

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de : Génie Civil & Hydraulique  
Spécialité : Génie Civil  
Option : STRUCTURES  
Présenté par : KHOUALED ABDERREZAK

---

---

**Thème : Etude sismique d'un bâtiment R+9 à usage  
d'habitation**

---

---

Sous la direction de : Pr Abdelaziz BENMARCE

---

Jun 2023

---

## Remerciements

Je remercie Dieu qui m'a donnée la volonté, la force, la patience, le courage et la santé pour réaliser ce travail.

Je remercie également Monsieur **BENMARCE ABDELAZIZ** professeur au département de génie civil et hydraulique à l'université du 08 mai 1945 de Guelma pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Des remerciements sont également adressés à Messieurs **Laffi B., Benouis A/H., Cherait Y.,** Madame **khaldi N.,** et Madame **Nigri G.,** enseignants à l'université du 08 mai 1945, Guelma ; pour leurs soutiens et leurs aides.

Je remercie le président ainsi que les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Un grand merci à tous les professeurs de la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> année Master et sans oublier la 3<sup>ème</sup> année licence génie civil, à toute ma famille et à Monsieur **kharoubi S.**

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre m'a aidé et soutenu durant la réalisation de ce travail.

## ***Résumé***

Ce mémoire de fin d'étude présente une étude sismique d'une tour à usage d'habitation en béton armé constitué d'un RDC et 9 étages, implantée dans la wilaya de Guelma. Cette région est classée selon le RPA99 version 2003, en zone de moyenne sismicité IIa. Les différents calculs sont faits en accord avec les règlements en vigueur, à savoir le CBA 93, BAEL99 et la vérification le RPA99/2003. Ce mémoire est scindé en six parties, à savoir :

La première partie a pour objectif de présenter l'ouvrage à étudier et les caractéristiques des matériaux utilisés. La deuxième partie fournit des informations sur le prédimensionnement des éléments structuraux et la descente des charges, suivie de la partie ferrailage des éléments non structuraux. la quatrième partie s'articule autour de la modélisation et l'étude sismique, suivie par la partie ferrailage des éléments porteurs (voiles, poteaux par robot expert). Et enfin l'étude des fondations (radier nervuré, voiles périphériques)

Mots clés : Tour en béton armé, contreventement par voile-portique, calcul sismique.

## ***Summary***

This project presents a detailed study of a multiple-use reinforced concrete tower consisting of a basement + Ground floor and 9 floors, located Guelma city. This region is classified according to the RPA99 /2003, in zone of average seismicity IIa. The various calculations and checks are made in accordance with the regulations in use, namely RPA99/2003, CBA 93, and BAEL99.

This dissertation is divided into six parts:

The first part is devoted to a presentation of the building and characteristics of the materials used in this project. Then, a pre-sizing of the structural elements and the evaluation of the loads were exposed in the second part, followed by a pre-sizing of the non-structural elements. A seismic study was carried out in the fourth part. And finally, before concluding, a study of the infrastructure, the reinforcement of the supporting elements was carried out

Key words: Reinforced concrete tower, wind-bracing, shear wall, seismic calculation.

## الملخص

يتمحور هذا المشروع حول دراسة زلزالية لبرج يتمركز بإقليم ولاية قالمة والمصنفة ضمن المناطق الزلزالية 2A حسب تقنين الزلازل الجزائري، يتكون من طابق ارضي بالإضافة الى تسع طوابق لغرض الإسكان، جميع القياسات والحسابات تمت وفق CBA93 و BAEL99 وخضعت لشروط التقنين الجزائري RPA99/2003

قسمت الدراسة لستة أجزاء رئيسية خصص الأول للتعريف بالمنشأة قيد الدراسة وكذا طبيعة المواد المستعملة في الإنجاز وخصائصها، وتضمن القسم الثاني تحديد الأبعاد الأولية للعناصر الانشائية وكذا الثانوية وحمولة كل عنصر، بينما القسم الثالث لتسليح العناصر الثانوية فيما خصص القسم الرابع للدراسة الزلزالية، يليه تسليح الهيكل والدعامات لتختم باخر فصل وهو دراسة البنية التحتية وتسليحها

الكلمات المفتاحية: برج من الخرسانة المسلحة دراسة زلزالية، هيكل دعامة وبنية تحتية.

### *Notation et symboles*

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	Aire d'une section de béton
$E_s$	Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours
$F$	Force ou action en général
$I_l$	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	Effort normal de calcul de service
$N_u$	Effort normal de calcul ultime
$P$	Action permanente
$Q$	Action d'exploitation
$V_u$	Effort tranchant de calcul ultime
$a$	Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	$b_0$
$d$ (et $d_0$ )	$d$ (et $d_0$ )
$e$	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$G$	Charge permanente unitaire
$h$	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	Hauteur du hourdis d'une poutre
$j$	Nombre de jours de maturité du béton
$L$	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$L_f$	Longueur de flambement.
$n$	Coefficient d'équivalence acier-béton.
$Q$	Charge permanente unitaire.
$S_t$	Espacement des armatures transversales

$y_1$ .	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$y_u$ :	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ ) :	Bras de levier du couple de flexion.
$\alpha_u$ :	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$ :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\varepsilon_{bcmax}$ :	Déformations maximale du béton comprimé ( <i>epsilon</i> ).
$\varepsilon_{st}$	Déformations des armatures tendues.
$\varepsilon_{sc}$	Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	Coefficient de fissuration relatif à une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$ :	Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$ :	Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte maximale du béton comprimé.
$\sigma_{st}$	Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$ :	Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$ :	Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$ :	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$ :	Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).
$\Phi_l$ :	Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi_t$ :	Diamètre d'une armature transversale.

## Sommaire

Remerciements	-
Résumé	-
Notation et symboles	-
Sommaire	-
Introduction générale	3
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
1. Introduction	4
2. Présentation de l'ouvrage	4
3. Résultats d'étude géotechnique	6
4-Caractéristiques géométriques du bâtiment :	7
5-Description de l'ossature	7
5-1-Système structural (selon RPA/2003)	7
5-2 Caractéristiques des matériaux	9
5-3. Principe du béton armé	9
❖ 1-Béton	9
1-1 La mise en place du béton armé	10
1-2-Les principaux avantages du béton armé sont	10
1-3-Composition moyenne du béton utilisé	10
1-4-Dosage du béton	10
1-5-Résistance à la compression	11
1-6-Résistance à la traction	11
1-7-Déformation et contrainte de calcul	12
1-7-1- État limite ultime de résistance (ELU):	12
1-7-2 État limite de service (ELS)	13
1-7-3-Contrainte ultime de cisaillement	13
1-7-4-Module de déformation longitudinale du béton	14
1-7-5-Coefficient de poisson	14
❖ -2-L'acier	15
1 Propriété mécanique	17



2 -Diagramme déformation, contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$	15
3-Contrainte limite de traction des armatures	16
4-Poids volumique	16
5-États limites	19
5-1- États limite ultime ELU	19
5-1-1-Hypothèses de calcul	20
5-1-2-Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)	17
6-Combinaison de charge	19

## Chapitre II Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

A- Prédimensionnement des éléments	22
-1-Prédimensionnements des planchers	22
2 -Dimensionnement des poutrelles	23
3-Plancher en dalle pleine	23
4-Poutres	24
5-Les voiles	25
B- Évaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)	27
C- Prédimensionnement des poteaux	30

## chapitre III Calculs des éléments secondaires

1. Introduction	46
2. Etude des éléments	46
2.1. L'acrotère	46
2.2. Etude des escaliers	51
2.3. Études des planchers	55
2-4 Étude du balcon :	63
2-5 ETUDE Poutre palière	65

## Chapitre IV Calcul Sismique

1. Introduction	71
2. Objective de l'étude dynamique	71
3 Choix de la méthode de calcul	71
3-1 la méthode statique équivalente	71
3 -2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente	71
4. Présentation du logiciel de calcul :	72
5. Classification des sites	75
6-Calcul de la Force Sismique Totale	76
7 efforts tranchant à la base	76
8-Méthode d'Analyse Modale Spectrale	81
9-Nouvelle valeur du coefficient de comportement R	92
10-Vérification de l'interaction portique-voiles	93

## Chapitre V ferrailage des éléments structuraux

1. Introduction	95
2. Ferrailage des poteaux	95
2-1- Recommandation de ferrailage des poteaux	95
A- Ferrailage longitudinal	97
B-Ferrailage transversal	100
-C- Schéma de ferrailage des poteaux	101
3-Ferrailage des poutres	102
3-1 Poutre principale	102
A- Armatures longitudinales	102
b- armatures transversal	103
C-Schéma du ferrailage de la poutre principale	104
3-2-Poutre secondaire	106
A-Armatures longitudinales	106
B-Armature transversale :	107
C-Schéma du ferrailage de la poutre secondaire	108
4-Les voiles	109
1-Introduction	109
2-Ferrailage du voile	110

2-1 Aciers verticaux	110
2-2 Aciers horizontaux	111
2-3 Règles communes (selon le RPA99/2003)	111
2-4 Combinaisons des charges	111
2-5 Méthode de calcul	112
2-6 Ferrailages voiles RDC +1 <sup>re</sup> et 2 <sup>ém</sup> étage	113
261 Armatures verticales	114
3 Schéma de ferrailage	116
<b>Chapitre VI Etude des fondations</b>	
1. Introduction	118
2 Fonctions assurées par les fondations	118
3. Choix des fondations	118
4-Etude d'infrastructure	118
5 Prédimensionnement du radier	119
5-8 ferrailages	132
6-Calcul des Poutres du radier (Nervures)	132
6-5 Schéma de ferrailage	139
7 Voile périphérique	139
7-1 Les moments max pour le ferrailage du voile périphérique	140
7-5 Schéma de ferrailage	148
Conclusion générale	
Références bibliographiques	
	149
	150

## *Listes des figures*

### Chapitre I

Figure (I-1) Plan RDC	5
Figure (I.2) : plan 1er étage	5
Figure (I. 3) : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.	12
Figure (I.4) : Diagramme parabole-rectangle	13
Figure (I.5) : diagramme contrainte	16
Figure (I.6) : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots.	17

### Chapitre II

Figure (II.1) : Dalle en corps creux	22
Figure (II.2) : Dimensions des poutrelles.	23
Figure (II.3) : Différent type des voiles.	26
Figure (I.4) : Section réduite du voile.	26
Figure (II.5) : Mur extérieur	29
Figure (II.6) : Mur intérieur.	30
Figure (II.7) : poteau de rive.	31
Figure (II.8) : Poteau central.	34
Figure (II.9) : Poteau d'angle.	38

### Chapitre III

Figure III.1 : Acrotère	46
Figure. III.2 : Ferrailage de l'acrotère	50
Figure (III.3) : Schéma d'escaliers.	51
Figure (III.4) : Schéma d'escaliers.	52
Figure (III-5) schéma de ferrailage escalier	55

Figure (III.6) : Plancher en corps creux.	56
Figure (III.7) : Types des poutrelles	58
Figure (III.8) : Diagramme des moments aux ELU du 3eme type des poutrelles	59
Figure (III.9) : Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux	62
Figure III.10 : Schéma des balcons	63
Figure III.11 : Schéma de ferrailage du balcon	66
Figure III.12: Ferrailage poutre palière, en travée	69
Figure (III.13) : Ferrailage poutre palière, sur appui	69

#### Chapitre IV

Figure (IV.1) : Vue en 3D de la structure après calcul	73
Figure (IV.2) : Disposition des voiles	74
Figure (IV.3) : Vue en 3D de la disposition des voiles au niveau 00.	74
Figure (IV.4) Disposition portique-voile axe (x-3)	75
Figure (IV.5) : 1er mode de la translation selon (X)	87
Figure (IV.7) : 2 <sup>ème</sup> mode de la translation selon (Y)	87
Figure (IV.7) : 3 <sup>ème</sup> mode de torsion selon (Z)	87
Figure (IV.9) Vérification du risque renversement	90

#### Chapitre V

Figure (V-1) : Crochet des barres horizontales.	97
Figure (V-2) Poteau RDC et 1er étage	101
Figure (V-3) Poteau étage courant	101
Figure (V.4) : Longueur de recouvrement des aciers dans les poutres	103
Figure (V.5): Ferrailage de la poutre principale (RDC et EC), sur appui	105
Figure (V.6): Ferrailage de la poutre principale (RDC et EC), en travée	105
Figure (V.7): Ferrailage de la poutre principale au niveau terrasse, en travée	105

Figure (V.8): Ferrailage de la poutre principale au niveau terrasse, sur appui	106
Figure (V.9) : Ferrailage poutre secondaire au niveau terrasse et EC, en travée	109
Figure (v.10) : Ferrailage poutre secondaire au niveau terrasse et étage courant, sur appui	109
Figure (V.11) Comportement du voile est similaire à celui d'une console	110
Figure (V.12) : Disposition des armatures verticales dans le voile.	111
Figure (V.13) : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (RDC + 1er + 2 <sup>ème</sup> étage)	116
Figure (V.14) : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (3 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage)	116

## Chapitre VI

Figure (VI-1) Dimensions en plan du radier	119
Figure (VI-2) le panneau du grand porté	134
Figure (VI-3) Distribution des contraintes dans le sol à l'ELS	134
Figure (VI-4) Distribution des contraintes dans le sol à l'ELU	140
Figure (VI-5) Distribution des contraintes dans le sol ACC	141
Figure (VI-6) Impacte du poteau sur la dalle du radier	124
Figure (VI-7) Mmax dans les sens xx à ELU	125
Figure (VI-8) Mmax dans les sens xx à ELS	125
Figure (VI-9) Mmax dans les sens xx à Acc	125
Figure (VI-10) Mmax dans les sens yy à ELU	126
Figure (VI-11) Mmax dans les sens yy à ELS	126
Figure (VI-12) Mmax dans les sens yy ACC	126
Figure (VI-13) Distribution des contraintes de cisaillement max sens xx/yy à ELU	131
Figure (VI-14) schéma ferrailage radier	131
Figure (VI-15) Sollicitations de calcul dans la poutre du radier Cas ELS	133
Figure (VI-16) Sollicitations de calcul dans la poutre du radier Cas ELU	133
Figure (VI-17) Sollicitations de calcul dans la poutre du radier Cas ACC	133
Figure (VI-18) effort tranchant max poutre du radier Cas ELU	138

Figure (VI-19) coupe nervure sur travée	139
Figure (VI-20) coupe nervure sur appuis	139
Figure (VI-21-24) Les moments max pour le ferrailage du voile périphérique	141
Figure (VI-25) Efforts tranchant max sens xx à ELU	147
Figure (VI-26) Efforts tranchant max sens yy à ELU	147
Figure (VI-27) Schéma de ferrailage voile périphérique	148

## Liste des tableaux

### Chapitre I

Tableau (I.1) : Composition du béton utilisé	10
Tableau (I.2) : nuance d'acier	15

### Chapitre III

Tableau (III.1) : combinaison d'action sur escalier	52
Tableau (III.2) : moments ultimes et services.	53
Tableau (III.3) : évaluations des charges et surcharges dans les différents étages	57
Tableau (III-4) récapitulatif des moments max agissent sur les poutres palier	67
Tableau (III-5) choix d'armature poutres palier	67

