-325,50	900	25	-0,014	C.V
10	-170,33	900	25	-0,007	C.V

**V.3.5 Vérification des déplacements:**

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_K = \delta_{ek} \cdot R$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Sens (X-X):

**Tableau V.5** résultats Sens (X-X)

Niveau	R	$\delta_{eK}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$R \times \Delta_K$	H <sub>etage</sub>	Observation
9	4	0,013	0,052	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
8	4	0,011	0,044	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
7	4	0,009	0,036	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
6	4	0,007	0,028	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
5	4	0,005	0,02	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
4	4	0,003	0,0012	0,002	0,008	0,0374	Vérifiée
3	4	0,002	0,008	0,001	0,004	0,0374	Vérifiée
2	4	0,0016	0,008	0,0004	0,0016	0,0374	Vérifiée
1	4	0,001	0,004	0,006	0,024	0,0374	Vérifiée
RDC	4	0,0018	0,004	0,0008	0,0032	0,0374	Vérifiée

Sens (Y-Y):

**Tableau V.6** résultats Sens (Y-Y)

Niveau	R	$\delta_{eK}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$R \times \Delta_K$	$H_{\text{étage}}$	Observation
9	4	0,0015	0,006	0,0004	0,0016	0,0374	Vérifiée
8	4	0,0012	0,0048	0,0004	0,0016	0,0374	Vérifiée
7	4	0,0010	0,004	0,0002	0,0008	0,0374	Vérifiée
6	4	0,0005	0,002	0,0005	0,002	0,0374	Vérifiée
5	4	0,0008	0,0032	0,0003	0,0012	0,0374	Vérifiée
4	4	0,0006	0,0024	0,0002	0,0008	0,0374	Vérifiée
3	4	0,0005	0,002	0,0001	0,0004	0,0374	Vérifiée
2	4	0,0004	0,0016	0,0001	0,0004	0,0374	Vérifiée
1	4	0,0002	0,0008	0,0002	0,0008	0,0374	Vérifiée
RDC	4	0,0001	0,005	0,0001	0,0004	0,0374	Vérifiée

«R.P.A.99/version 2003» et que est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage  $\Rightarrow$  C.V

#### V.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA (5.9)]

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99/Version 2003 (art 5,9)}$$

Avec:

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant

la le combinaison (G+Q+E) ;  $h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Sens transversal :

**Tableau V.7** Justification Vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  Sens transvaal.

Niveau	Wi(kN)	Pk	$\Delta_k$ y(m)	Vk (kN)	Hi(m)	$\theta$
9	1917.69	21207,87	0,002	5714,07	27,9	2,66E-04
8	1917.69	25245,39	0,002	5000,40	24,88	4,05E-04
7	3232.51	29210,01	0,002	6600,80	21,86	4,04E-04
6	3232.51	33174,63	0,002	5395,69	18,84	6,52E-04
5	3232.51	37139,25	0,002	3908,36	15,82	0,12E-04
4	3316.66	41395,56	0,001	5309,76	12,8	6,09E-04
3	3316.66	45338,26	0,0004	3507,93	9,78	5,28E-04
2	3316.66	48100,33	0,006	2605,14	6,76	1,63E-02
1	2713.74	50056,97	0,0008	1096,06	3,74	0,09E-04

- Sens longitudinal :

**Tableau V.8** Justification Vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  Sens longitudinal

Niveau	Wi(t)	Pk	$\Delta k$ y(m)	Vk(t)	Hi(m)	$\Theta$
<b>9</b>	1917.69	21207,87	0,0004	5714,07	27,9	5,32E-05
<b>8</b>	1917.69	25245,39	0,0006	5000,40	24,88	1,21E-04
<b>7</b>	3232.51	29210,01	0,0005	6600,80	21,86	1,01E-04
<b>6</b>	3232.51	33174,63	0,0006	5395,69	18,84	1,95E-04
<b>5</b>	3232.51	37139,25	0,0005	3908,36	15,82	3,00E-04
<b>4</b>	3316.66	41395,56	0,0005	5309,76	12,8	3,25E-06
<b>3</b>	3316.66	45338,26	0,0004	3507,93	9,78	5,28E-04
<b>2</b>	3316.66	48100,33	0,0002	2605,14	6,76	5,46E-04
<b>1</b>	2713.74	50056,97	0,0003	1096,06	3,74	3,66E-03

On a  $\theta_k < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.

#### **Conclusion :**

L'étude sismique on peut dire que la structure répond aux normes en vigueur notamment la ductilité, la stabilité dynamique, pour ce la elle est conçue et calculés de tel façon supporte et résister aux charges ainsi aux efforts amplifiés due au éventuel séisme majeur.

# ***CHAPITRE VI***

## ***Dimensionnement des éléments structuraux***

## VI.1 Introduction :

Chaque structure en béton armé contreventée par un système de contreventement (auto stable, voiles, mixte ou par noyau centrale), la rigidité des éléments résistants qui sont en deux familles ; verticales (voiles, poteaux, mur porteur) et horizontales (poutres, dalles).ces éléments vont aussi transmettre les charges aux fondations.

Les sollicitations qui provoquent ces éléments dans notre structure sont obtenues à partir du logiciel SAP2000V2000. L'assemblage des poteaux et des poutres constitués les portiques.

### a. Poteaux :

Sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composé.

### b. Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

### c. Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR)

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles BAEL91.

Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procédés aux vérifications suivantes :

- Condition de non fragilité.
- Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- Vérification a l'état limite de service.
- Vérification de la flexion.

### d. Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)

- Un effort tranchant (T)

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux déjà cités.

- Etat limite ultime de stabilité de forme.
- Etat limite de service.

## VI.2 Ferrailage des portiques :

### VI.2.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

#### ➤ Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température).

Action permanente notée G (poids propre de la structure).

- Action variable notée Q.
- Action accidentelle notée E.

### VI.2.2 Les sollicitations:

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

- ✓ **Combinaison des charges** : Les combinaisons prises en compte sont:

- ✓ **Combinaisons fondamentales**:  $\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$  ..... (BAEL 91)

- ✓ **Combinaisons accidentelles**. D'après le RPA99version2003 (Art5.2) on a les cas suivants :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (1)$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots (2)$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel "SAP200".

**VI.2.3 Ferrailage des poutres:**

On distingue les types des poutres suivantes :

- Poutre principale → PP (30x 45) cm<sup>2</sup>.
- Poutre secondaire → PS (30 x35) cm<sup>2</sup>.

**Les armatures longitudinales :**

- **La section d'armatures imposées par RPA 99 version 2003 (7.5.2) :**

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 version 2003 en zone Iia].

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.

- **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- 40.  $\phi$  en zone I et II.
- 50.  $\phi$  en zone III.

- ✓ **Armatures transversales :**

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec: - b : la largeur de la section.

- S : espacement des armatures transversales

**D'après RPA 99 version 2003 :**  $S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l\right)$ . Dans la zone nodale.

Avec: -  $\phi_l$  : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal.

$$S \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

h : la hauteur de la section.