### Chapitre IV

Tableau IV.6 : Période, Masse cumulée, Déformation	81
Tableau IV. 8 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens (x-x : y-y)	86
Tableau. IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens x et sens y	88
Tableau (IV.10) : Diagramme du pourcentage de distribution de l'effort tranchant	92
Tableau (IV I.11) : Diagramme de pourcentage de distribution de l'effort normal	93

### Chapitre V

Tableau (V-1) Récapitulatif des combinaisons la plus défavorables	98
Tableau (V-2) Résultats de ferrailage des poteaux	98
Tableau (V-3) Récapitulatif moments max agissant sur les poutres	102
Tableau (V-4) Choix du ferrailage	102
Tableau (V-5) Récapitulatif des moments max agissent sur les poutres	106
Tableau (V-6) Choix de ferrailage	106
Tableau (V.7) : Les voiles les plus sollicités dans les deux sens	112

### Chapitre VI



TABLEAU (VI-1) Données relatives aux matériaux, chargement	121
TABLEAU (VI-4) récapitulatif des résultats de vérification des contraintes de compression	131
TABLEAU (VI-5) vérification contrainte de cisaillement	132
Tableau (VI-13) récapitulatif vérification contrainte de cisaillement	148

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

## **Introduction générale :**

Parmi les désastres naturels qui ciblent l'humanité, les séismes qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. Car ils peuvent détruire des villes entières causant notamment la mort des millions de personnes sans compter les conséquences économiques désastreuses qu'ils engendrent. En ce sens, témoigne le cataclysme survenu à Boumerdes (En Algérie) au cours de l'année 2003, qui a obligé les instances dirigeantes d'actualiser le code parasismique algérien RPA99/Version 2003. Après ce séisme un groupe de travail spécialisé a été créé essentiellement à la révision du zonage sismique, aux valeurs du coefficient d'accélération de zone (A) qui s'y rattachent, proposer plusieurs systèmes structurels de contreventement pour la structure étudiée : portique auto-stables, mixte (portique, voile) avec et sans interaction et voiles porteurs qui ont pour objectif d'assurer la stabilité et la résistance de la structure

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé une étude sismique d'une tour (RDC+ 9 étages) en béton armé à usage d'habitation après sa conception. Ce bâtiment sera Implanté dans une zone de sismicité moyenne, qui doit répondre aux conditions mentionnées ci-dessus.

Ce mémoire comporte six chapitres :

- Le premier chapitre concerne présentation de l'ouvrage, où on expose les caractéristiques géométriques, structurelles de l'ouvrage et les matériaux utilisés, les références du calcul ; sont exposés
- Comme première proposition, un prédimensionnement des planchers et les voiles seront présentés dans le deuxième chapitre ;
- Dans le troisième chapitre, il sera question du calcul des éléments secondaires (acrotère, escaliers et planchers) ;
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment en utilisant Autodesk Robot Structural analyses professionnel 2014 ;
- Le ferrailage des éléments principaux à l'aide du logiciel Robot Expert 2010 (combinaisons accidentelles, le but de notre étude); est présenté dans ce cinquième chapitre
- Le dernier chapitre expose l'étude des fondations suivie d'une conclusion générale.

## **1-Introduction :**

Les études des bâtiments en béton armé nécessitent des connaissances de base qu'on a eu durant nos études universitaires et spécialement en génie civil à partir desquelles on peut faire des études pour réaliser des structures stables et économiques.

Ce chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage, où on va exposer les caractéristiques géométriques, structurelles de l'ouvrage et les matériaux utilisés, ainsi que les références de calcul pour la structure étudié.

## **2. Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé (RDC+9). Il s'agit d'une tour composée de 4 appartements du type F3 par palier pour le RDC et 2 unités F4 et 2 unités F3 par palier pour les autres étages, et d'une terrasse inaccessible (sauf pour les travaux d'entretien réguliers).

Cette tour est implantée à la wilaya de Guelma, qui selon RPA99/2003, classée en zone II a, considérée comme une zone de moyenne sismicité. Ce genre de bâtiment appartient à un groupe d'usage 2 (logement collectif ou a usage de bureau jusqu'à 48m de hauteur)

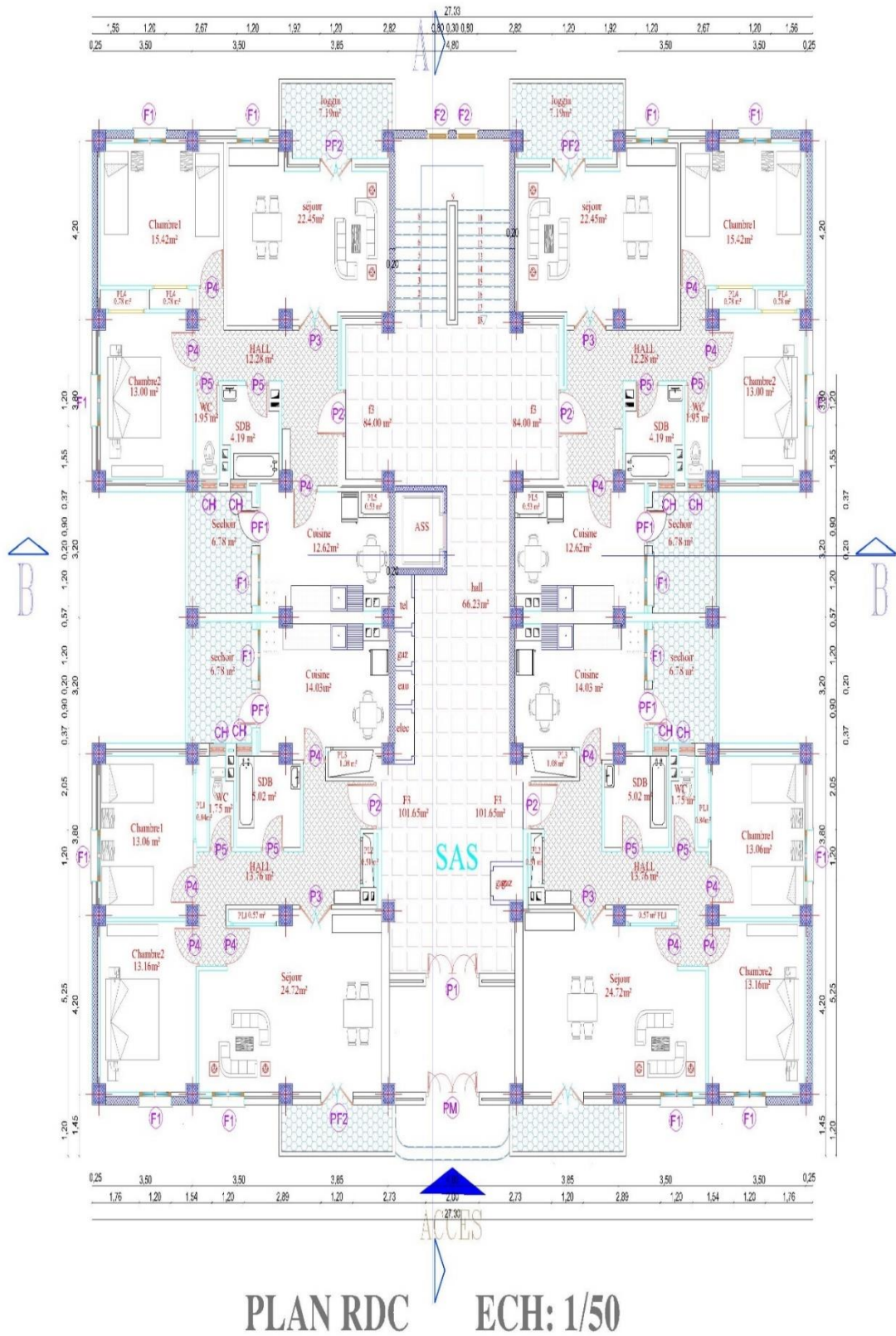
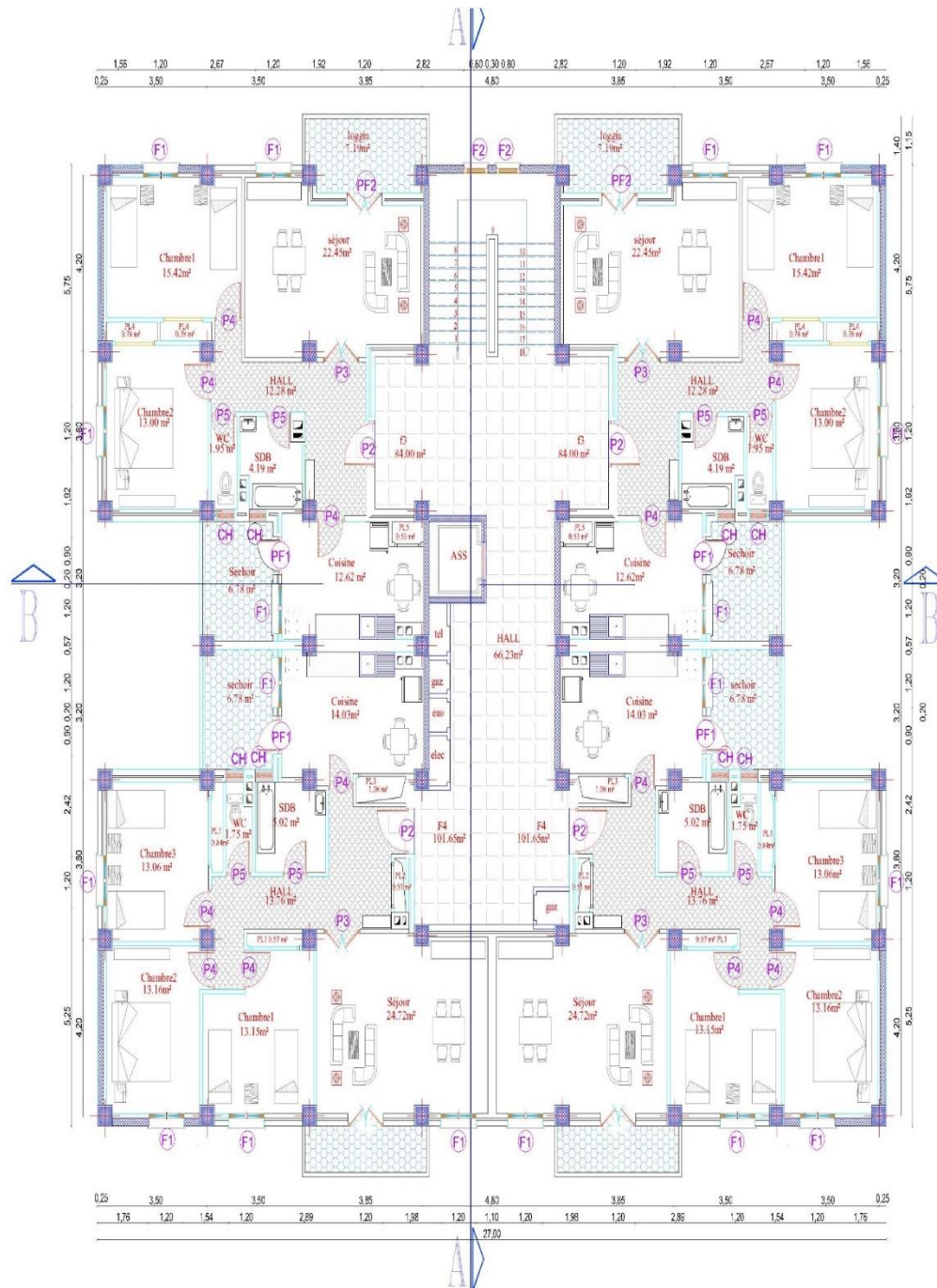


Figure (I-1) Plan RDC



PLAN ETAGE COURANT ECH: 1/50

Figure (I-2) Plan étage courant

### 3. Résultats d'étude géotechnique

L'étude géotechnique qui a été réalisée par un laboratoire de génie civil a fait ressortir les résultats suivants.

- ✓ Une contrainte admissible du sol estimée à 1.6 bars ;
  - ✓ Un ancrage de quatre mètres ;
  - ✓ Les terres remblayées doivent être arrosées tous les 20 cm et bien compactées
  - ✓ Des fondations superficielles doivent être du type (radier).
- Le site est considéré comme un site meuble (S 3)

#### **4-Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

Pour le RDC et l'étage courant :

- Longueur de l'ouvrage = 27m;
- Largeur de l'ouvrage = 25.25 m ;
- Hauteur totale 33.8 m ;
- Hauteur du rez-de-chaussée et des étages courants 3.10 m.
- Le bâtiment à une forme rectangulaire ;
- Le bâtiment présente une symétrie par rapport aux deux axes x et y ;
- La communication entre les différents étages se fait aux moyens d'ascenseur et d'escaliers

#### **5-Description de l'ossature :**

##### **5-1-Système structural (selon RPA/2003) :**

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes le règlement parasismique Algérien conseil d'avoir des formes simples, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités.

Donc nos ouvrages doivent comporter au moins des contreventements dans deux Directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre les charges verticales ;

- Assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure

- **Plancher (diaphragme rigide) :**

Nous choisissons des dalles à corps creux pour les avantages suivantes :

- Facile à mettre en œuvre ;
- La portée de notre projet est importante ;
- Son poids léger par rapport dalle plein (en réduisant la masse de la structure en diminue les effets sismiques) ;

- **Escaliers :**

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, avec deux volées.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont exécutées double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Le mur intérieur est constitué de briques de 10 cm d'épaisseur.

- **L'acrotère :**

Le bâtiment est entouré d'un acrotère de 60 cm de hauteur et d'épaisseur de 10 cm conçu en béton armé.

- **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible Sauf pour les travaux d'entretien



## 5-2 Caractéristiques des matériaux.

Parmi les caractéristiques mécaniques et physiques du béton armées qu'on doit les savoir pour notre étude :

- Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression, notées respectivement par  $f_{t28}$  et  $f_{c28}$ ,
- Les déformations (allongements et raccourcissements),
- Les diagrammes : contraintes-déformations.

## 5-3. Principe du béton armé :

Le béton est un matériau qui résiste bien la compression, mais il a une faible résistance à la traction, par contre l'acier est aussi résistant en compression qu'en traction. Ainsi le principe du BA consiste à insérer du "béton" dans la matrice dans toutes les zones de tension et éventuellement dans les zones de compression, la combinaison du béton et de l'acier fournit un matériau plus efficace et durable, car la liaison acier-béton permet de transférer les forces de traction du béton à l'acier.

### - 1-Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en Algérie, composé principalement de :

- ❖ **Gravier** : la dimension maximale des granulats doit être compatible avec les exigences de l'ouvrage (espacements d'armatures, épaisseurs d'enrobages) ;
- ❖ **Sable** : le module de finesse ( $M_f$ ) pour un sable à béton  $M_f 2.2$  à  $2.8$
- ❖ **Liants normalisés** : (ciment artificiel) ;
- ❖ **Adjuvants et d'eau de gâchage**

1-1 **La mise en place du béton armé** : la mise en place du béton armé comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;

- Bétonnage ;
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

### 1-2-Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Économie** : 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.
- **La maniabilité** : facilite de mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : le béton protège les armatures contre la corrosion par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste bien aux effets des incendies.

### 1-3-Composition moyenne du béton utilisé :

Il existe plusieurs méthodes de formulation du béton en fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitée, dans notre cas, on a choisi une résistance à la compression de 25 MPa donc la composition moyenne suivante satisfait notre but.

**Tableau (I.1) : Composition du béton utilisé**

Composants	Gravies 5/15	Sable 0/5	Ciment	EAU
Volume (l)	800	400	350	175

### 1-4-Dosage du béton :

Le poids du liant employé dans le gâchage influe directement sur le dosage de béton, pour notre projet 7 sac de ciment (50 kg) par m<sup>3</sup> peut nous donner une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/ m<sup>3</sup> et 2500 Kg/m<sup>3</sup>.

Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance à la compression et un bon enrobage aux armatures

### 1-5-Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci noté  $f_{c28}$  pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, cet âge réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  les règles BAEL donné pour l'âge  $j < 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 x 32 cm. Il est évalué par la formule suivante :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

-Pour des résistances  $f_{c28} >$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

### 1-6-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction ( $f_{tj}$ ) est définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

## 1-7-Déformation et contrainte de calcul:

### 1-7-1- État limite ultime de résistance (ELU):

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole- rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

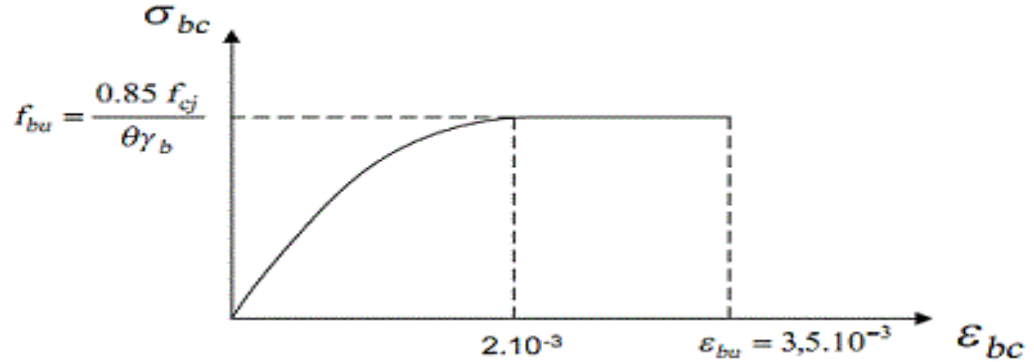


Figure (I. 3) : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.

Précisons que la courbe en trait discontinu est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{‰}$$

>

$$\text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton  $f_{bu}$  est donné par :

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

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

$f_{bc}$  : contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ .

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ cas général.}$$

$\gamma_b = 1,15$  cas accidentel.

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

**1-7-2 État limite de service (ELS) :** à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ ) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

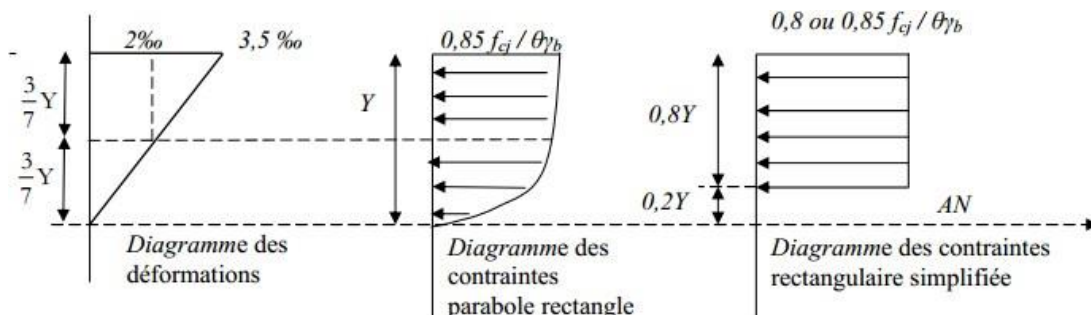


Figure (I.4) : Diagramme parabole-rectangle

Sur une distance de  $0,2 y$  compté à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle.

Sur la distance restante  $0,8 y$  la contrainte a pour valeur  $0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b}$  pour les zones comprimées dont le largeur est croissant OÙ constant vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b}$  Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

### 1-7-3-Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau_u \leq \tau$

$\tau = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$  cas normal (fissuration peu nuisible)

$C = \min (0.10 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  cas où la fissuration est préjudiciable.

### 1-7-4-Module de déformation longitudinale du béton :

#### ◆ -Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

#### ◆ -Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

#### ◆ -Module de déformation transversale :

### 1-7-5-Coefficient de poisson :

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec  $(\Delta d / d)$  : déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$  : déformation relative longitudinale. Pris égale à :

$\nu = 0,2$  pour ELS (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$  pour ELU (béton fissuré)

## - 2-L'acier :

Généralement les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont les ronds lisses de nuance Fe E215 pour les armatures transversales. Les barres haute adhérence de nuance Fe E400 pour les armatures longitudinales et les treillis soudés ( $\Phi 8$ ) pour les hourdis des planchers à corps creux.

### 1 Propriété mécanique :

Tableau (I.2) : nuance d'acier

Désignation	Aciers Ronds lisses		Acier à haute adhérence (HA)		Treillis soudés à fils lisses	Treillis Soudés à haute adhérence
<i>Fe</i> en MPa	FeE215	<i>Fe</i> E235	<i>Fe</i> E400	<i>Fe</i> E500	<i>Fe</i> TLE 500	<i>Fe</i> TLE 500
	215	235	400	500	500	500

Les propriétés mécaniques des aciers sont :

- ✓ Limite d'élasticité  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale.
- ✓ La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- ✓ La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- ✓ Le module de Young :  $E = 210\,000$  MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- ✓ Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000$  MPa.

### 2 -Diagramme déformation, contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$ :

Dans les calculs relatifs aux états limites, le coefficient de sécurité  $\gamma_s$  prend les valeurs :  $\gamma_s = 1,15$  cas général

$\gamma_s = 1,00$  cas des combinaisons accidentelles

Avec  $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$  avec  $E_s = 200.000 \text{ MPa}$  et  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durables ou transitoires.

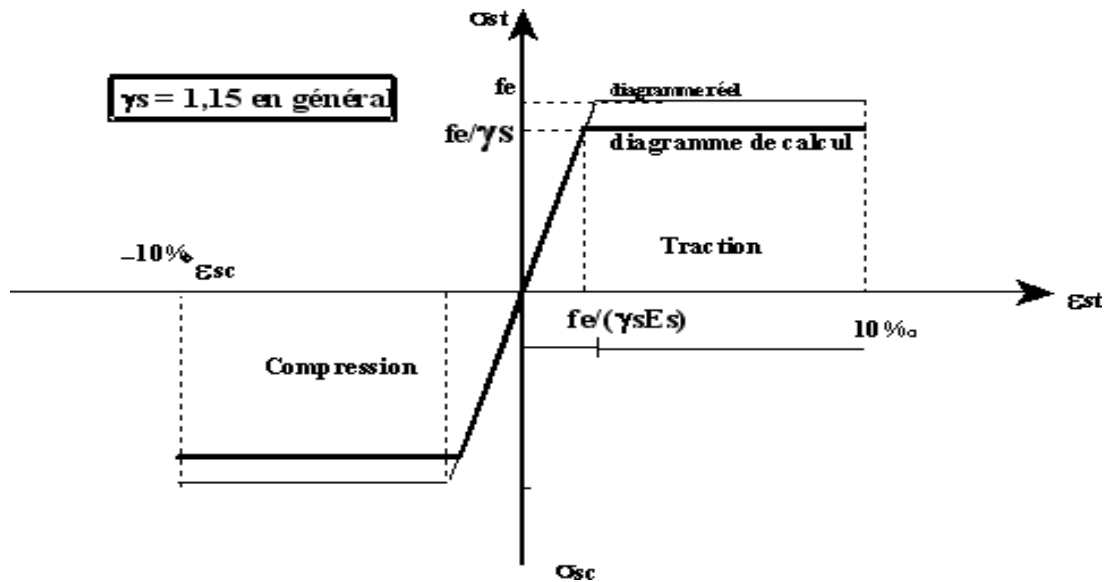


Figure (I.5) : Diagramme contrainte

### 3-Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu nuisible : non-limiter

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

$\eta$ : Coefficient de fissuration (1 pour les Ronds Lisses et 1.6 pour les Hautes Adhérences)

### 4-Poids volumique

- Béton armé  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

- Béton non armé  $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

- Acier  $\gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$



## 5-États limites :

Deux états limites de calcul Suivant les règles BAEL sont :

- États limite ultime de résistance ELU.
- États limite de service ELS.

### 5-1- États limite ultime ELU :

Il consiste en un équilibre entre une contrainte appliquée accrue et une résistance calculée en supposant que le matériau atteint une limite de rupture réduite, ce qui correspond également à la version algérienne du code sismique RPA 99/2003. Il faut aussi vérifier en veillant à ce que le non atteint de l'action sismique ELU soit une action accidentelle (salah SALAH hadjer)

#### 5-1-1-Hypothèses de calcul :

- Les parties planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'armature et le béton ;
- La résistance à la traction du béton est ignorée ;
- Un diagramme déformation-contrainte est défini ;
- Béton comprimé ;
- Acier en traction et compression.

#### 5-1-2-Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83) :

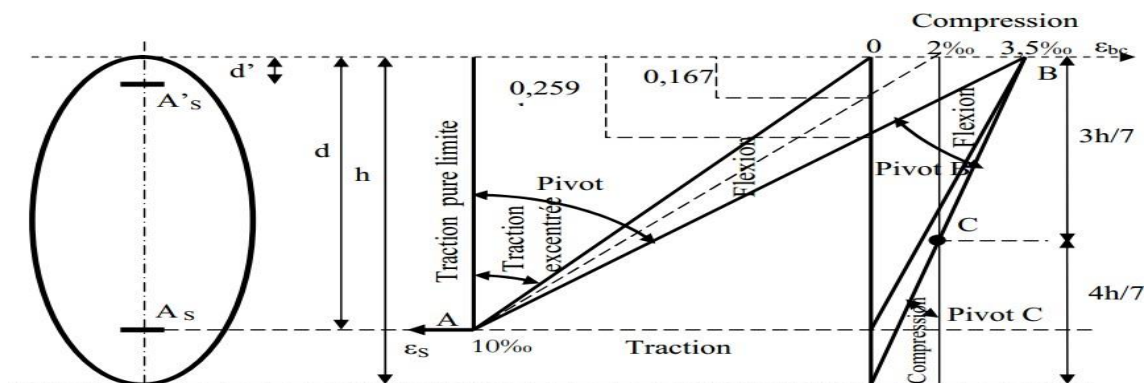


Figure (I.6) : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots).

- Les positions limites que le diagramme de déformation peut prendre sont déterminées par les déformations limites du béton et de l'acier.

- La déformation est représentée par une ligne passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure** : toutes les fibres sont étirées de manière égale, le béton est fissuré, il ne participe donc pas à l'équilibre des contraintes, lorsque l'acier est déformé de 10 ‰, la pièce cessera de s'utiliser, donc toute la section sera allongée de 10 ‰. La barre d'armature doit être répartie sur la section de la tige ; les limites du schéma correspondent à la ligne verticale passant par A.

- **Traction excentrée** : A la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, moins  $\epsilon_s$  est tendue < 10‰, plus l'excentricité est grande, plus la tension minimale tend vers 0.

Par conséquent, le poids de déformation est tourné autour de A pour positionner AO.

- **Flexion (simple ou mixte)** : la position AB correspondant au raccourcissement  $\epsilon_{bc}=3,5‰$  des fibres maximales comprimées du béton ne peut être dépassée, l'état limite est atteint à  $\epsilon_s=10‰$  et  $\epsilon_{bc}\leq 3,5‰$ .

- La position limite AB correspond à l'axe neutre à distance  $y=\alpha \cdot d$ . AB. d est la fibre la plus compressible avec  $\alpha$ .  $AB=3,5/(10+3,5)=0,259$  ; Pliage simple ou composé

$0 \leq \alpha \leq 0,259$  Le pivot A est autorisé.

Le cas particulier de  $\epsilon_s = 10‰$  et  $\epsilon_{bc} = 2‰$  correspond à  $\alpha = 2/(10+2) = 0,167$

- Pour augmenter l'aire de compression,  $\epsilon_{bc}$  ne peut pas être augmenté de plus de 3,5‰, il faut donc réduire la droite déformée par  $\sigma_s$  puis tourner autour de B jusqu'à :

$\epsilon_s = 0$  ;  $\alpha = Y/d$  varie de 0,259 à 1.

- La flexion simple ou composée avec des barres de tension de  $0,259 \leq \alpha \leq 1$  autorise le pivot B.

- Si on fait tourner le fil autour de B, une petite section du profilé situé sous l'armature pourra travailler dans le profilé en tension (pas de contrainte, l'acier sera comprimé, c'est de la flexion composée : flexion composée avec de l'acier de compression) section  $1 \leq \alpha \leq h/d$  La section en béton comprimé permet le pivot B

Compression : Si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- La compression simple ou composée permet le pivot C.  $2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$  sur la fibre la plus comprimée  $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  sur fibre à compression minimale.

En bref :

**Pivot A** : Étirement simple ou composé, flexion dans l'acier à l'état limite.

**Pivot B** : Flexion à l'état limite dans le béton.

**Pivot C** : Compression simple ou composée.

### 5-2-ELS :

Il se compose de l'équilibre entre la contrainte appliquée réelle (non augmentée) et la contrainte de résistance calculée ne dépassant pas la contrainte ultime. Calculé uniquement en cas de fissuration nuisible.

#### 5-2-1-Hypothèses de calcul :

Les sections droites restent plates.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'armature et le béton.
- Le béton tendu est ignoré.
- La contrainte est proportionnelle à la déformation.
- $n$  le rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier au module d'élasticité longitudinal du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ "coefficient d'équivalente"}$$

#### 6-Combinaison de charge :

Les combinaisons de charges prises en compte dans les calculs sont celle donnée par le CBA 93 et le RPA 99/2003

Soit :

$$1.35G + 1.5 Q,$$

$$G + Q$$

$$G+Q \pm E$$

$$G+ 0.2 Q$$

$G+Q + 1.2 E.$

G : la charge Permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : effort sismique.