- ✓ **Evaluation des moments pour les différents types des poutres :**

Tableau VI. 5: Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres

Type	Niveau	ELU		ELS		Accidentel G + P ± E 08 ± E M <sub>a</sub> acc (kN.m)	Effort tranchant (kN.m)
		Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)		
Poutre principale	RDC	48,96	87,60	35,45	63,45	73,50	99,24
	1 <sup>er</sup> , 2,3 étage	49,30	87,66	35,71	63,49	74,11	99,62
	4 <sup>ème</sup> , 5,6 étage	55,04	83,30	39,86	60,34	73,76	100,24
	7 <sup>ème</sup> , 8,9 étage	66,26	80,08	43,65	58,00	77,59	100,44
Poutre secondaire	RDC	2,21	6,90	1,95	5,03	32,86	7,87
	1 <sup>er</sup> , 2,3 étage	4,26	10,34	3,00	7,51	38,82	13,26
	4 <sup>ème</sup> , 5,6 étage	11,36	17,11	8,12	12,39	29,61	16,74
	7 <sup>ème</sup> , 8,9 étage	17,30	22,50	12,41	16,26	12,82	16,68

➤ Exemple de calcul :

a) Poutres principales : (b x h) = (30 x 45) cm<sup>2</sup>

- En travée :
- Détermination des armatures à l'E.L.U :

$$M_t = 110470 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{66260}{14.2 \times 30 \times 40,5^2} = 0.09$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_r = 0,391 \Rightarrow \text{pas des armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.124 \Rightarrow \beta = 0.950.$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{66260}{0,950 \times 40,5 \times 348} = 4.95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2.1}{400} = 1,47 \text{ cm}.$$

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{choisi} = 6,75 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : 4 T 12 + 2 T 12}$$

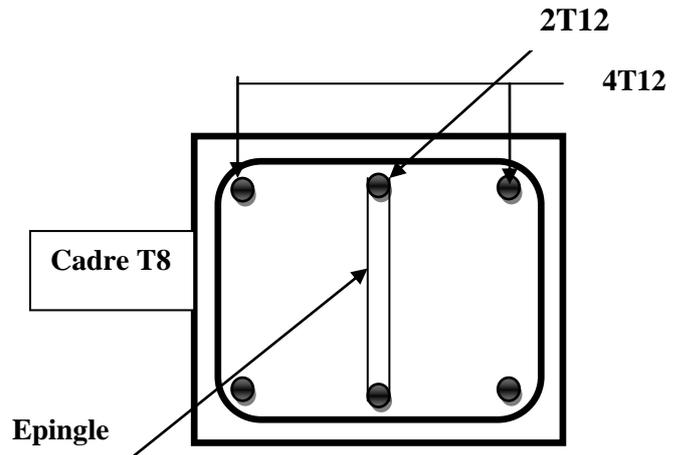


Figure VI.1 disposition des armatures

• Vérification à l'ELS :

$$M_s = 43650 \text{ N.m}$$

- |   |  |
|---|--|
| { | Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |
|   | Flexion simple   |
|   | Section rectangulaire  |

Acier fe E 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{66260}{43650} = 1,52$$

$$\alpha = 0,124 < 0,44 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

• En appui :

• Détermination des armatures à l'ELU :

$$M_a = 80080 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{80080}{30 \times 40,5^2 \times 14,2} = 0,115$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$  pas des armatures comprimées.

$$\alpha = 0,153 \Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80080}{0,939 \times 40,5 \times 348} = 6$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot \frac{30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

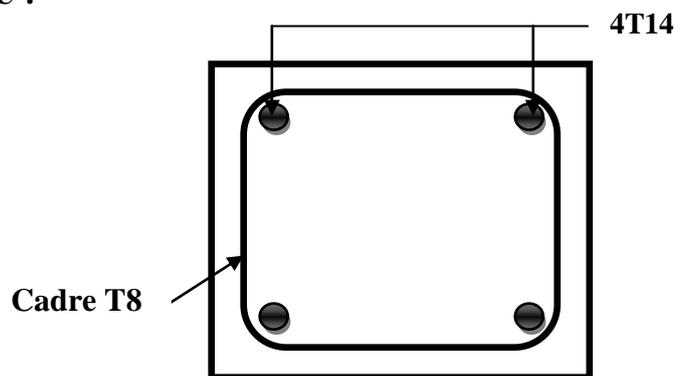


Figure VI.2 disposition des armature

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 6.05 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{choisi}} = 6.16 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : 4 T 14}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{80080}{58000} = 1.38 \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right.$$

Acier fe E 400

$$\alpha = 0,153 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

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

L'ors que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{100440}{300 \times 405} = 0.830 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont  $\perp$  à la ligne moyenne.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{\min}\right).$$

Avec  $\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$h$  : Hauteur de la section.

$b_0$  : Largeur de nervures.

$\phi_L^{\min}$  : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35} = 12,86; \frac{300}{10} = 30; 12 \text{ mm}\right) = 12 \text{ mm}.$$

On a prend:  $\phi = 8 \text{ mm}$ , avec un Acier FeE235.

$$\text{Soit } 4 \phi 8 = 2 \text{ cm}^2.$$

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

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{i2} \leq 36,45cm$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 x \delta_{i3}} \geq \rho_{t \max} = \frac{1}{f_e} \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right) = \frac{1}{f_e} 0,4MPa$$

$$\delta_{i2} \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x 30} = 39,16cm \Rightarrow \delta_{i3} = 39,16cm$$

• D'après RPA 99 version 2003 :

- Dans la zone nodale :  $\left\{ \begin{array}{l} S \leq \min\left(\frac{45}{4}; 14,4\right) = 11,25cm \Rightarrow S = 11cm \rightarrow \text{Pour } h=45cm \\ S \leq \min\left(\frac{30}{4}; 14,4\right) = 7,5cm \Rightarrow S = 7cm. \rightarrow \text{Pour } h=30cm \end{array} \right.$
- Dans la zone courant :  $\left\{ \begin{array}{l} S \leq \frac{45}{2} = 22,50cm \\ S \leq \frac{30}{2} = 15cm \rightarrow S = 15cm \end{array} \right.$

- Armatures transversales imposée par RPA 99 version 2003 :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{rec}} = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm. Zone II. Pour } \phi = 12 \text{ mm.}$$

Tableau VI. 6: récapitulatif des ferrillages des poutres.

Type	Niveau	Section	travée appui	M N.m	$\mu$	$\beta$	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{RPA}_2} \text{ cm}^2$	$A_{\text{min}} \text{ cm}^2$	$A_{\text{max}} \text{ cm}^2$	Le choix
Poutres Principales	T.I	30x45	travée	66260	0.09	0,950	4.95	6.75	1.47	6.75	4T12 + 2T12
			appui	80080	0.12	0.939	6.05	6.75			6.75
	E.C		travée	55040	0.07	0.958	4.07	6.75		6.75	//
			appui	83300	0.12	0.936	6.31	6.75		6.75	//
Poutres Secondaires	T.I	30x35	travée	17300	0.04	0.979	1.61	5.25	1.14	5.25	4T14
			appui	22500	0.053	0.973	2.11	5.25			5.25
	E.C		travée	11360	0.027	0.986	1.05	5.25		5.25	//
			appui	17110	0.040	0.979	1.59	5.25		5.25	//

**VI.3 Ferrailage des poteaux:**

On a 5 types des poteaux à étudier:

- Type 1 ..... (50 × 50) cm<sup>2</sup>
- Type 2 ..... (45 × 45) cm<sup>2</sup>
- Type 3 ..... (35 × 35) cm<sup>2</sup>
- Type 3 ..... (30 × 30) cm<sup>2</sup>.

**VI.3.1 Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003:**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets. Le pourcentage minimum est:

$A_{\min} = 0,9\%$  de la section totale; en zone II.

Le pourcentage maximum est:

$A_{\max} = 4\%$  de la section totale; en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$  de la section totale; en zone recouvrement.

- Le diamètre minimum de l'acier est:  $\phi_{\min} = 12\text{ mm}$
- La longueur de recouvrement est:  $50\phi$ .
- La distance entre les barres verticales doit être  $\leq 20\text{ cm}$ .

**VI.3.2 Armatures transversales:**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 version 2003) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : -  $V_u$  : l'effort tranchant de calcul.

-  $h_1$  : hauteur totale de la section brute.

-  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow & \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau. =  $\left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

-t : l'espacement des armatures transversales :

$$\text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} t \leq \min(10.\phi_l; 115\text{cm}) & \longrightarrow & \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow & \text{en zone III.} \end{cases}$$

$$\text{Dans la zone courante : } \begin{cases} t' \leq 15 \cdot \phi_l & \longrightarrow \text{ en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{ en zone III.} \end{cases}$$

-la quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\text{Si } -\lambda_g \geq 5 \quad 0,3 \text{ \%}.$$

$$\text{Si } -\lambda_g \leq 3 \quad 0,8 \text{ \%}.$$

Si  $-3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limite précédents.

#### VI.4 Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans les figures ci-dessous.

Avec ;

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h'.$$

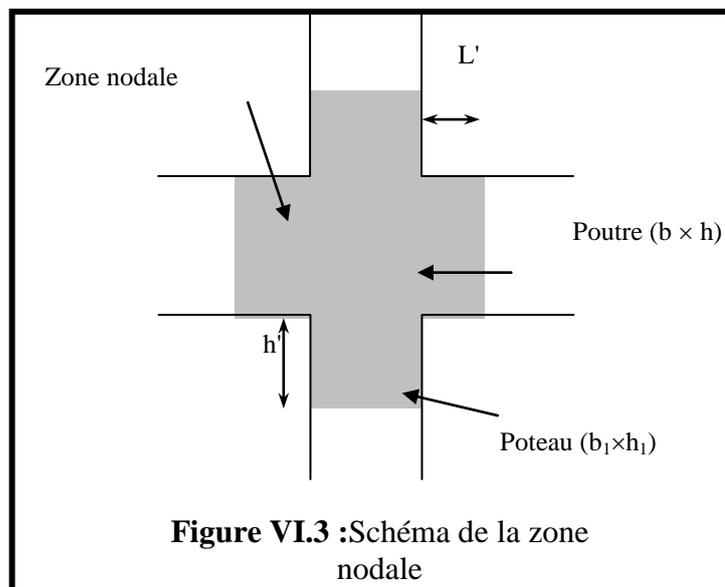


Tableau VI. 7: des sollicitations pour les différents poteaux

Type de poteau		RDC	1 <sup>er</sup> , 2, 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> , 5, 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> , 8, 9 <sup>ème</sup> étage
		(50 × 50)	(45 × 45)	(35 × 35)	(30 × 30)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1 <sup>er</sup> cas	N <sub>max</sub>	1788,16	1585,27	1031,40	516,60
	M <sub>22 corr</sub>	21,68	25,58	24,47	18,00
	M <sub>33 corr</sub>	1,76	2,86	4,77	5,63
Combinaisons G + P ± 1,2 E 0,8 G ∓ E 2 <sup>ème</sup> cas	M <sub>33 max</sub>	90,72	58,37	44,85	25,55
	N <sub>corr</sub>	537,27	473,68	282,94	125,89
	M <sub>22 max</sub>	22,91	28,83	24,68	20,15
	N <sub>corr</sub>	1267,05	1114,66	709,34	350,21
Combinaisons G + P ± 1,2 <sup>E</sup> 0,8 G ± E 3 <sup>ème</sup> cas	N <sub>min</sub>	300,23	280,35	175,99	84,40
	M <sub>33 corr</sub>	2,98	2,65	2,91	2,95
	M <sub>22 corr</sub>	4,26	4,88	4,53	4,40
	V <sub>22 max</sub>	35,29	38,00	31,13	18,02
	V <sub>33 max</sub>	10,94	17,89	14,45	8,14

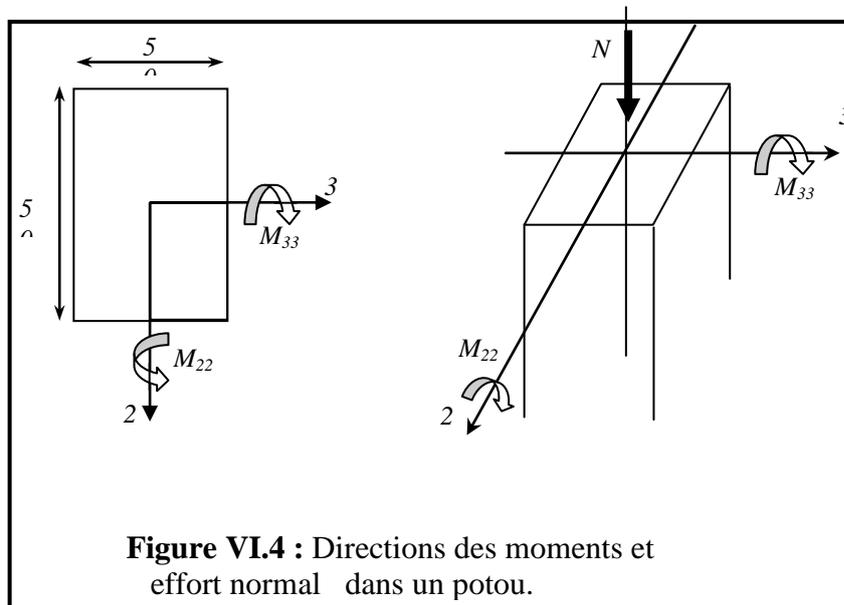


Figure VI.4 : Directions des moments et effort normal dans un poteau.

#### VI.4.1 Exemple de calcul.

a-Poteau (RDC) : S = (50x50) cm<sup>2</sup>:

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3, car il existe deux moments M<sub>22</sub> et M<sub>33</sub>, on obtient donc, un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

- 1<sup>er</sup> cas Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35 G + 1,5 p)

$$N = 1788,16 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 21,68 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21.68 \times 10^2}{1788.16} = 1.21 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ m} \Rightarrow \text{Compression simple}$$

$$A'_r = \frac{N - 100B\sigma_b}{100 \times \sigma_s} = \frac{1788.16 \times 10^3 - 100 \times 14.2 \times 50^2}{100 \times 348} = -50.62 \text{ cm}^2$$

$$A'_r = -50.62 < 0 \Rightarrow A'_r = 0$$

### 2<sup>ème</sup> cas G + P ± 1,2E :

$$M_{22} = 22.91 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 537.27 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22.91 \times 100}{537.27} = 4.26 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$\text{Compression excentrée } e < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$M_1 = 537.27 \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 537.27 \times \left( 0.042 + 0.450 - \frac{0.50}{2} \right)$$

$$M_1 = 130.02 \text{ kN.m}$$

- **Vérification de l'inégalité**

$$N(d - c') - M_1 \leq \left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 \sigma_b \quad (1) \leq (2)$$

$$(1) \Rightarrow 537.27 \times (0.45 - 0.05) - 130.02 = 84.89 \text{ kN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \left( 0.337 - 0.81 \times \frac{50}{500} \right) \times 0.50 \cdot (500)^2 \times 14.2 \times 10^{-3} = 454.40 \text{ kN.m}$$

(1) < (2) : donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait en flexion simple.

$$M_1 = 130020 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{130020}{14.2 \times 45^2 \times 50} = 0.09$$

$$\mu < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.119 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_1 = \frac{130020}{0.952 \times 45 \times 348} = 8.71 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 8.71 - \frac{537.27 \times 10^3}{348 \times 100} = -6.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0.$$

- **Suivant conditions imposées par RPA 99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0.8 \% b \times h = 0.8 \times 10^{-2} \times (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A_1, A_2, A_{\min} ) = 20,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisi}} = 20.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 10T16} \quad \text{Soit : } A = 20.11 \text{ cm}^2 .$$

- **Armatures transversales :**

$$T = 35,29 \times 10^3 \text{ N.}$$

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{35.29 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$  Condition vérifiée donc les armatures transversales sont droites.