***Chapitre II***  
***Prédimensionnement des éléments  
structuraux  
et descente des charges***

## A- Prédimensionnement des éléments :

### -1-Prédimensionnements des planchers :

- **Introduction** : les planchers sont des éléments de séparation horizontaux entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent la transmission des charges surfaciques aux poutres, voile et poteaux, ils se caractérisent par une faible épaisseur par rapport aux deux dimensions, ce dernier dépend généralement des conditions de la résistance au feu, la flèche et l'isolation phonique

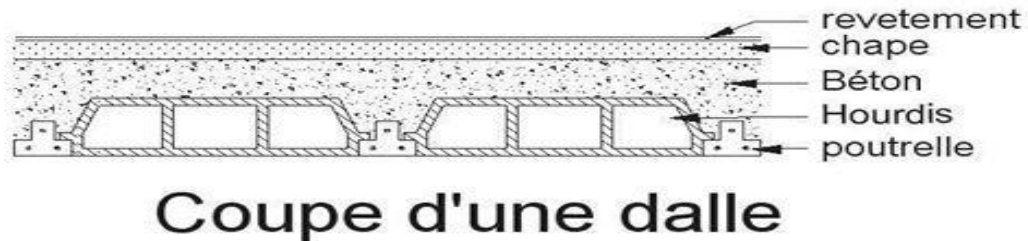


Figure (II.1) : Dalle en corps creux

**1-2- Plancher à corps creux** : On a choisi le plancher à corps creux pour les avantages suivants :

- La facilité de la réalisation ;
- La portée de l'ouvrage 4.8 m ;
- Son poids léger qui influence positivement sur les forces sismiques.

#### 1-2-1-Résistance au feu :

- $e = 7$  cm, feu pendant une heure ;
- $e = 11$  cm pour une protection incendie de deux heures ;
- $e = 17,5$  cm pour une protection Incendies de quatre heures.

Supposons :  $e = 18$  cm

**1-2-3-Isolation acoustique** : Selon les règles CBA93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm afin d'obtenir une bonne isolation phonique.

#### 1-2-4 Condition de la flèche :

$e \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{420}{22.5} = 18.66$  cm, on adoptera une hauteur de plancher  $e = 20$  cm (4 cm pour la dalle de compression et 16 cm pour le corps creux.)

## 2 -Dimensionnement des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposés parallèlement à la plus petite portée ;
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors, on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critères de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} = \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

$h_t$  : la hauteur des poutrelles.

$L$  : la portée de la poutrelle. On a  $L=420\text{cm}$

D'où ;  $h_t = 18.66 \text{ cm}$

Donc, on adopte  $h_t = 20 \text{ cm}$  tel que  $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$ .

$h_t = 20 \text{ cm}$ .

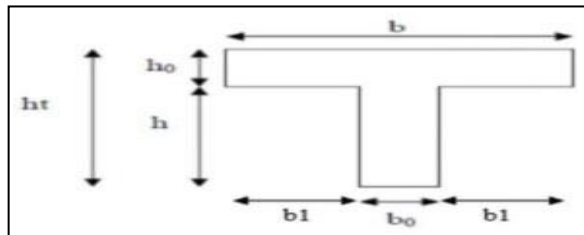


Figure (II.2) : Dimensions des poutrelles

$$b_1 = \min (l_n / 2 ; l_{max} / 10 ; 6 h_0)$$

$l_n$  : distance entre axes des nervures (65 cm).

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression 4 cm.

$$b_1 = \min (32.5 ; 42 ; 24) ; \text{ Soit } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = b_1 / 2 = 12 \text{ cm et } b = 65 \text{ cm}$$

## 3-Plancher en dalle pleine :

Dans notre plan, on distingue 4 balcons identiques par étage d'où les portées sont les suivantes

$$L_x = 1.2 \text{ m et } L_y = 3.85 \text{ m}$$

**3-1-Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux côtés :  $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$ .
- Dalles reposant sur trois ou quatre côtés :  $e > \frac{l_x}{20} + 7$
- $L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).
- Dans notre cas, nous avons une dalle sur 3 appuis :  $e > \frac{l_x}{20} + 7$

$$e > \frac{120}{20} + 7 = 13 \text{ cm, on adopte } e = 14 \text{ cm}$$

**4-Poutres :** Prédimensionnement s'effectue selon CBA 93, et sera vérifiée par le RPA99 / 2003.

La hauteur totale de la poutre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ et } 0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$$

Avec L : longueur maximale,

$h_p$  : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

**4-1 Poutres principales :**

$$L = 480 \text{ cm d'où } 32 \leq h_p \leq 48 \text{ On adopte } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p \quad 12 \leq b \leq 32 \text{ On adopte } b = 30$$

Vérification suivant le RPA 99/2003 :

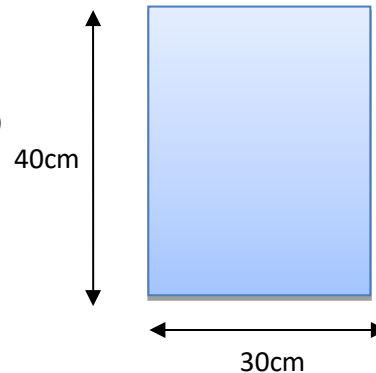
$$B \geq 20 \text{ cm } b = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm } h = 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1.333 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les poutres principales auront une section

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$





**4-2 Poutres secondaires :**

L la longueur maximale selon y.

L=420 cm

$28 \leq h_p \leq 42$  On adopte  $h=40$  cm

$0,3h_p \leq b \leq 0,8h_p$   $12 \leq b \leq 32$  On adopte  $b=30$

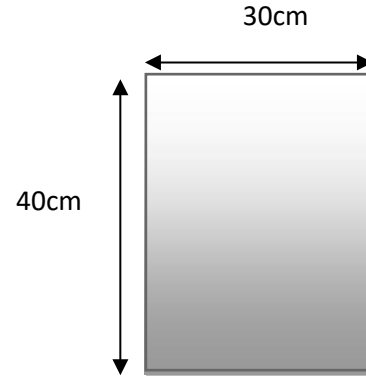
Vérification suivant RPA 99/2003 :

$b \geq 20$  cm  $b=30$  cm condition vérifiée.

$h \geq 30$  cm  $h=40$  cm condition vérifiée.

$h/b \leq 4$  1.333 condition vérifiée.

Les poutres secondaires auront la section  $(b \times h) = (30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>.

**5-Les voiles :**

Le règlement parasismique Algérien laisse le choix aux concepteurs de bien choisir entre plusieurs systèmes de contreventement, où il doit tenir en considération de: la hauteur, la zone sismique et la rigidité assignée aux voiles et aux poteaux. Ce choix a une influence directe sur la réponse sismique de la structure durant un séisme

**5-1 Classification des types de voile :**

- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Fig. a)
- voile avec raidisseur (fig. b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Fig. c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Fig. d)

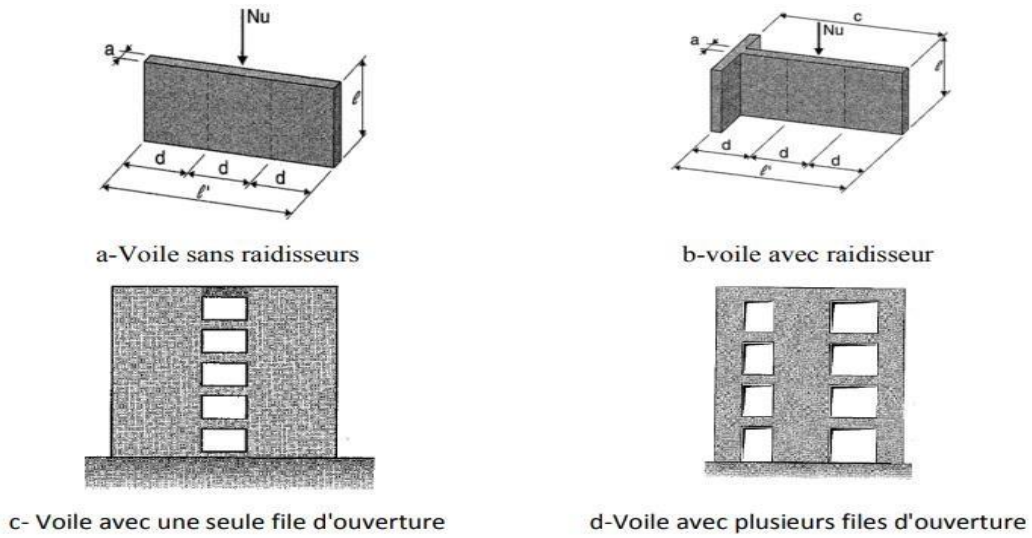


Figure (II.3) : Différent type des voiles.

D'après le RPA 99 version 2003, l'article (7.7.1) définit les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) est considéré comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires

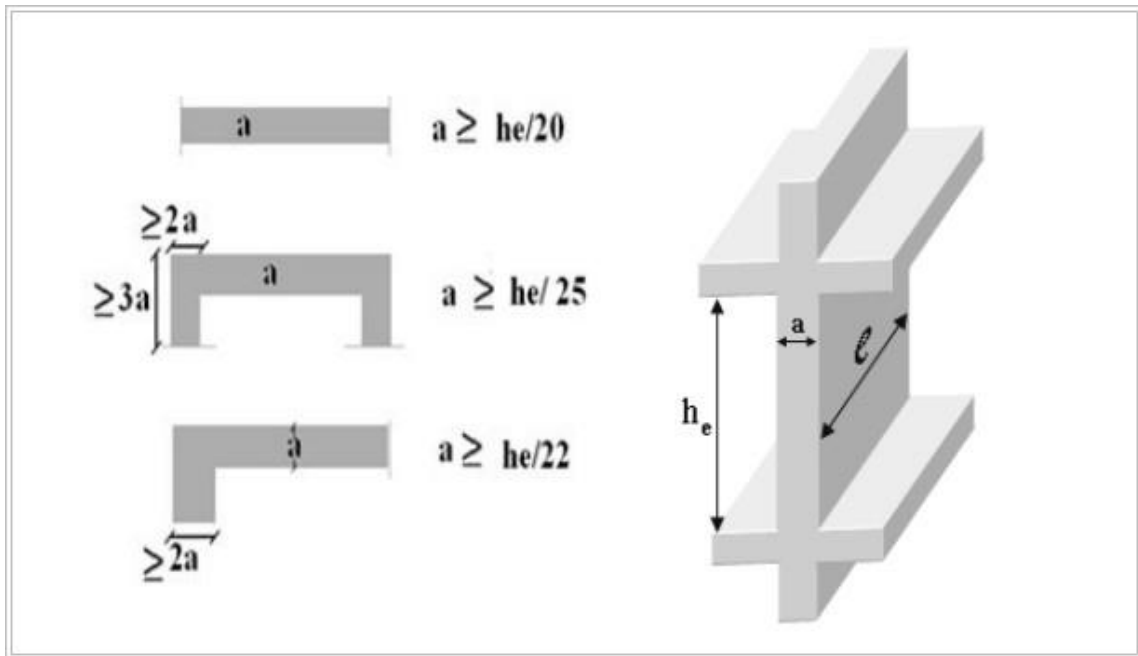


Figure (II.4) : Section réduite du voile

L : longueur du voile, e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99/2003 stipule que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (*he*) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \max \left( \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right)$$

$$e \geq \max \left( \frac{290}{25}, \frac{290}{22}, \frac{290}{20} \right) \text{ soit } e \geq \max (12 ; 13 ; 15) \text{ On adopte } e = 16 \text{ cm}$$

Remarque : Pour des raisons de mise en œuvre, on prend  $e = 20$  cm.

## B- Évaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

### 1 Plancher terrasse inaccessible :

#### 1 1- Type 1 a corps creux

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Protection de gravillon	0.06
Étanchéité multicouche	0.012
Forme de pente	0.22
Isolation thermique en liège	0.016
Par vapeur (0.8) + couche de bitume (0.2)	0.01
Plancher (20+4)	0.290
Enduit au mortier de ciment	0.037

$$G = 0.645 \text{ t/m}^2 \quad Q = 0.100 \text{ t/m}^2.$$

#### 1-2- Type 2 en dalle pleine

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Protection de gravillon	0.06
Étanchéité multicouche	0.012
Forme de pente	0.22
Isolation thermique en liégé	0.016
Par vapeur (0.8) + couche de butime (0.2)	0.01
Dalle pleine ep = 14 cm	0.35
Enduit au mortier de ciment	0.037

$G = 0.705 \text{ t/m}^2$   $Q = 0.100 \text{ t/m}^2$

**2 planché étage courant :**

**2-1 Type 1 (corps creux)**

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.06
Couche de sable	0.03
Plancher (16+4)	0.290
Enduit sous plafond	0.036
Cloison légère	0.075

$G = 0.535 \text{ t/m}^2$   $Q = 0.150 \text{ t/m}^2$

**2-2 Type 2 (dalle pleine) :**

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.06
Couche de sable	0.03
Dalle pleine ( ep =14 cm)	0.35
Enduit sous plafond	0.036
Cloison légère	0.075

$G = 0.595 \text{ t/m}^2$

$Q = 0.350 \text{ t/m}^2$ .

$Q \text{ chambre} = 0.150 \text{ t/m}^2$

$Q \text{ hall de circulation} = 0.250 \text{ t/m}^2$

$Q \text{ balcon} = 0.350 \text{ t/m}^2$

**3 Escalier:**

$h = 17 \text{ cm}$  ;  $g = 30 \text{ cm}$  ;  $e = 17 \text{ cm}$

**3 -1 Volée d'escalier :**

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.04

Poids propre de la paillasse	0.498
Poids propre des marches	0.186
Garde-corps	0.04

$G = 0.808 \text{ t/m}^2$   $Q = 0.250 \text{ t/m}^2$

**3 2-Palier de repos :**

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.04
Dalle en béton armé (14 cm)	0.35

$G = 0.459 \text{ t/m}^2$   $Q = 0.250 \text{ t/m}^2$ .

**4- Maçonnerie :**

**4-1 Mur extérieur (double cloison) :**

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Parois en brique creuse (30 cm)	0.260
Enduit	0.010 par cm

**Évaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.**



Figure (II.5) : Mur extérieur

Pour un mur d'une épaisseur  $E_p = 30 \text{ cm}$ , son poids est de  $0.292 \text{ t/m}^2$

La charge permanente (niveau RDC et étage courant)

$$G = 0.292 \times (3.10 - 0.40) = 0.79 \text{ t/m}$$

#### 4-2 Murs intérieurs (simple cloison) :

Matériaux	G(t/m <sup>2</sup> )
Parois en brique creuse (10 cm)	0.090
Enduit	0.010 par cm

Évaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

$$E_p = 10 \text{ cm} = 0.164 \text{ t/m}^2.$$

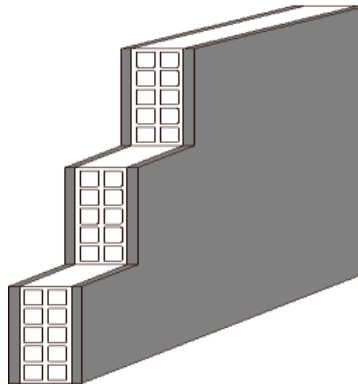


Figure (II.6) : Mur intérieur.