- **Détermination de diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Escapement des armatures transversales :**

**a- Suivant le B.A.E.L 83 :**

$$\delta_t \leq (15 \Phi_{L \min}, 40 \text{ cm}, b + 10) \quad \delta_t \leq (24, 40, 60) \text{ cm}$$

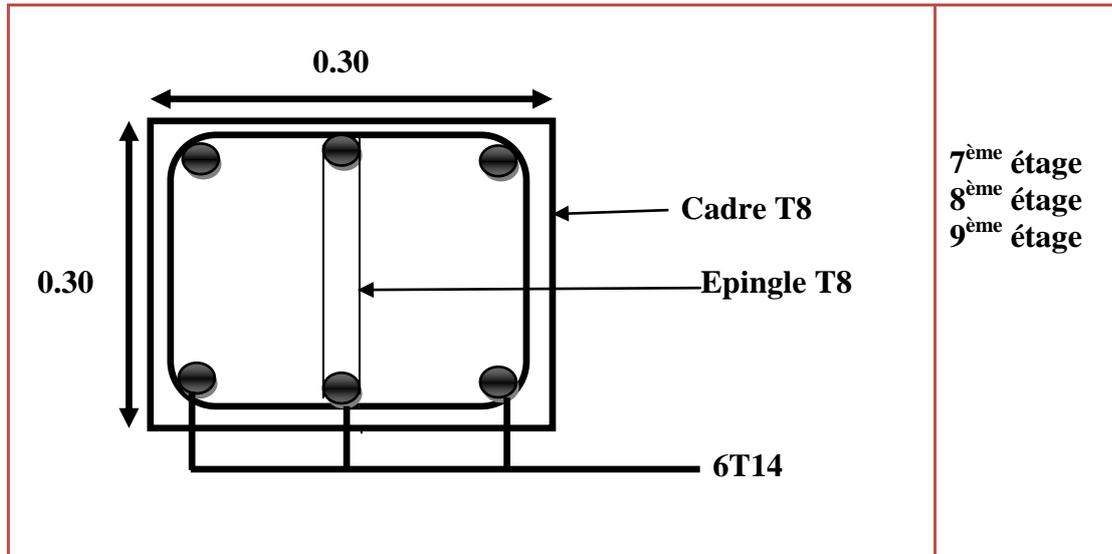
$$\delta_t \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm.}$$

**Tableau VI. 8:** Tableau récapitulatif des armatures.

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Armatures minimales (cm <sup>2</sup> )	Barres choisies	Longueur de recouvrement (cm)	Section correspondant (cm <sup>2</sup> )
RDC	50x50	20,00	10T16	80	20,11
1 <sup>ème</sup> étage	45x45	16,20	10T16	80	20,11
2 <sup>ème</sup> étage					
3 <sup>ème</sup> étage					
4 <sup>ème</sup> étage	35x35	9,80	10T14	70	15,39
5 <sup>ème</sup> étage					
6 <sup>ème</sup> étage					
7 <sup>ème</sup> étage	30x30	7,20	6T14	70	9,23
8 <sup>ème</sup> étage					
9 <sup>ème</sup> étage					

Tableau VI.5 Schéma de ferrailage des poteaux

	<p>RDC</p>
	<p>1<sup>ème</sup> étage 2<sup>ème</sup> étage 3<sup>ème</sup> étage</p>
	<p>4<sup>ème</sup> étage 5<sup>ème</sup> étage 6<sup>ème</sup> étage</p>



### VI.5. Etude des voiles de contreventement :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande Inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales;

- Globalement dans la section du voile **0,15%**.
- En zone courante **0,10%**.
- L'espace des barres horizontales.

$St \leq \text{Min} (15 \text{ ; } 30 \text{ cm})$  Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

### Ferraillage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procèdera de la manière suivante :

- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue .
- Soit section entièrement comprimée.
- Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que :

- ❖  $N > 0$  effort de compression.
- ❖  $N < 0$  effort de traction.

- Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

### Ferraillage minimum:

D'après le RPA99/V2003 On a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bonde de 1m de largeur.

- Globalement dans la section du voile 0,15%.

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En zone courante 0,10%.

$$A_{\min} = 0,10\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prend : } A_{sv} = 6\text{Ø}10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- b) **Les armatures transversales :** (disposés perpendiculairement aux armatures verticales)

D'après le RPA/2003, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- c) **Armatures verticales :**

Le calcul se fait pour chaque deux niveaux et on adopte le ferraillage d'élément le plus sollicité

Au : la section d'armatures calculée en flexion composée.

$$\text{RPA/2003 : } A_{\min} = 0,2\% b.h.$$

Avec :  $b$  = longueur du béton tendu.

BAEL91 :  $A_{\min} = 0,23b.d(f_{t28}/f_e)$ .

#### d) L'espace des armatures verticales et horizontales :

Selon le RPA 99/version 2003 on a :

L'espace des armatures horizontales et verticales doit être inférieures à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 15a$   $S_t \leq 30 \text{ cm}$   $S_t = S/2$  ..... Pour la zone nodale.

A chaque extrémités du voile L'espace des barres doit être réduite de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet escarpement l'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

On choisit :

- ✓  $S_t = 10 \text{ cm}$  ...en zone nodale.
- ✓  $S_t = 20 \text{ cm}$  ...en zone courant

#### ➤ Remarque:

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\delta \leq 1,5b$$

$$\delta \leq 30 \text{ cm}$$

Avec:  $b$  L'épaisseur du voile en (cm).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4épingle au mètre carré ( $\text{m}^2$ ).

### VI.6 Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue.
- Soit section entièrement comprimée.
- Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que :

- ❖  $N > 0$  effort de compression.
- ❖  $N < 0$  effort de traction.

- Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

### ❖ Ferrailage minimum:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant:

- Globalement dans la section du voile :  $A_{\min}=0,15\% h . b$
- En zone courante :  $A_{\min}=0,10\% h . b$

On devra disposer le ferrailage suivant:

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### a) Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de  $0,2\%$ .

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à  $0,20\%$  de la section horizontales du béton tendu.

- 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 des efforts importants de compression 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. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement) .

- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la largeur du voile (voir figure VI-3) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 20 cm.

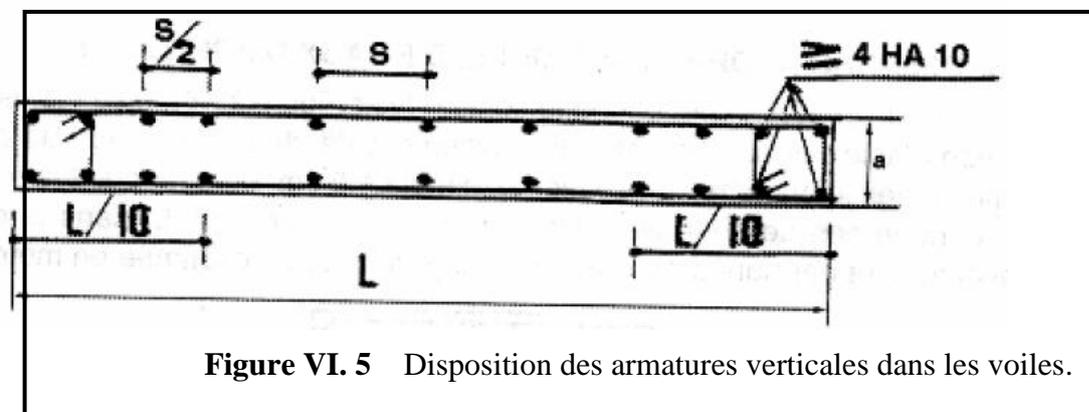


Figure VI. 5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

e) **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^0$  ayant une longueur de  $10\phi$  dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

➤ **Remarque:**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\delta \leq 1,5b$$

$$\delta \leq 30cm$$

Avec: b L'épaisseur du voile en (cm).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré ( $m^2$ ). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = \frac{1,1.V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**- Vérification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50; \min \left( \frac{76 \times e \times a}{n}; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour les voiles :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{15} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 = 214,2 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 214,2 \times \frac{\sqrt{12}}{15} = 49,47 \Rightarrow \lambda < \bar{\lambda}$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

-Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_U^{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

c- Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t \prec \min(30 \text{ cm} , 1,5 \times b )$$

- Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{tj}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \tau_0 = 0,3 \cdot f_{tj}^* \cdot k \\ f_{tj}^* = \min \{ f_{tj} ; 3,3 \text{ MPa} \} \end{cases}$$

**VI.6.1 Calcul de ferrailage :**

a.1. Suivant l'axe 1 – 1 :

$$\sigma_1 = \frac{N_{11}}{b} \text{ (nœud B)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{11}}{b} \text{ (nœud A)}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_2 \Rightarrow M_E = 0 \\ N_{11} = 133.17 \text{ kN/m} \\ M_{11} = 1.59 \text{ kN.m/ml} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{D'après les résultats} \\ \text{données par le fichier} \\ \text{SAP2000.} \end{array}$$

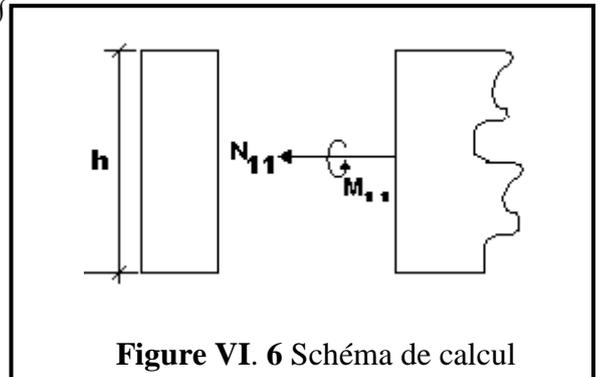


Figure VI. 6 Schéma de calcul

**Ferrailage pour bande de 1 m :**

$$N_{11} \times 1 \text{ m} = N_{11} = 133.17 \text{ kN.}$$

$$M_{11} \times 1 \text{ m} = M'_{11} = 1.59 \text{ kN.m}$$

**Détermination de l'excentricité :**

$$e = \frac{M'_{11}}{N_{11}} = \frac{1.59}{133.17} = 1.19 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{SET}$$

$$A_1 = \frac{N_{11} \times e_a}{(d - C_1) \sigma_s} = \frac{133.17 \times 10^3 \left( \frac{100}{2} - 10 - 1.19 \right) 10^{-2}}{(90 - 10) \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{N_{11}}{100 \sigma_s} - A_1 = \frac{133.17 \times 10^3}{100 \times 348} - 1.86 = 1.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,15 \% \times b \times ht = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min}) = \max (1,30 ; 1,70 ; 2,25) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T10 → A = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml

**a.2. suivant l'axe 2 – 2 :**

$$\begin{cases} \frac{N_{22}}{b} = \frac{N_{22}}{b \times L} + \frac{M_E \times L}{2 I} \text{ (nœud A)} \\ \frac{N_{22}}{b} = \frac{N_{22}}{b \times L} - \frac{M_E \times L}{2 I} \text{ (nœud D)} \end{cases}$$

avec: L=1 m

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.20 \times 1^3}{12} = 0.017 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \frac{N_{22}}{0.20 \times 1} + \frac{M_E \times 1}{2 \times 0.017} = 3405 \text{ kN/m}^2 \text{ (nœud A)} \\ \frac{N_{22}}{0.20 \times 1} - \frac{M_E \times 1}{2 \times 0.017} = 3270 \text{ kN/m}^2 \text{ (nœud D)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow N_{22} = 667.60 \text{ kN} \text{ et } M_E = 2.31 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M'_{22} = M_{22} + M_E = 7.92 + 2.31 = 10.23 \text{ kN.m}$$

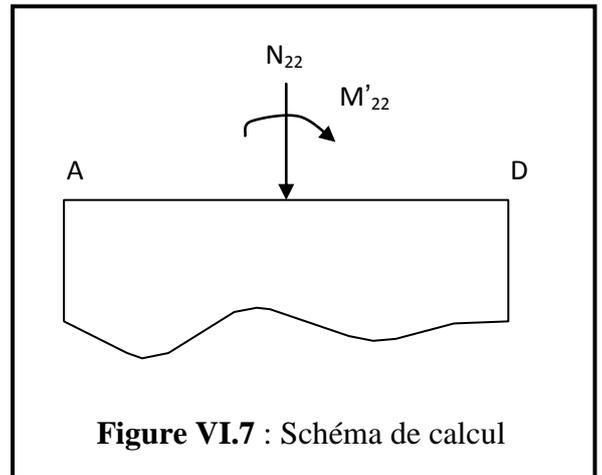


Figure VI.7 : Schéma de calcul

**Détermination de l'excentricité :**

$$e = \frac{M'_{22}}{N_{22}} = \frac{7.92}{667.60} = 0.012 \text{ m} < \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{SET.}$$

➤ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{N(d - C_1)}_{\textcircled{1}} - \underbrace{M_1}_{\textcircled{2}} \geq (0,337 h - 0,81 C_1) \times b \times h \times \sigma_b$$

$$\textcircled{1} = 667.60 \times (0,90 - 0,10) - 10.23 = 523.85 \text{ kN.m}$$

$$\textcircled{2} (0,337 \times 100 - 0,81 \times 10) \times 20 \times 100 \times 14,2 = 727.04 \text{ kN.m}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$  SPC : Donc la section sera calculée à la flexion simple avec un moment  $M_1$  par rapport aux armatures tendu.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées ( $A'$ ) :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7920}{14,2 \times 20 \times 90^2} = 0.0034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\alpha = 0.0043 \quad \beta = 0,998$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7920}{348 \times 0,998 \times 90} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{FS} = A_{FS} - \frac{N_1}{\sigma_s} = 0.25 - \frac{667.60 \times 10}{348} \Rightarrow A_{FS} < 0 \Rightarrow A_{FS} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,15 \% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min}) = \max (0,93 ; 0 ; 2,25) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **L'espace minimal des barres verticales et horizontales :**

$$S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}) \quad (\text{RPA 99 paragraphe 7.7.4.3.})$$

a : épaisseur du voile.

$$S \leq \min (22,5 ; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_e = 10 \text{ cm} \quad , \quad e = 20 \text{ m}$$

$$\text{Choix : } 4T10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } T_u^{\max} = 7,12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{19,55 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{At}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}^* \times K}{0,9 \frac{fe}{\gamma_s}}$$

$K = 0$  ..... pas de reprise de bétonnage

$$f_{t28}^* = \min (f_{t28} ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$At \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times St}{0,9 \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{0,12 \times 20 \times 15}{0,9 \frac{400}{1,15}} = 0,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{At}{b_0 \times St} \geq \frac{1}{fe} \min \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Donc : } At \geq \frac{0,4 \times 20 \times 15}{400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

**Conclusion:**

Dans le chapitre six, nous avons examiné l'armatures des éléments de base du bâtiment, nécessaire à la stabilité de la structure.