La charge permanente (niveau RDC et étage courant))

$$G = 0.164 \times (3.1 - 0.40) = 0.443 \text{ t/m}$$

#### C- Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle principal est de transmettre les charges permanentes et surcharge au bon sol. Le calcul est basé sur la descente de charge calculée à l'état ultime, et dans notre étude sera majorée de 10% (tour comporte plus de trois travées)

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent satisfaire aux conditions du RPA99/2003 : min ; (a, b)  $\geq$  25 cm en zone II a

Les poteaux de notre structure ont une section (50X50)

##### 1- Choix du poteau le plus sollicité :

1-a-poteau de rive le plus sollicité (1-D)

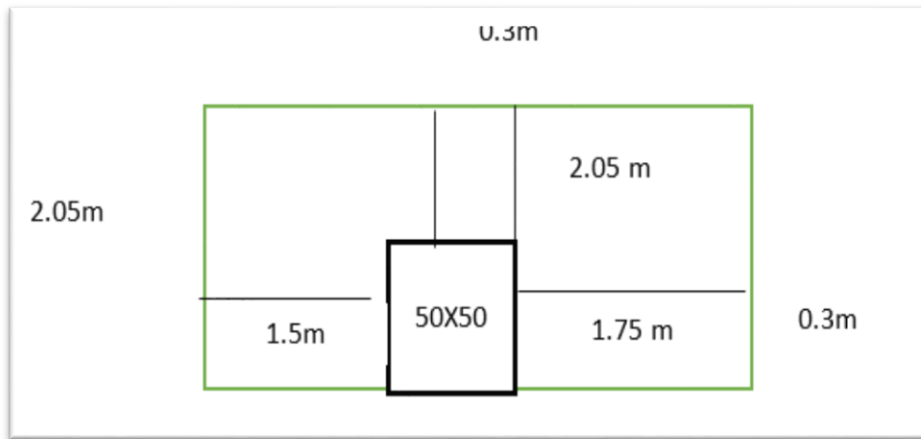


Figure (II.7) : poteau de rive.

**1 a-1-La surface reprise par le poteau :**

$$S = 1.5 \times 2.05 - (0.2 \times 0.2) + 1.75 \times 2.05 = 6.62 \text{ m}^2$$

**1 a-2-Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

❖ **Niveau terrasse :**

**Charges G**

$$\text{Plancher} : 0.645 \times 6.62 = 4.27 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres transversales} (1.85 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.555 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres longitudinales} (1.5 + 1.75) (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.975$$

$$\text{Surcharge Q} : 0.10 \times 6.62 = 0.66 \text{ t.}$$

❖ **Niveau étage courant et RDC :**

$$\text{Plancher} : 0.535 \times 6.62 = 3.54 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres transversales} (1.85 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.555 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres longitudinales} (1.5 + 1.75) (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.975 \text{ t.}$$

$$\text{Poteau} : (0.5 \times 0.5 \times 3.1 \times 2.5) = 1.93 \text{ t.}$$

Mur extérieur (0.79 x 3.25) =2.57 t

Niveau	Élément	G(t)	Q(t)
<b>TERRASSE</b>	Terrasse	4.27	0.66
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 Σ13.84	
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 Σ23.41	
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 Σ32.98	
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 Σ42.55	
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 Σ52.12	
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	



	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 $\Sigma$ 61.69	
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 $\Sigma$ 71.26	
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
		2.57 $\Sigma$ 80.83	
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 $\Sigma$ 90.4	
<b>RDC</b>	Plancher	3.54	1
	Poteau	1.93	
	Poutre principale	0.975	
	Poutre secondaire	0.555	
	Mur extérieur	2.57 $\Sigma$ 99.97	

**G = 99.97 t**

**Loi de dégression (selon le DTR B.C.2.2) :**

Étages	q (t/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Q=q.S (t)	Q <sub>0</sub> Q 0.9Q	Q <sub>cum</sub> (t)
9 <sup>ème</sup> étage	0.100	6.65	0.67	1	0.67
8 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	1	1.67
7 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	0.9	2.57
6 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	0.8	3.37
5 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	0.7	4.07
4 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	0.6	4.67
3 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	0.5	5.17
2 <sup>ème</sup> étage	0.150	6.65	1	0.5	5.67
1 <sup>er</sup> étage	0.150	6.65	1	0.5	6.17
RDC	0.150	6.65	1	0.5	6.67

$Q = 6.67 \text{ t}$

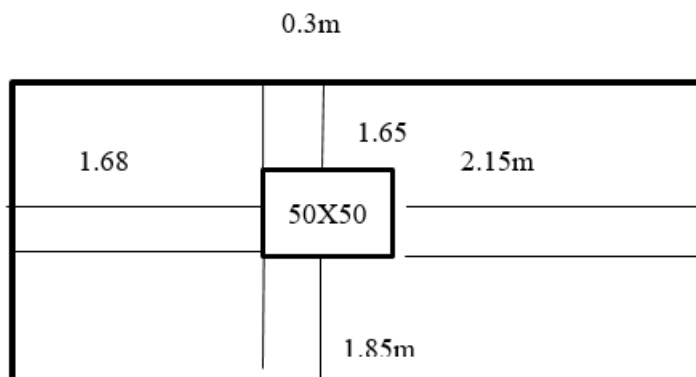
$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$N_u = 1.35 \times 99.97 + 1.5 \times 6.67$

$N_u = 144.96 \text{ t.}$

**1-b Poteau central le plus sollicité :**

Dans notre structure, le poteau central le plus sollicité est le poteau (5-E)



**Figure (II.8) : Poteau central.**

**1-b- 1-La surface reprise par le poteau :**

$$S = 1.85 \times (2.35 + 1.68) + 1.68 \times 1.85 + (2.15 \times 1.65) - (0.2 \times 0.2) = 14.03 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

❖ **Niveau terrasse :**

**Charges G**

Plancher :  $0.645 \times 14.03 = 9.05 \text{ t}$ .

Poutres transversales  $(1.85 + 1.65) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 1.05 \text{ t}$ .

Poutres longitudinales  $(1.68 + 2.15) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 1.149$

Surcharges :  $0.10 \times 14.03 = 1.403 \text{ t}$ .

❖ **Niveau étage courant et RDC :**

Plancher :  $0.535 \times 6.62 = 7.5 \text{ t}$ .

Poutres transversales  $(1.85 + 1.65) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 1.05 \text{ t}$ .

Poutres longitudinales  $(1.68 + 2.15) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 1.149 \text{ t}$ .

Poteau :  $(0.5 \times 0.5 \times 3.1 \times 2.5) = 1.93 \text{ t}$ .

Surcharges :  $0.15 \times 14.03 = 2.1 \text{ t}$ .

Niveaux	Éléments	G	Q
Terrasse	Terrasse	9.05	1.4
9 <sup>ème</sup> étage	Poteau	1.93	2.1
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 13.18$	
8 <sup>ème</sup> étage	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 24.81$	
7 <sup>ème</sup> étage	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	

	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 36.44$	
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	7.5	2.23
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 48.07$	
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 59.7$	
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	7.5	2.23
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 71.33$	
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 82.96$	
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	

		$\Sigma = 94.59$	
1 <sup>ème</sup> étage	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 106.22$	
RDC	Plancher	7.5	2.1
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	1.05	
	Poutre longitudinale	1.15	
		$\Sigma = 117.85$	

G = 117.85 t

Loi de dégression (selon le DTR B.C.2.2) :

Étages	q (t/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Q=q.S (t)	Q <sub>0</sub> Q 0.9Q	Q <sub>cum</sub> (t)
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	0.100	14.03	1.403	1	1.403
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	1	3.5
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.90	5.39
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.80	7.07
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.7	8.54
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.60	9.8
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.50	10.85
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.50	11.9
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	0.150	14.03	2.1	0.50	12.95
RDC	0.150	14.03	2.1	0.50	14

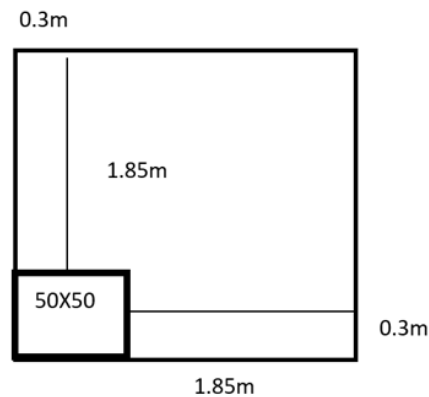
$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times 117.85 + 1.5 \times 14.$$

$$N_u = 180.09 \text{ t.}$$

**1-C- Poteau d'angle le plus sollicité:**

Le poteau d'angle le plus sollicité est (1-A)



**Figure (II.9) : Poteau d'angle.**

**1- C- 1 La surface reprise par le poteau :**

$$S = 1.7 \times 2.05 - (0.2 \times 0.2) = 3.445 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

❖ **Niveau terrasse :**

Charges G

$$\text{Plancher} : 0.645 \times 3.445 = 2.22 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres transversales} (1.85) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.555 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres longitudinales} (1.5) (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.45 \text{ t}$$

$$\text{Surcharges} : 0.10 \times 3.445 = 0.344 \text{ t.}$$

❖ **Niveau étage courant et RDC :**

$$\text{Plancher} : 0.535 \times 3.445 = 1.84 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres transversales} (1.85) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.555 \text{ t.}$$

$$\text{Poutres longitudinales} (1.5) (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 0.45 \text{ t}$$

$$\text{Poteau} : 0.5 \times 0.5 \times 3.1 \times 2.5 = 1.93 \text{ t.}$$

Niveaux	Éléments	G	Q
Terrasse	Terrasse	2.22	0.344
9 <sup>ème</sup> étage	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 7.8$	
8 <sup>ème</sup> étage	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 15.21$	
7 <sup>ème</sup> étage	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 22.62$	
6 <sup>ème</sup> étage	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 30$	
5 <sup>ème</sup> étage	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64 $\Sigma = 37.41$	
4 <sup>ème</sup> étage	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	

	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 44.82$	
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 52.23$	
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 59.64$	
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 67$	
<b>RDC</b>	Plancher	1.84	0.52
	Poteau	1.93	
	Poutre transversale	0.555	
	Poutre longitudinale	0.45	
	Mur extérieur	2.64	
		$\Sigma = 74.41$	

Mur extérieur  $(1.5+1.85) \times 0.79 = 2.65 \text{ t}$

Surcharges :  $0.15 \times 3.445 = 0.52 \text{ t}$ .



**G = 74.41 t**

Loi de dégression (selon le DTR B.C.2.2) :

Étages	q (t/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Q=q.S (t)	Q <sub>0</sub> Q 0.90Q	Q <sub>cum</sub> (t)
9 <sup>ème</sup> étage	0.100	3.445	0.34	1	0.34
8 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	1	0.856
7 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.90	1.32
6 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.80	1.73
5 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.70	2.09
4 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.60	2.4
3 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.50	2.658
2 <sup>ème</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.50	2.916
1 <sup>er</sup> étage	0.150	3.445	0.516	0.50	3.174
RDC	0.150	3.445	0.516	0.50	3.432

Q = 3.432 t

N<sub>u</sub> = 1.35 G + 1.5 Q

N<sub>u</sub> = 105, 6 t.

Poteau de rive N<sub>U</sub> (1-D) = 144.96t

Poteau de centre N<sub>u</sub> (5-E) = 180.09t

Poteau de d'angle ((1-A) N<sub>u</sub>) = 105.6 t

Le poteau le plus sollicité, c'est le poteau central 1.1 N<sub>U</sub> = 180.09 x 1.1 = 198.1 t

**2- Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable

$$\bar{n}_u = \alpha \left[ B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Nu** : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

**Br** : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm.

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

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

**$f_{c28}$**  et  **$f_e$**  résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

**As** : section d'armatures dans le poteau prise à 0,1% de la section réelle du poteau.

$\alpha$  ; coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \text{et } \alpha = 0,6(50/\lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

**Tel que :**

$$\lambda = Lf/i$$

i: rayon de giration  $i = b/\sqrt{12}$

b : la petite dimension

**3-Vérification de l'effort normal réduit (selon le RPA99/2003 7.4.3.1) :**

$$v = Nd / b_c f_{cj} \leq 0.30$$

Étages	Dimension (cm)	Br (m <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\alpha$	As (m <sup>2</sup> )	$\bar{N}_u$ (t)	$1.1N_u < \bar{N}_u$
RDC-9	50x50	0.23	15.03	0.82	0.025	1062.3	CV

Niveaux	$N_d$ (t)	$f_{c28}$ (t/m <sup>2</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	$\frac{N_d}{b_c f_{c_j}} \leq 0.30$	Observation
RDC	183.03	2500	0.25	0.29	CV

**4-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

Selon le RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2 :

$$r_{bu} = \rho d . f_{c28}$$

$\rho d$  : est égal à 0.075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et a 0.04 dans le cas contraire.

➤  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

➤  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.040$

$\lambda_g$ : est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) \quad \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- $l_f$ : longueur de flambement du poteau.
- $l_f = 0.7 \times 3.10 = 2.17$  m
- d = hauteur utile = 0,9×h

$$\tau_u = T_{max} / b \times d = 9.85 \times 1000 / 500 \times 450 = 0.043 \text{ MPa}$$

$T_{max}$ (KN)	$r_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho d$	$r_{bu}$ (MPa)	Observation
4.38	0.019	4.34	0.04	1	CV

*Chapitre III*

*Calcul des éléments*

*secondaires*

## 1 Introduction :

Chaque structure est formée de deux types d'éléments, principaux et secondaires, la première influencée directement aux contreventements et le secondaire ne contribue pas directement aux contreventements.

Dans ce chapitre, nous considérons l'étude des éléments suivants : les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin les balcons, l'étude indépendante de l'action sismique. Ses éléments sont calculés selon la réglementation BAEL99 en respectant les règles parasismiques Algériennes RPA99/2003.

## 2 Études des éléments :

### 1-L'acrotère :

Notre terrasse est inaccessible entouré par un acrotère, qui forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastré à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée, pour une bande d'un mètre linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU, et vérifié à l'ELS.

#### 1-1 Dimensions et modélisation de l'acrotère :

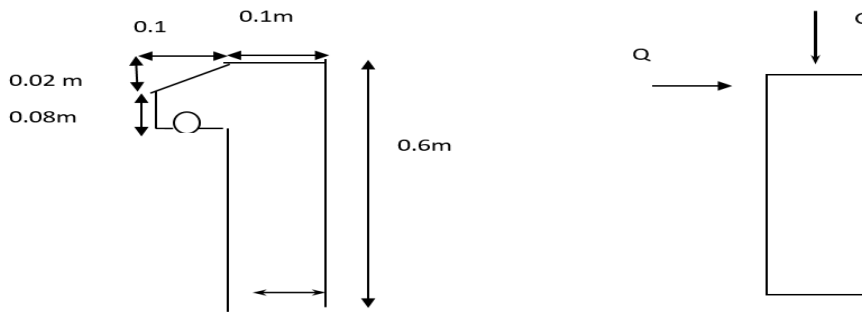


Figure III.1 : Acrotère

#### 1-2 Détermination des sollicitations :

##### a) Charge Permanente :

$$\text{Surface} = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = S \times 2,5 = 0,069 \times 2,5 = 0,1725 \text{ t/ml}$$

enduit de ciment  $e=1.4$  cm

$$(0.014 \times 0.6 \times 1.2)^2 = 0.02 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,1925 \text{ t/ml}$$

**b) Charge d'exploitation :**

Due à la main courante d'une personne

$$Q = 0,1 \text{ t/ml}$$

**c) La force  $F_p$  due au séisme :**

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

$A$  : coefficient d'accélération de la zone  $A=0.15$

$C_p$  : facteur de force horizontale  $C_p=0.8$

$$W_p = 0.1925 \text{ t/ml}$$

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.1925 = 0.0924 \text{ t}$$

$$F_p = 0.0924 \text{ t} < Q = 0.1 \text{ t} \text{ vérifiée}$$

**d) Effort tranchant :**

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 0,1 \text{ t}$$

**e) Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :**

$$M_Q = T \times h = 0.1 \times 0.6 = 0.06 \text{ t.m}$$

**f) Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,1925 = 0.259 \text{ t}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0.06 = 0.09 \text{ t.m}$$

**g) Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 0.1925 \text{ t}$$

$$M_s = 0.1 \times 0,6 = 0.06 \text{ t.m}$$

**h) Calcul de l'excentricité :**

➤ **État limite ultime (ELU)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{0.259} = 0,347 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,347 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$  Donc la section est comprimée, car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

➤ **État limite de service (ELS)**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,06}{0,259} = 0,231 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,231 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$  Alors la section est comprimée.