# ***CHAPITRE VII***

## ***Etude de l'infrastructure***

**VII.1 Introduction:**

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmission des différentes charges venues de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirect (semelles sur pieux → fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

**VII.2 Choix du type des fondations:**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

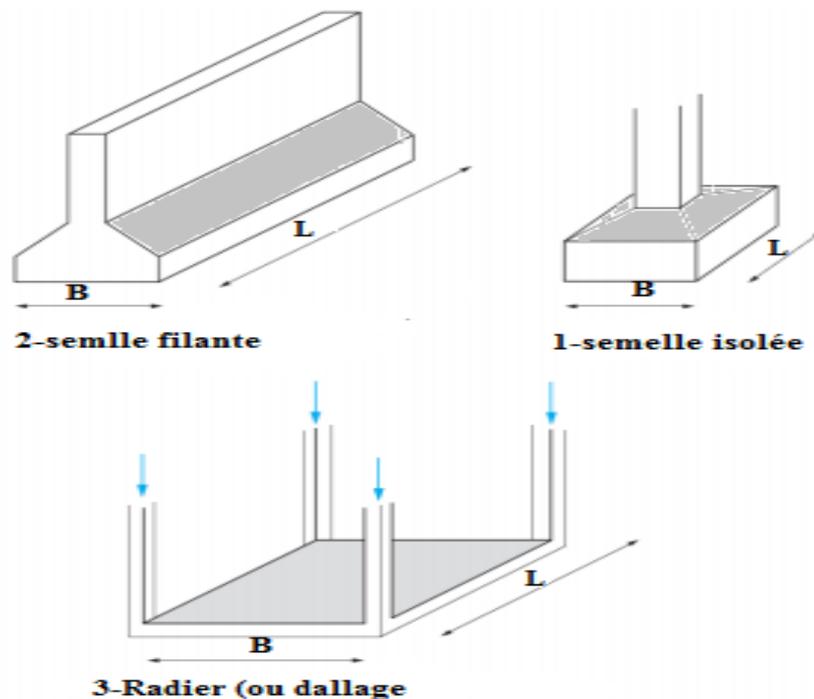


Figure VII.1 type de fondation superficielle

### VII.3 Contrainte admissible du sol:

La Contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes:

- Poids spécifique du sol sec  $\gamma_d$ .
- Poids spécifique des grains  $\gamma_s$ .
- Cohésion non drainée  $C_u$ .
- Angle de frottement effectif  $\phi'$ .
- Cohésion effective  $C'$ .

Pour notre projet,  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8$  bars.

-La profondeur de la fondation doit être supérieure à  $\frac{H}{10}$ .

**Avec : H:** hauteur totale du bâtiment.

$$H = 29.30 \text{ m} \rightarrow \frac{H}{10} = \frac{29.30}{10} = 2.93 \text{ m.}$$

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

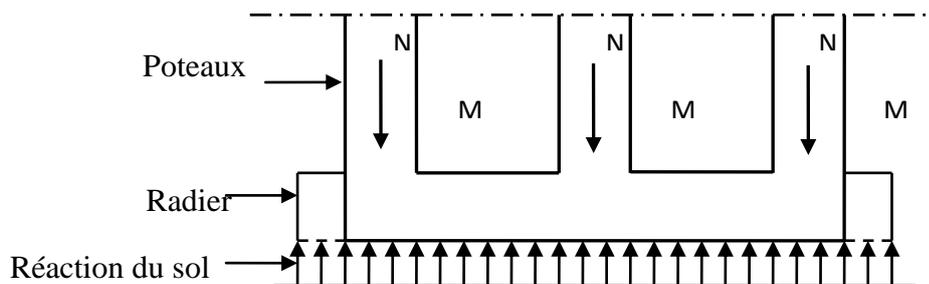


Figure VII.2: Schéma d'un radier général

### VII.4 Différents types des radiers:

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- Radier plat d'épaisseur constante.
- Radier nervuré (le plus économique).
- Radier vouté.
- Radier champignon.

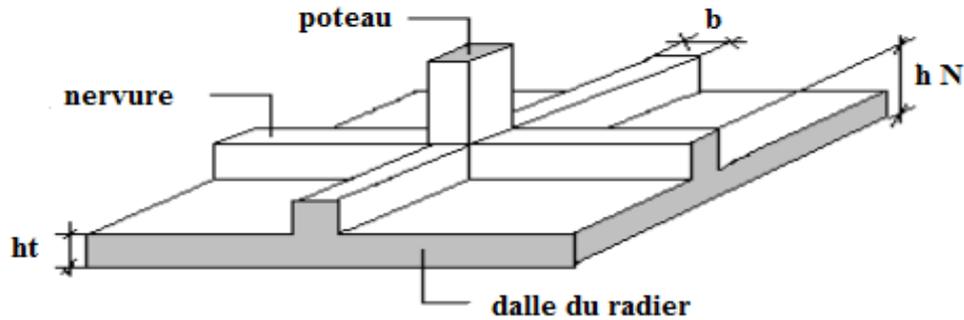


Figure VII.3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

**1. Pré-dimensionnement du radier :**

Il consiste à déterminer la hauteur du radier pour résister aux efforts apportés par la superstructure et l'effort de sous-pression.

Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

**a) Selon la condition forfaitaire:**

**h** : épaisseur du radier

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

**L<sub>max</sub>** : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 5 \text{ m} \Rightarrow \frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5} \Rightarrow 68.75 \leq h \leq 110.$$

On prend : **h = 80 cm**

**b) Condition de rigidité :**

On utilise un radier rigide 
$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E.I}{K.b}}$$

**L** : est la plus grande portées entre deux poteaux.

**L<sub>e</sub>** : Longueur élastique (m).

**K** : coefficient de rigidité du sol, rapporté à l'unité de surface. **K = 40 MPa**(HENRY Thonier)

Conception et calcul des structures de bâtiment (Tableau de page 305).

- **K=0,5[kg/cm<sup>3</sup> ]**..... pour un très mauvais sol.

- $K=4$  [kg/cm<sup>3</sup>] .....pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm<sup>3</sup>]..... pour un très bon sol.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

**I** : Inertie de la section du radier (**b=1m**).

**E** : module Le module de Young: **E = 3,216 × 10<sup>4</sup>MPa**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.5}{3.14}\right)^4 \cdot \frac{40}{3.216 \times 10^4}} = 0.50 \text{ m}$$

**Condition de non cisaillement :**

Pour le panneau le plus défavorable on a :

$$L_y = 5.50 \text{ m} \quad L_x = 4.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{5.50} = 0.73 \Rightarrow \text{Le panneau travaille suivant deux directions.}$$

$$\Rightarrow T_x = q \frac{L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} T_y = q \frac{L_x}{3}$$

$$q = q_1 ;$$

**q<sub>1</sub>** : Poids de la superstructure.

$$q_u = \frac{q_1}{s} + 1.5Q = \frac{41805.33}{524.43} + 1.5 \times 5 = 87.22 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \frac{q_1}{s} + Q = \frac{41805.33}{524.43} + 5 = 84.72 \text{ kN/m}^2$$

Avec

**Q** : Surcharge d'exploitation.

Pour le panneau considéré on a:

$$T_x = 134.85 \text{ kN/ml} \quad T_y = 198.426 \text{ kN/ml} \quad h_3 = 3.44 \text{ cm.}$$

**Condition de non poinçonnement;**

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

**U<sub>c</sub>**:Périmètre du contour.

**h** : Epaisseur du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 0,045 \times (a + b + 2h) 2 \times h \times f_{c28} - N \text{ Ou } \geq 0$$

$$4,5 h^2 + 225h - 3928.99 = 0$$

On aura :  $h \geq 61,45 \text{ cm}$

Pour satisfaire les (04) quatre conditions cite précisément soit donc  $h = 90 \text{ cm}$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures)

avec une hauteur égale à  $\frac{L}{10}$  et une dalle pleine d'épaisseur égale à  $\frac{L}{20}$ .

Où ; **L** : la plus grande portée entre axes des poteaux.

Hauteur de poutre principale :

$$h > \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur  $e = 50 \text{ cm}$ .

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur  $e = 40 \text{ cm}$

#### ❖ Détermination des sollicitations :

##### a) Caractéristiques du radier :

$h = 90 \text{ cm}$  ;  $e = 40 \text{ cm}$ .

Surface du radier  $S = 524.43 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = 11218.87 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 1471.29 \text{ m}^4$$

##### b) Calcul du poids de radier $P_r$ :

Poids du radier sans poutres :  $G = S \times e \times \gamma_b = 524.43 \times 0.4 \times 25 = 5244.3 \text{ kN}$

Poids des poutres principales  $= 0,35 \times 0,45 \times 132.61 \times 25 = 522.25 \text{ kN}$

Poids des poutrelles  $= 0,25 \times 0,30 \times 104.4 \times 25 = 274 \text{ kN}$

Donc, le poids total du radier  $P_r = 6040.55 \text{ kN}$

##### c) La hauteur totale du radier:

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

$$h_0 \geq \frac{l}{20} \Rightarrow h_0 \geq \frac{550}{20} = 28 \text{ cm}$$

Donc on prend:  $h_0 = 35 \text{ cm}$ .

Il faut vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{A} \leq \sigma_{sol} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{A} \leq \sigma_{sol} \end{cases} \dots \dots \dots (1)$$

• **Calcul du poids de radier Pr:**

Poids du radier sans poutres :  $P_r = S \cdot e \cdot \gamma_b = 298.48 \times 0.35 \times 25 = 2611.70 \text{ kN}$

$$\begin{cases} \sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2 \\ N_s = \sum N_{s \text{ structure}} + P_r \\ N_u = \sum N_{u \text{ structure}} + 1.35P_r \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{u \text{ structure}} = 4276.40 \text{ kN} \\ P_r = 2611.70 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow N_u = 7802.20 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} N_{s \text{ structure}} = 31189.96 \text{ kN} \\ P_r = 2611.70 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow N_s = 5730.66 \text{ kN}$$

$$(1) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{7802.20}{298.48} = 26.14 \text{ kN/m}^2 \leq 180 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{C.V} \\ \sigma_2 = \frac{5730.66}{298.48} = 19.20 \text{ kN/m}^2 \leq 180 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

1. **Détermination de la hauteur de la nervure (poutre):**

Le radier est assimilé à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la nervure doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{l}{10} \Rightarrow h \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

Pour éviter l'effet de l'effort tranchant maximum nous allons prendre la hauteur de la poutre prise égale à 60 cm

$$0.8h \geq b_0 \geq 0.4h \Rightarrow 48 \text{ cm} \geq b_0 \geq 24 \text{ cm}$$

Nous allons prendre :  $b_0 = 45 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_t}{10}\right) = \min(1.6; 0.55) = 0.55 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 1.55 \text{ m}$$

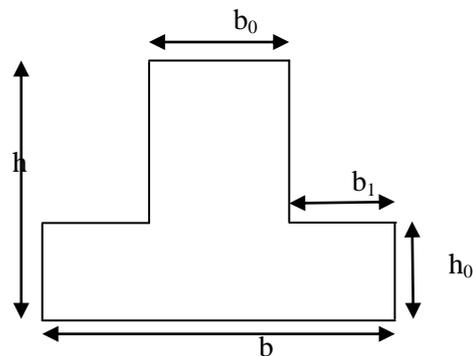


Figure VII. 4 Coupe de la nervure défavorable

1. **Ferraillage de radier:**

Le radier se calcule comme un plancher renversé appuyé sur les nervures, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 coté et chargées par la contrainte du sol.

A) Ferrailage des dalles:

$$\begin{cases} l_x = 4.00\text{m} \\ l_y = 5.50\text{m} \\ h_0 = 35\text{cm} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{5.50} = 0.73 > 0,4$$

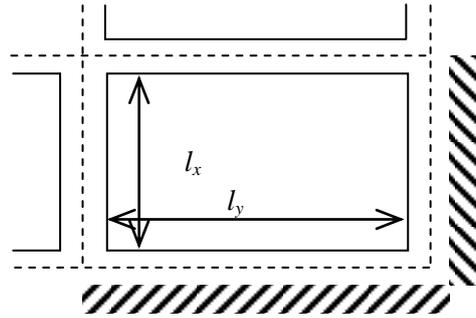


Figure VII.5 Panneau de calcul.

La dalle est portée sur deux directions, la fissuration de la dalle considérée comme des fissurations préjudiciables.

a. Calcul des sollicitations :

La dalle considérée préjudiciable.

❖ ELU:  $v = 0$

$$q_u = 26.14 \text{ KN}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} 0.0646 \\ 0.4780 \end{cases}$$

Les sollicitations suivant la petite portée:

Le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partie donc :

Tableau VI. 4: Calcul des sollicitations à l'ELU

	Sens X		Sens-Y	
Moment (kN.m)	$M_x = \mu_x L_x^2 q_u = 27.02.$		$M_y = \mu_y M_x = 12.91$	
	En travée	$M_x^t = 0,85M_x = 22.97$	$M_y^t = 0,85M_y = 10.98$	
	En appuis	Rive	$M_x^a = -0,35M_x = -9.46$	$M_y^a = -0,35M_y = -4.52$
		Autre	$M_x^a = -0,50M_x = -13.51$	$M_y^a = -0,50M_y = -6.46$

❖ ELS:  $v = 0,2$

$$q_s = 19.20\text{KN}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$$

Les sollicitations suivant la petite portée:

Le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Donc:

Tableau VI.2 Calcul des sollicitations à l'ELS

	Sens X		Sens-Y		
Moment (kN.m)	$M_x = \mu_x L_x^2 P_u = 21.75$		$M_y = \mu_y M_x = 13.46$		
	En travée	$M_x^t = 0,85M_x = 18.49$	$M_y^t = 0,85M_y = 11.44$		
	En appuis	Rive	$M_x^a = -0,35M_x = -7.61$	$M_y^a = -0,35M_y = -4.71$	
		Autre	$M_x^a = -0,50M_x = -10.88$	$M_y^a = -0,50M_y = -6.73$	

**b. Le ferrailage:**

Le calcul se fait par un mètre de largeur

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ \beta = 1 - 0.4\alpha \\ z = \beta d \end{array} \right. \quad A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z}$$

**Section minimal d'armatures :**

- Suivant  $l_y$ :

$$A_{ymin} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 4,34 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} A_{ymin}$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} A_{ymin} = \frac{3 - \left(\frac{4.00}{5.50}\right)}{2} \cdot 4,34$$