**1-3-Le ferrailage de l'acrotère :**

• **Calcul a l'ELU :**

Étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :  $b=100 \text{ cm}$  et  $d=8 \text{ cm}$ , fissuration préjudiciable ;

$e$  : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée ;

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

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « $M_f$ », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée

Le moment fictif  $M_f$  est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0,09 + 0,259 \left( 0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,0977 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,0977 \times 10^7}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0107 < \mu_l = 0,392 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,013$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,013) = 0,0795 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{0,0977 \times 10^7}{79,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_U = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 35 - (0.259 \times 10^4)/348 = 27.44 \text{ mm}^2 \rightarrow A_U = 0.27 \text{ cm}^2$$

#### 1-4 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (100 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{On trouve } A_{\min} \geq A_s \quad A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

#### 1-5 Vérification à l'État de service (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} G + N_{\text{ser}} (d - h/2)$$

$$M_{\text{ser}} = 0.06 \times 10^4 + 0.1925 \times 10^4 \times (0,08 - 0,1/2) = 0.0657 \text{ t.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{n \cdot \sigma_{bc}}{(n \cdot \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201.63)} \times 8 = 4.2 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - y_1/3 = 6,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0,5 = 27.94 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser}} < M_1 \text{ et } A'_{\text{ser}} = 0$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_1 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.0657 \times 10^7}{66 \times 201.63} = 0,5 \text{ cm}^2$$

#### 1-6 Choix d'armature longitudinale :

$$A_s = \max (A_{\text{ser}}, A_{\min}, A_U) = 0,966 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature longitudinale doit satisfaire la condition

$$A \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 8,  $A = 2.51 \text{ cm}^2$ .



**1-7 Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

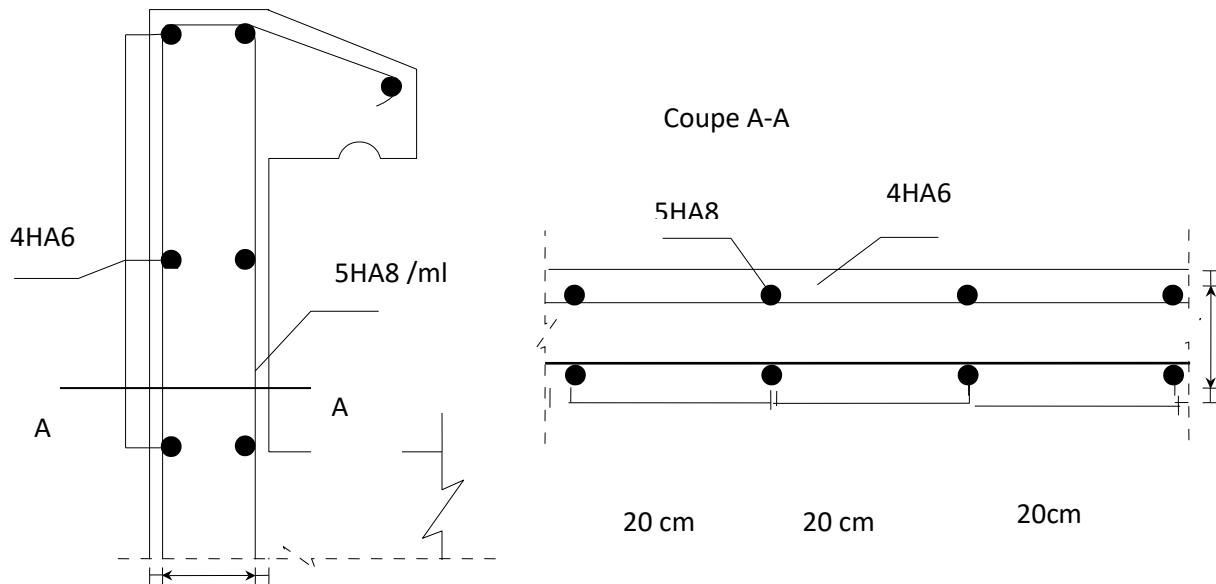
Soit 4 HA6=1.13 cm<sup>2</sup>

**1-8 Espacement :**

- $S_t > \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 13.77 \text{ cm}$
- On prend  $s_t = 25 \text{ cm}$

**1-9 Vérification de l'effort tranchant :**

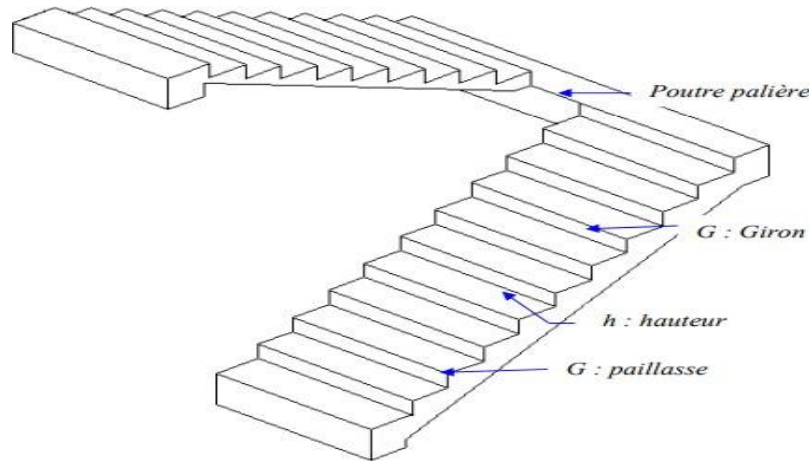
- $C_u = T / b \times d = 0.1 \times 10^4 / 1000 \times 80 = 0.0125 \text{ MPa}$
- $C_{adm} = 0.15 \times (f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  condition vérifiée



**Figure.III.2 : Ferrailage de l'acrotère**

## 2-2 Étude des escaliers :

**1- Présentation** : L'escalier est un élément structural constitué d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder d'un niveau à un autre en montant et descendant.



**Figure (III.3) : Schéma d'escaliers.**

Notre structure comprend un seul type d'escaliers (traditionnel) en béton armé à deux volées pour RDC et étage courante :

### 2- Prédimensionnement :

- Hauteur :  $H=3.10$  m.
- Largeur 2m
- Giron :  $g=30$  cm.
- Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL. On a :  $59 < (2h+g) < 66$
- Alors :  $14,5 < h < 18$ .
- $h$  : varié entre 14 cm et 18 cm.  $g$  : varié entre 22 cm et 33 cm.
- $N_c = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18.23$
- $N_c$  : nombre des contres marche.
- $H$  : hauteur d'étage.
- $h$  : hauteur de la contre marche.
- On aura 18 contre marche entre chaque étage (les 4 premiers contre marche de chaque étage  $h=18$  cm).

**-Inclinaison de la paille :**

$$\tan \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = N_c \times h = 9 \times 17 + 2 = 155 \text{ cm}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g = 240 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = 155/240 = 0.645 \quad \alpha = 32.82^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = H' / \sin \alpha = 155 / 0.542 = 286 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 286 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } L/30 \leq e \leq L/20$$

On adopte  $e = 14 \text{ cm}$ .

**3-Évaluation des charges :****3.1-Volée d'escalier**

$$G = 0.722 \times 2 = 1.444 \text{ t/m}$$

$$Q = 0.250 \times 2 = 0.5 \text{ t/m}$$

**3.2-Palier de repos**

$$G = 0.528 \times 2 = 1.056 \text{ t/m}$$

$$Q = 0.250 \times 2 = 0.5 \text{ t/m}$$

Tableau (III.1) : Combinaisons d'action sur escalier.

	G t/m	Q t/m	ELU t/m	ELS t/m
<b>Volée</b>	1.444	0.5	2.7	1.944
<b>Palier de repos</b>	1.056	2.18	2.18	1.556

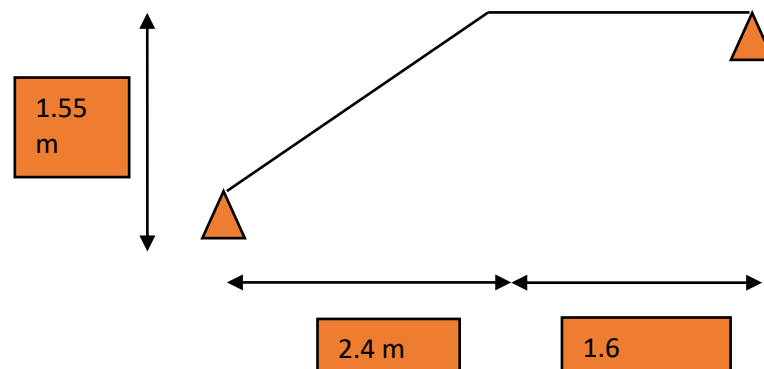


Figure (III.4) : schéma d'escalier

**4-Calcul de la charge équivalente :**

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \sum q_i l_i / \sum l_i$$

$$q_{eu} = (2.7 \times 2.4 + 2.18 \times 1.6) / (2.4 + 1.6) = 2.49 \text{ t}$$

$$q_{es} = (1.944 \times 2.4 + 1.556 \times 1.6) / (2.4 + 1.6) = 1.79 \text{ t}$$

**5-Calcul des moments max et efforts tranchants max :**

$$M_{\max} = q_e \times l^2 / 8 \quad \text{et} \quad T_{\max} = q_e \times l / 2$$

On supposera que l'escalier est partiellement encastré dans les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux.

**Donc, on a :**

$$M_a = (0.2) M_0 ; M_0 = M_{\max} ; M_t = (0.85) M_0$$

**Tableau (III.2) : Moments ultimes et service**

	<b>Mmax (t .m)</b>	<b>Mt(t .m)</b>	<b>Ma(t .m)</b>	<b>Tmax (t)</b>
<b>ELU</b>	4.98	4.233	0.996	4.98
<b>ELS</b>	3.58	3.043	0716	3.58

**6-Calcul du ferrailage :**

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple. La fissuration est considérée comme peu nuisible, le calcul des armatures se fera seulement à l'état limite ultime.

**a-Ferrailage longitudinal :**

$$b = 1000 \text{ mm} ; d = 126 \text{ mm} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

**- Sur appui :**

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.996 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.996 \times 10^7 / (1000 \times 126^2 \times 14.17) = 0.042$$

0.042 < 0.392 → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = (1-0.4\alpha) = (1-0.4 \times 0.05) = 0.98$$

$$A_u = \frac{M_u}{(\beta \times d \times \sigma_s)} = 0.996 \times 10^7 / (0.98 \times 126 \times 348) = 2.31 \text{ cm}^2$$

Donc  $A = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = (0.23 \times 1000 \times 126 \times 2.1) / 400 = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2.31 ; 1.52) \quad A_s = 2.31 \text{ cm}^2$$

Le choix 5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Le choix 5HA8 soit 2,51 cm<sup>2</sup>/ml

- **Calcul espacement :**

$$s_t > \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 11.3 \text{ cm}$$

On prend  $s_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu nuisible

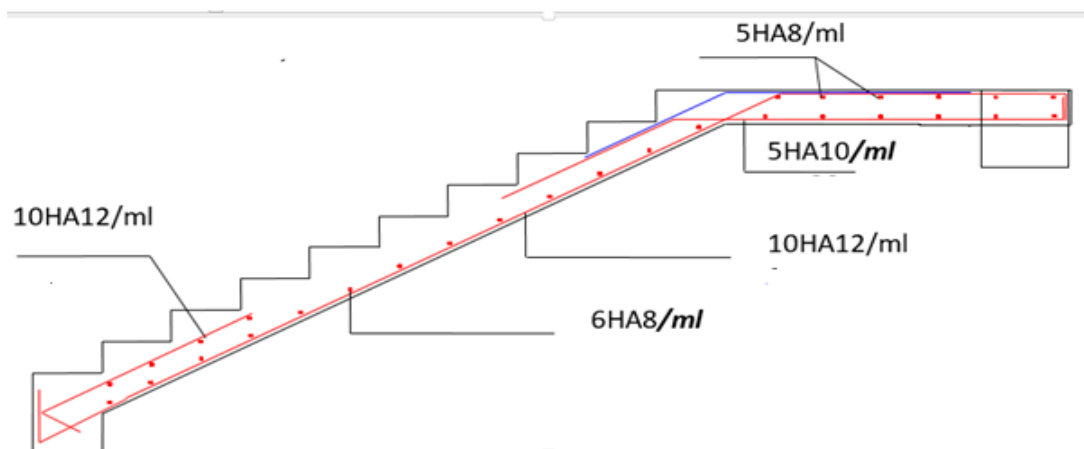
$$C_u = T/b.d. = 4.98 \times 10^4 / 1000 \times 126 = 0.395 \text{ MPa}$$

$$C_{\text{adm}} = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

- **En travée :**

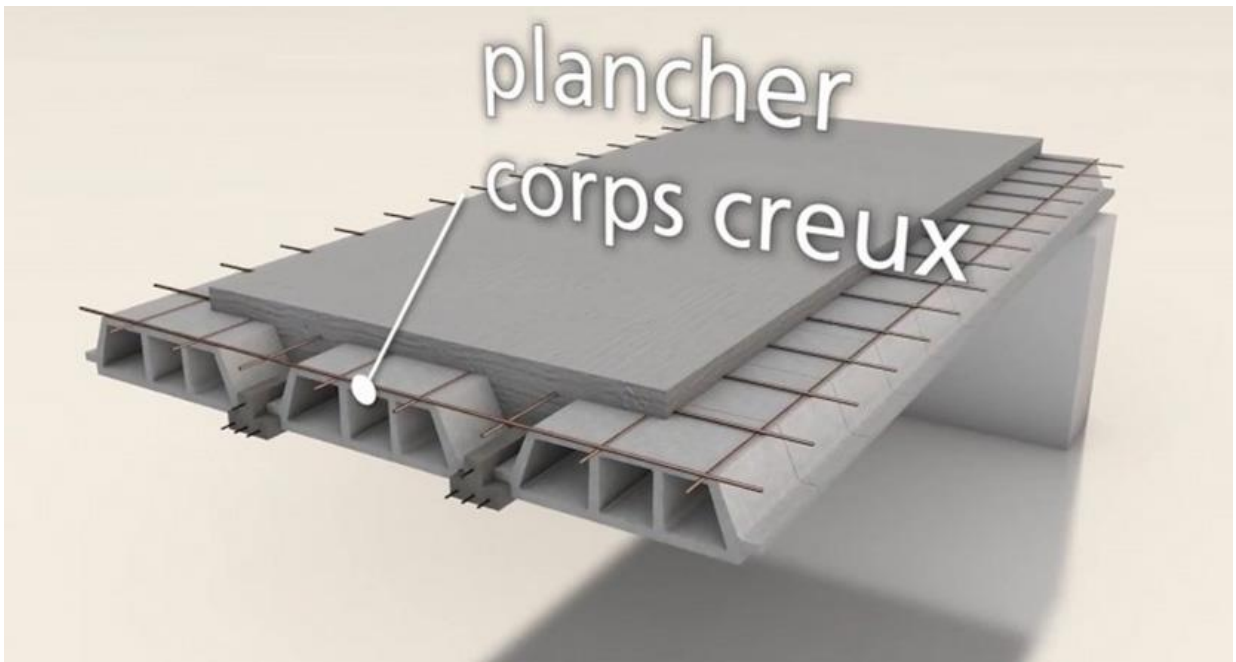
$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ $\text{cm}^2$	$A_{\min}$ $\text{cm}^2$	$A_s \text{ cm}^2$	$A_r$ $\text{cm}^2$	$S_t$ $\text{cm}$	$C_u$	$\alpha_u$
0.188	0.262	0.895	10.78	1.52	10HA12 = 11.31	6HA8 = 3.02	10	0.395	0.44