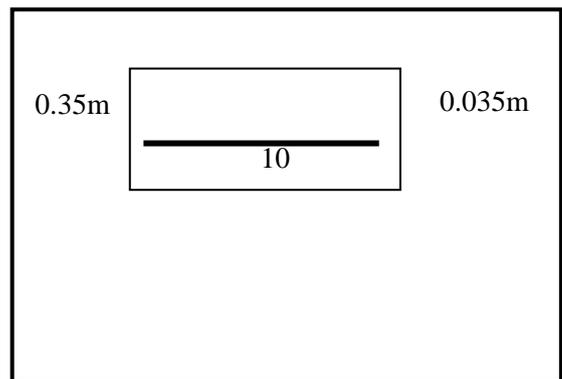


Figure VII.6 Schéma du calcul

Les résultats de ferrailage dans les deux sens sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau VI. 5: Ferrailage de la dalle

Sens	Section d'armatures [cm²]			Amin [cm²]		chois des barres		As [cm²]		Espacement (cm)
	Travée	Appuis		Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	
		Rive	Autre							
X	3.60	2	2.20	4.45	4.45	4T14	4T16	6.16	6.16	15
Y	3.50	1.50	2.07	4.20	4.22	7T14	4T16	8.04	8.04	15

**c. Vérification à l'état limite de service :**

**Lorsque en a fissuration préjudiciable :**

On doit vérifier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$$b \frac{y^2}{2} - nA(d - y) = 0 \quad \text{Avec } n = 15$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \quad (\text{MPa})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 101.691 \text{ MPa}$$

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

Tableau VI. 6 : Vérification de la dalle à l'ELS

		Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Suivant x	Travée	6.40	66852,24	4,16	15	C.V	0,20	202	C.V
	Appui			2,45			0,12		
Suivant y	Travée	7.39	83520,43	4,10			0,14		
	Appui			2,05			0,08		

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier:

$$\tau_u \leq \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \Rightarrow \tau_{lim} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_{ux}; T_{uy})$$

$$T_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{2}\right)} = 71.67 \text{ kN/m}$$

$$T_{uy} = \frac{q_u \cdot L_y}{3} = 73.40 \text{ kN/m}$$

Alors:

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \cdot d} = \frac{73.40}{1 \times 0,315} = 0.23\text{MPa}$$

Donc  $\tau_u = 0.23\text{Pa} \leq \tau_{lim} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

**B) Ferrailage des nervures :**

➤ **En appui**

$$M_u = 19.20 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19200}{35.54^2 \cdot 14,2} = 0,013$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}\right) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A_{s1} = 0.87 \text{ cm}^2 \quad \text{le choix} \quad 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_r = A/4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

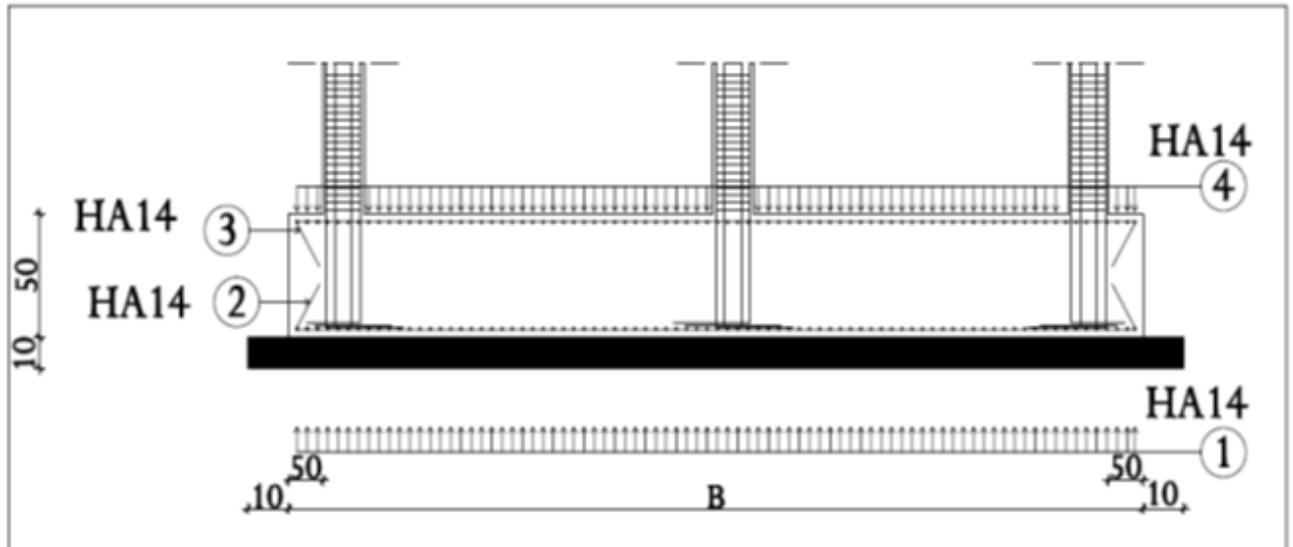


Figure VII.7 Schéma du ferrailage de radier general.

### Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre; les fondations et elles sot consacré à l'intégration des éléments finis tridimensionnels de construction et le calcul des éléments structures et l'étude de l'infrastructure (fondations) est présentation.

# *Conclusion*

### **Conclusion**

Cette étude vise à établir la meilleure résistance du bâtiment dans une zone sismique au moindre coût. L'objectif du projet permet l'application d'informations théoriques à l'étude de la construction à l'aide de la technique de calcul, tout en respectant les règles applicables dans RPA99 version 2003. Il permet également de comprendre les différentes techniques et la programmation du calcul, ainsi que les réglementations qui régissent la conception. Nous avons utilisé le programme SAP pour améliorer les résultats qui nous ont permis de réaliser et de renforcer les éléments constructifs de l'étude que nous avons menée. Il convient de noter qu'en ce qui concerne la conception de la résistance aux tremblements de terre, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration et une coopération aura lieu dès le début du projet pour éviter toute conception insuffisante et obtenir une résistance aux tremblements de terre sans trop de frais. Ce manuscrit se compose de sept chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (site), les propriétés techniques et les propriétés des matériaux utilisés.....ect.

Le deuxième chapitre; nous avons étudié les éléments verticaux (colonnes, poutrelle, murs....), une étude est présentée. Eléments secondaires dans le troisième chapitre.

Le cinquième chapitre ; consacré à l'intégration des éléments finis tridimensionnels de construction et à l'étude sismique selon les règles algériennes RPA, le calcul des éléments structurels dans les sixième chapitres, et l'étude de l'infrastructure (fondations) est présentée dans dernier chapitre.

# *Références bibliographiques*

**Règlement :**

- 📖 [1]RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.
- 📖 [2]BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.
- 📖 [3]CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

**Notre sources :**

- 📖 **Pr. KHELAFI**, Cours de béton armé master (2020/2021).
- 📖 **BRIKA MEBARKA ET BELBALI TOURIA** « étude Etude d'un Bâtiment (R+10) +S-SOL à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte», Université Ahmed Draya d'ADRAR (mai 2017).
- 📖 **NAGA SAFIA ET OMRI NAWAL** « Etude d'une structure irrégulière en R+12 contreventée par un système mixt voiles-portiques.», Université d'ADRAR (2019).
- 📖 **MOUADNA AICHA** Etude d'un bâtiment à usage d'habitation « RDC+9 étages » en Béton Armé à l'Université de Guelma.
- 📖 **BADI MOUNIR ABOUSEYF**« Conception et étude d'un bâtiment à usage multiple en béton armé R+9 avec Sous-sol dans une zone à forte sismicité», Université d'ADRAR (mai 2017).
- 📖 **Cours** : Béton armé Dynamique des structures. ,Mécanique de sol.

**Logiciels :**

- ➔ Sap2000.
- ➔ Autocad2014.
- ➔ EXCEL 2007.