$\alpha_u < 0.45$  la vérification a ELS n'est pas nécessaire (appuis et travée)

**- Schéma de ferrailage****Figure (III-5) schéma de ferrailage escalier****2-3-Études des planchers :****1-INTRODUCTION :**

Un plancher est une aire plane isolant les différents étages, il joue deux rôles importants, l'un, c'est la résistance mécanique puisqu'il doit supporter son poids propre et les surcharge et l'autre rôle, c'est la fonction d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet, nous n'avons que des planchers à corps creux, qui comprennent dimensions des éléments porteurs (poutrelles) et des éléments de remplissage (corps creux) le tout recouvert d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



**Figure (III.6) : Plancher en corps creux.**

## 2-Prédimensionnement des poutrelles :

Le calcul des poutrelles continues hyperstatiques en section T se fera par l'une des deux méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire** : applicable aux planchers soumis à des Charges d'exploitations modérées.
- **Méthode de Caquot** : applicable aux planchers soumis à des charges D'exploitation relativement élevée.

## 3 Méthode forfaitaire :

- $\alpha$  : Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes :

- $$\alpha = \frac{Q_b}{Q_b + G}$$

- $M_0$  la valeur maximale du moment isostatique fléchissant dans la travée, Ce

moment est égal à : 
$$M = \frac{Pl^2}{8}$$

- $M_w$  et  $M_e$  Les valeurs absolues des moments gauches (w) et droit (e) sont supportées dans la plage considérée ;

- $M_t$  Moment de portée maximale compte tenu de la portée.

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + M_w + M_e \geq \max(1.05M_0) (1+0.3\alpha) M_0$
- $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0$  dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0$ . Dans une travée de rive.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
  - 0.6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
  - 0.5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
  - 0.4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

En pratique, on calcule le moment isostatique équivalent  $M_0$  pour chaque travée, déterminé pour chaque console en fonction du coefficient appliqué à sa position (0.4, 0.5, 0.6), puis on multiplie le moment sur la console par ce facteur, celui qui est le plus grand des deux moments  $M_0$  en travée autour de cet appui ; enfin, le moment de travée  $M_t$  est calculé en appliquant les conditions 1 et 2 ci-dessus.

#### 4 Évaluations des charges et surcharges du corps creux :

Les calculs se font suite les dimensions suivantes

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9.h = 18 \text{ cm}$$

$$g = 0.65 \times G$$

$$q = 0.65 \times Q$$

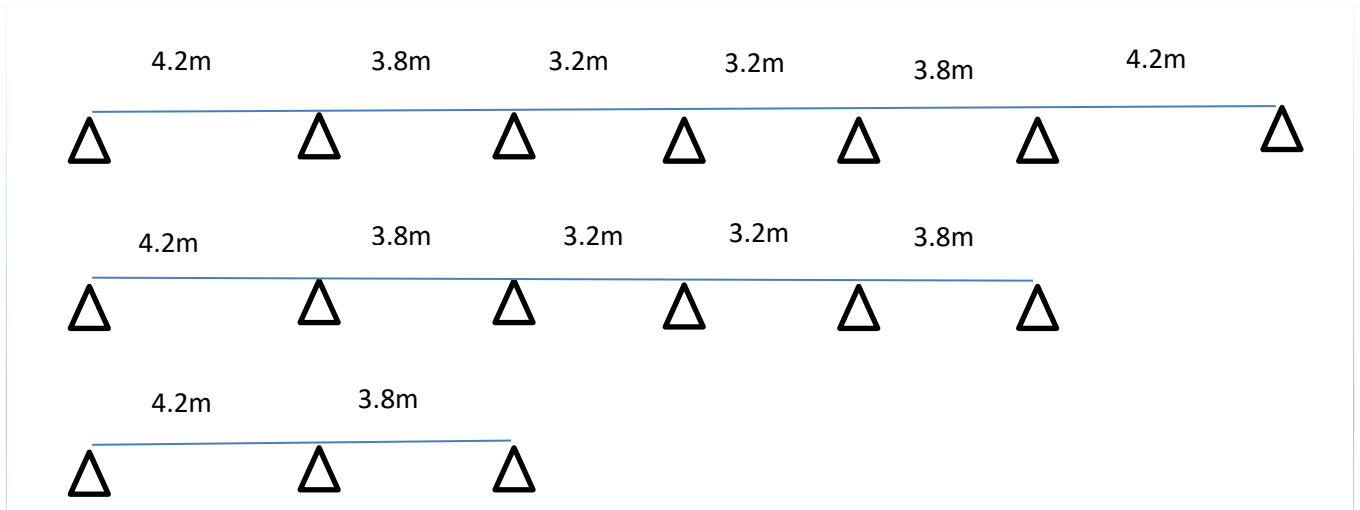
**Tableau (III.3) : évaluations des charges et surcharges dans les différents étages**

	<b>G (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>g (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>ELU (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>ELS (t/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Terrasse</b>	0.645	0.100	0.419	0.065	0.677	0.484
<b>E.C et RDC</b>	0.535	0.150	0.348	0.098	0.617	0.446



### 5 Types des poutrelles :

Dans notre projet, on distingue 3 types des poutrelles



**Figure (III.7) : Types des poutrelles.**

### 6- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- **Pour le plancher terrasse :**

$$Q \leq \text{Max} (2G; 5) \text{ kN/m}^2 \quad 1.00 \leq \text{max} (2 \times 6.45; 5)$$

$$1.00 \leq \text{max} (12.9; 5) \quad 1 < 12.9 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour le plancher étage courant et RDC :**

$$Q \leq \text{Max} (2G; 5) \text{ kN/m}^2 \quad 1.50 \leq \text{max} (2 \times 5.35; 5)$$

$$1.5 \leq \text{max} (10.7; 5) \quad 1.5 < 10.7 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité

- **Condition vérifiée**

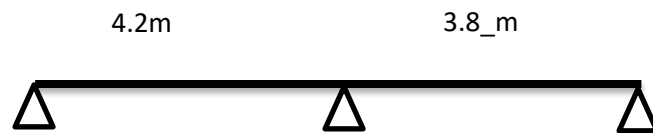
$$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 420/380 \leq 1.25 \quad 0.8 \leq 1.10 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La fissuration est peut préjudiciable} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**On peut utiliser la méthode forfaitaire, car les 4 conditions sont vérifiées.**

### 7- Ferrailage des poutrelles type 3(RDC et ÉTAGE COURANTE) :



$$\alpha = \frac{0.098}{0.446} = 0.219$$

$$M_{01} = \frac{0.617 \times 4.2^2}{8} = 1.36 \text{ t.m}$$

$$M_{02} = \frac{0.617 \times 3.8^2}{8} = 1.11 \text{ t.m}$$

$$M_{i1} \geq \frac{1.2 + 0.3(0.219)}{2} \times 1.36 = 0.86 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} \geq \frac{1.2 + 0.3(0.219)}{2} \times 1.11 = 0.70 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 0.15 M_{01} = 0.204 \text{ t.m}$$

$$M_{a3} = 0.15 M_{02} = 0.1665 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 0.6 \max(1.36; 1.11) = 0.816 \text{ t.m}$$

La condition

$$M_{ii} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha) M_{0i}; 1.05 M_{0i}]$$

$$M_{i1} \geq 0.93$$

$$M_{i2} \geq 0.69$$

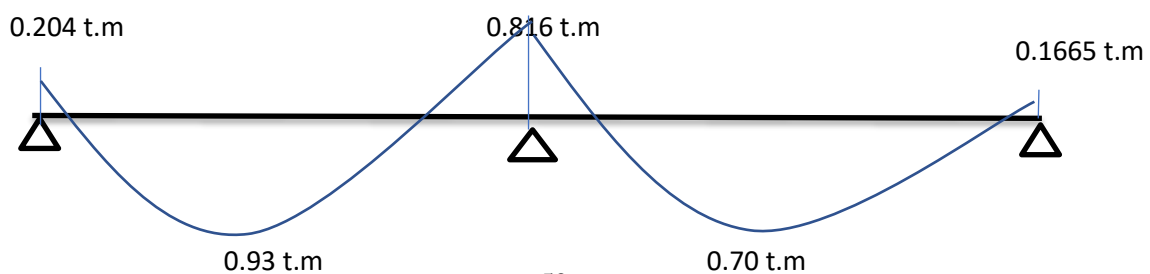


Figure (III.8) : Diagramme des moments aux ELU du 3<sup>eme</sup> type des poutrelles

$c = 2 \text{ cm}$ ;  $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $F_{cb} = 14.2 \text{ MPa}$ . ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$ .

Pour le troisième type des poutrelles (3 appuis au niveau du Plancher terrasse) :

**ELU :**

. En travée :  $M_{\max} = M_t = 0,93 \text{ t.m}$ .

Sur appui :  $M_{\max} = M_a = 0.816 \text{ t.m}$ .

**Moment  $M_{tb}$  de la table :**

$$M_{tb} = b \cdot h_0 \cdot f_{cb} \cdot (d - h_0/2) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times (0.18 - 0.04/2) = 5.9 \text{ t.m}$$

$M_{tb} > M_t$  Donc l'axe neutre coupe la table de compression, le calcul se fait sur une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) d'une largeur constante égale à la largeur de la table de compression

$$\mu = M_U / b d^2 \sigma_b; \quad \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa};$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \quad \beta = 1 - 0.4\alpha; \quad A_{\min} = 0.23 b d x f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad A_U = M / \beta d \sigma_s$$

Section	M(t.m)	b (cm) b <sub>0</sub>	d (cm)	μ	α	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	CHOIX
Appuis	0.816	12	18	0.147	0.199	0.920	1.41	.26	2HA12=2.26cm <sup>2</sup>
Travées	0.93	65	18	0.031	0.039	0.9844	1.5	1.41	3HA10=2.36 cm <sup>2</sup>

**8- Calcul de l'effort tranchant :**

**-TRAVÉE 1**

$$L = 4.2 \text{ m} \quad M_w = 0.204 \text{ t.m} \quad M_e = 0.816 \text{ t.m} \quad Q_U = 0.677 \text{ t/m}^2$$

$$V_U = \frac{Q_U L}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{0.677 \times 4.2}{2} + \frac{0.816 - 0.204}{4.2}$$

$$V_u = 1.567 \text{ t}$$

- **TRAVÉE 2**

$$L = 3.8 \text{ m} \quad M_w = 0.816 \text{ t.m} \quad M_e = 0.1665 \text{ t} \quad Q_u = 0.677 \text{ t}$$

$$V_u = \frac{Q_u L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} = \frac{0.677 \times 3.8}{2} + \frac{0.1665 - 0.816}{3.8}$$

$$V_u = 1.11 \text{ t}$$

$$V_u = 1.567 \text{ t}$$

Travées	1 L= 4.2m	2 L=3.8m
Effort tranchant ultime Vu	1.567t	1.11t

**9-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15670}{120 \times 180} = 0.72 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut préjudiciable :

$$\tau_{lim} = (0.2 f_c 28 ; 5 \text{ MPa}) = (3.33 ; 5).$$

$$\tau_u < \tau_{lim}$$

Condition vérifiée.

**10-Armatures transversales :**

Diamètre maximal des armatures d'âmes

$$\varnothing_t = \min (h / 35 ; h_0 / 10 ; \varnothing_i)$$

$$\varnothing_t = \min (0.571 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1.2) = 0.571 \text{ cm}$$

on prend  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$ , on adopte un cadre de  $\varnothing 6$  avec  $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

**11-Calcul de l'espaceur :**

$$St \leq \min(0,9 d ; 40) = (18,40) \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

Le premier cadre sera  $St/2 = 7,5 \text{ cm}$ .

**12-Calcul de la longueur de recouvrement :**

Acier en FeE400

$$Lr = 40 \varnothing l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

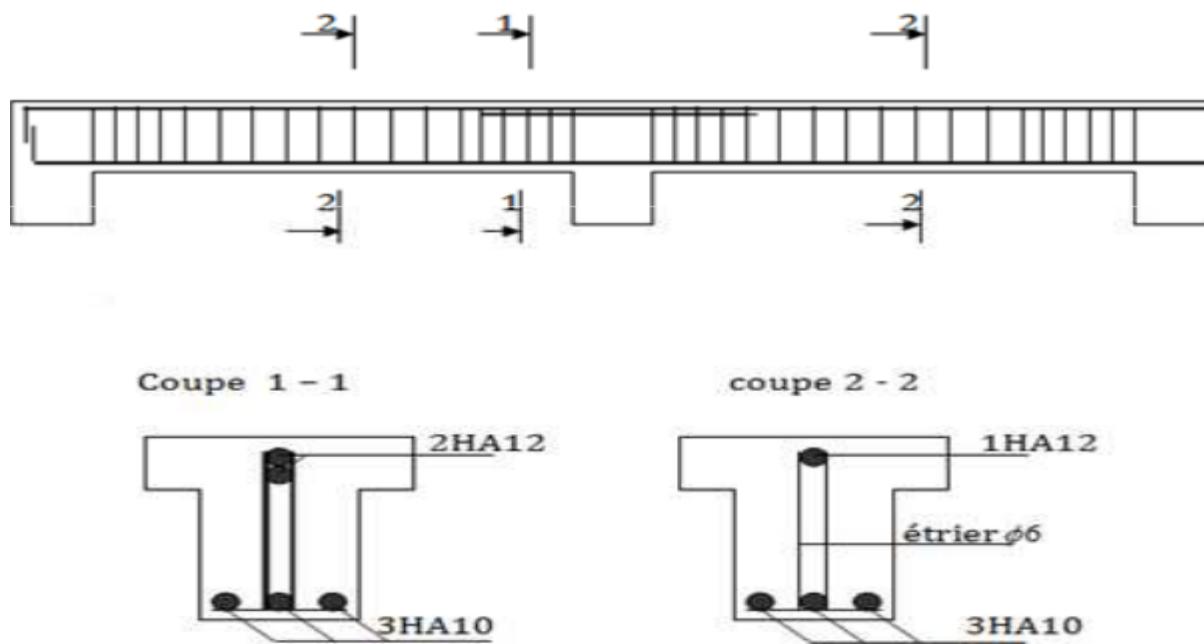
**13-Shéma de ferrailage :**

Figure (III.9) : Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.

## 2-4 Étude du balcon :

### 1 Calcul des balcons en béton armé :

Dans notre projet, on constate un seul type de balcon identique, Le balcon est constitué d'une dalle pleine qui s'appuie sur trois appuis

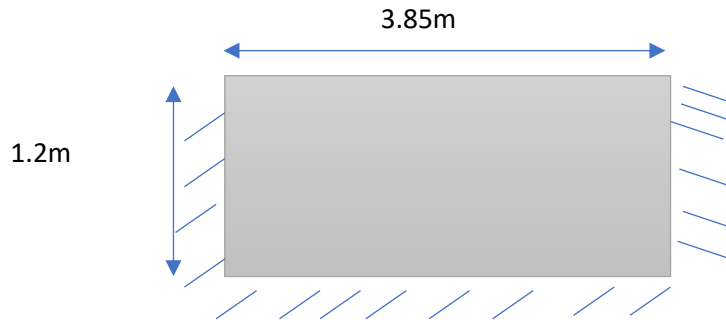


Figure III.10 : Schéma des balcons

### 2 L'épaisseur est conditionnée par :

$h = 14$  cm. (résultat retenue du 2ème chapitre)

$d = 0,9 \times 14 = 12,6$  cm.

### 3-Évaluations des charges :

La charge permanente  $G = 5,95$  Kg/m<sup>2</sup>,

La charge d'exploitation  $Q = 3,50$  Kg/m<sup>2</sup>

Largeur : 1.2 m ;

Longueur : 3.85 m ;

Épaisseur : 14 cm.

#### - E.L.U :

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (5,95) + 1,50 (3,50) = 13,28 \text{ KN/m}^2$$

#### - E.L.S:

$$P_s = G + Q = 5,95 + 3,50 = 9,45 \text{ KN/m}^2$$

### 4 Calcul des moments d'encastremets :

$$L_y = 1.2 \text{ m} < L_x / 2 = 3.85 / 2 = 1.925 \text{ m.}$$

Donc les moments d'encastres sont les suivants :

- **E.L.U :**

$$M_{ux} = P_u \times \frac{l_y^3}{6} = 13.28 \times \frac{1.2^3}{6} = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = P_u \times \frac{l_y^2 \times l_x}{2} - P_u \times \frac{2 \times l_y^3}{3} = 13.28 \times \frac{1.2^2 \times 3.85}{2} - 13.28 \times \frac{2 \times 1.2^3}{3} = 21.51 \text{ KN.m}$$

- **E.L.S**

$$M_{sx} = P_s \times \frac{l_y^3}{6} = 9.45 \times \frac{1.2^3}{6} = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = P_s \times \frac{l_y^2 \times l_x}{2} - P_s \times \frac{2 \times l_y^3}{3} = 9.45 \times \frac{1.2^2 \times 3.85}{2} - 9.45 \times \frac{2 \times 1.2^3}{3} = 15.30 \text{ KN.m}$$

**5-Calcul des armatures :**

- à l'ELU:

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élément travaillé en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

$b=1,00 \text{ m}$  ;  $h=0,14\text{m}$  ;  $d = 0,126 \text{ m}$  ;  $\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

- **Sens Lx :**

$$M_{ux} = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_{ux}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.82 \times 10^6}{1000 \times 126^2 \times 14.16} = 0,016 < 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0.020$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0,02) = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_{ux}}{d \times \beta \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.82 \times 10^6}{126 \times 0,992 \times \frac{400}{1.15}} = 0.87 \text{ cm}^2$$

**6-Condition de non-fragilité:**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 126 \times \frac{2,1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_u) = 1,52 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier adopté est :  $A = \mathbf{5HA10/ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ .

- **Sens Ly:**

$$M_{uy} = 15.30 \text{ KN.m}$$

$$U = \frac{M_{uy}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.30 \times 10^6}{1000 \times 126^2 \times 14.16} = 0,066$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0,085$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0,12) = 0.97$$

$$A_u = \frac{M_{uy}}{d \times \beta \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.03 \times 10^6}{126 \times 0,97 \times \frac{400}{1.15}} = 3.53 \text{ cm}^2$$

**7 Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12.6 \frac{2,1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A_u > A_{\min} \rightarrow$  vérifiée

La section d'acier adopté est :  $A_s = \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2$ .

Calcul d'espacement :

$$S_t = \min (1,5 d ; 40 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 10.8 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

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

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$T_{\max} = p_u \times L = 13.28 \times 1.2 \times 1 \text{ ml} = 15.936 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{15.936 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,126 \text{ MPa}.$$

**8-La contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable :**

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

$\tau_u = 0,126 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ . Condition vérifiée.

Alors il n'y a pas de risque de cisaillement.



---

- **9-Conditions à respecter :**

- **Diamètre minimal :** la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6 mm, condition vérifiée.

- **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$S_t \leq \text{Min} \{2h, 25 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

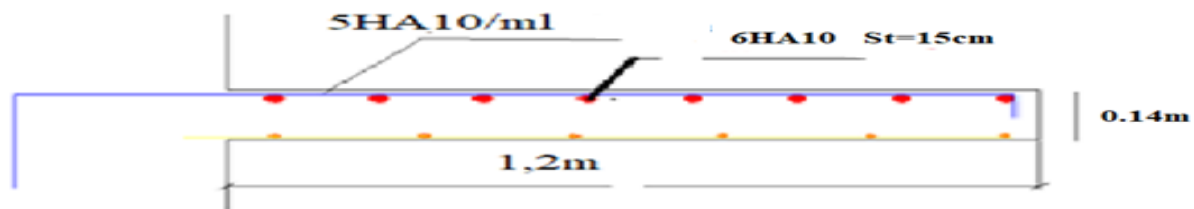


Figure III.11 : Schéma de ferrailage du balcon

## 2-5 Etude Poutre palière :

### A-Armatures longitudinales :

#### 1-Armature minimale

$$\text{BAEL91 } A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{RPA99/2003 } A_{\text{min}} = 0.5\% \times B$$

B : la section

**Tableau (III-4) récapitulatif des moments max agissent sur les poutres palier**

	En appui			En travée			CU
	Mu	Ms (KN.m)	Macc (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Macc	
Terrasse	-21.23	-15.60	-25.86	7.11	5.33	7.8	0.25
EC+ RDC	-24.73	-17.83	-46.66	12.96	9.29	20.82	0.47

**Tableau (III-5) choix d'armature poutres palier**

Etages	Travée				Appui				Choix d'armatures	
	A expert (cm <sup>2</sup> )	RPA	BAEL	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	A expert (cm <sup>2</sup> )	RPA	BAEL	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Travée	Appui
Terrasse	1.3	6	1.3	1.3cm	1.8	6	1.3	1.3	3HA12	3HA12
EC+RDC	1.5	6	1.3	1.3	3.4	6	1.3	1.3	3HA12	3HA12

**Remarque :** les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

## 2-Vérifications selon le C.B.A 93 :

### 2-1-Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le R.P.A99/ 2003 :

$$A_T = A_a + A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

### 2-2-Pourcentage maximal :

#### 2-2-1-Zone courante :

$$A_{max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 6,79 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2-2-2-Zone nodale :

$$A_{max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

---


$$A T = 6,79 \text{ c m}^2 < A_{\max} = 72 \text{ c m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### -3-La longueur de recouvrement minimale ( $l_r$ ) :

La tour est implantée dans la zone II, la longueur de recouvrement sera donc égale à  $40 \varnothing$  ( $\varnothing$  étant le diamètre des barres) d'où :  $l_r = 40 \times 12 = 48 \text{ c m}$

## B-Ferraillage transversal :

### 1-Vérifications selon le BAEL99 :

Poutre terrasse  $\tau_u = 0.25 \text{ MPa}$

Poutre étage courant + RDC  $\tau_u = 0.47 \text{ MPa}$

La fissuration est peu nuisible, d'où :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Les armatures transversales seront droites.

### 1-2-Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t = \varnothing_1 / 3 = 12/3 = 4 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq \min(b/10, h/35, \varnothing_1) = \min(50, 14.2, 12)$$

condition vérifiée

Les armatures transversales seront constituées par des cadres HA8+ un étrier. Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

### 1-3-Espacement des cadres :

$$S_t = \min(15\varnothing_1; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 12; 40 \text{ cm}; 30 + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

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

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ , la section choisie est acceptable si la condition au-dessous est vérifiée :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; (0.4 \text{ MPa})\right)$$

$$1.786 > 0.4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 2-Vérifications selon le RPA99/ 2003 :

### 2-1-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(12 \varnothing_1; \frac{h}{4}) = \min(12 \times 12; 10) = 10 \quad \text{soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

**2-2-En zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{on adopt } St = 20 \text{ cm}$$

On doit vérifier la condition  $At = 0,003 \times St \times b$

$$At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$At \text{ (adoptée)} = 2.01 \text{ cm}^2 > At = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

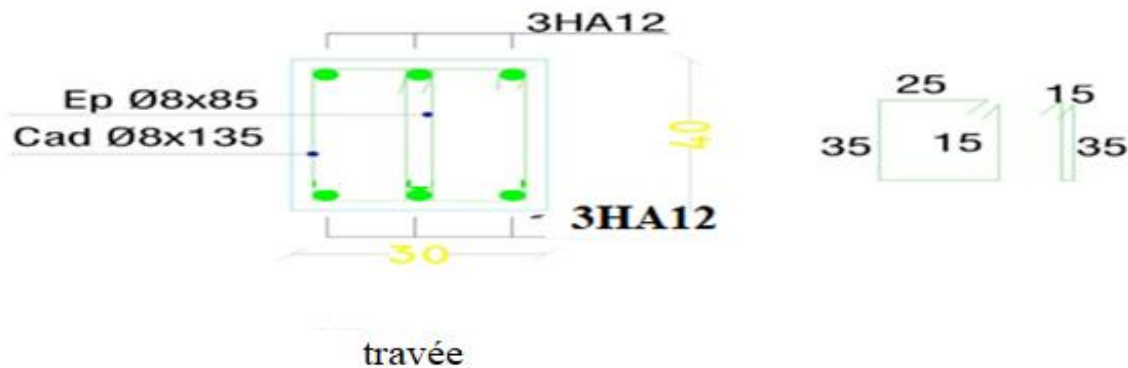
**2-3-Longueur de la zone nodale(l) :**

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

Notre choix ;  $At = 2.01$  soit 4HA8 (cadre + étrier)

$s_t$  zone nodale 10 cm

$s_t$  zone courant 20 cm

**C-Schéma du ferrailage de la poutre palière :**

**Figure III.12:** Ferrailage poutre palière, en travée

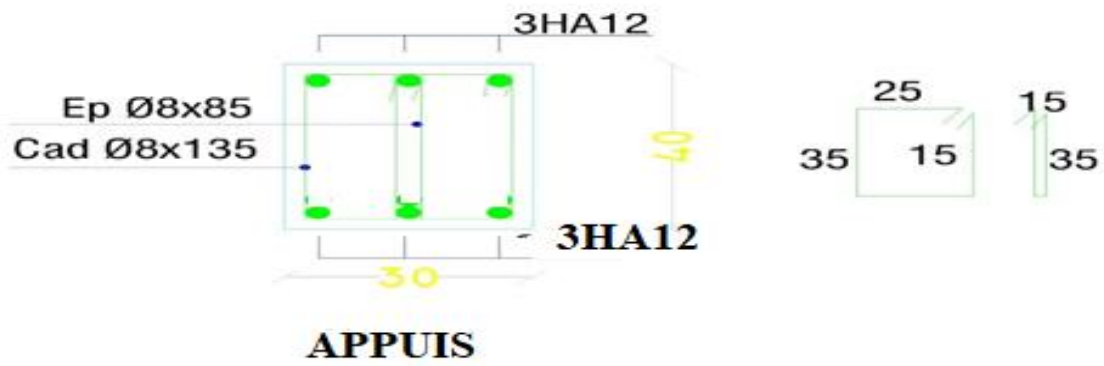


Figure (III.13) : Ferrailage poutre palière, sur appui

# ***CHAPITRE IV***

## ***Calcul sismique***

### 1. Introduction :

Afin d'éviter l'effondrement de l'ouvrage sous l'action d'un éventuel séisme, il y a lieu d'établir une étude approfondie de la structure sous l'action de cette sollicitation.

L'étude sismique sera établie à partir des Règles Parasismique Algérienne (RPA99/2003)

### 2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non -amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux, voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

### 3. Choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA99/2003, l'article 4.1.1, le calcul des forces sismiques sur un bâtiment peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente (MSE).
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### 3-1 LA MÉTHODE STATIQUE ÉQUIVALENTE :

Dans cette méthode, l'action sismique réelle qui se produit sur la construction est remplacée par un système de force statique fictive. L'effet de ces forces est considéré comme équivalent à celui causé par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

Des forces sismiques équivalentes seront prises en compte pour une application dans une direction orthogonale le long des deux axes choisies par le concepteur.

#### 3-2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation

prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en aux conditions complémentaires suivantes.

**Zone I : tous groupes**

**Zone II -a :**

- ✓ Groupe d'usage 3.
- ✓ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone II-b et III :**

- ✓ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Notre structure qui est implantée en zone II a, selon le RPA 99/2003, Art. 4.1.2, avec une hauteur supérieure à 23m, soit 33.8 m de et un groupe d'usage 2. Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas, ce qui nous mènera a utilisé une méthode dynamique, à savoir, la « méthode d'analyse modale spectrale ». Pour cela, nous allons utiliser la méthode numérique développée dans le logiciel « Robot 2014 ».

#### 4. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents éléments structuraux.

Nous avons utilisé ce logiciel dans tous les calculs de notre structure (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage...). Le système est basé sur la méthode des éléments finis, le Centre De Gravité (CDG) et le Centre D'Inertie (CDI), ainsi que le poids total de la structure se calculent automatiquement. L'instruction "vérifier la structure" permet de déterminer l'erreur et précise son emplacement. Il permet d'obtenir des résultats dans des tableaux et des graphiques aussi détaillés que possible, telles que forces internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normal N, contrainte normale...).



On intègre 15 Combinaisons préconisées par les règles BAEL et R.P.A 99/2003

PP  
 G  
 Q  
 ELS  
 ELU  
 $G + \beta Q$  (Avec  $\beta=0.2$ )  
 $G + Q \pm Ex$   
 $G + Q \pm Ey$   
 $0.8G \pm Ex$   
 $0.8G \pm Ey$

Les figures suivantes présentent la vue tridimensionnelle de la structure avant et après modélisation :

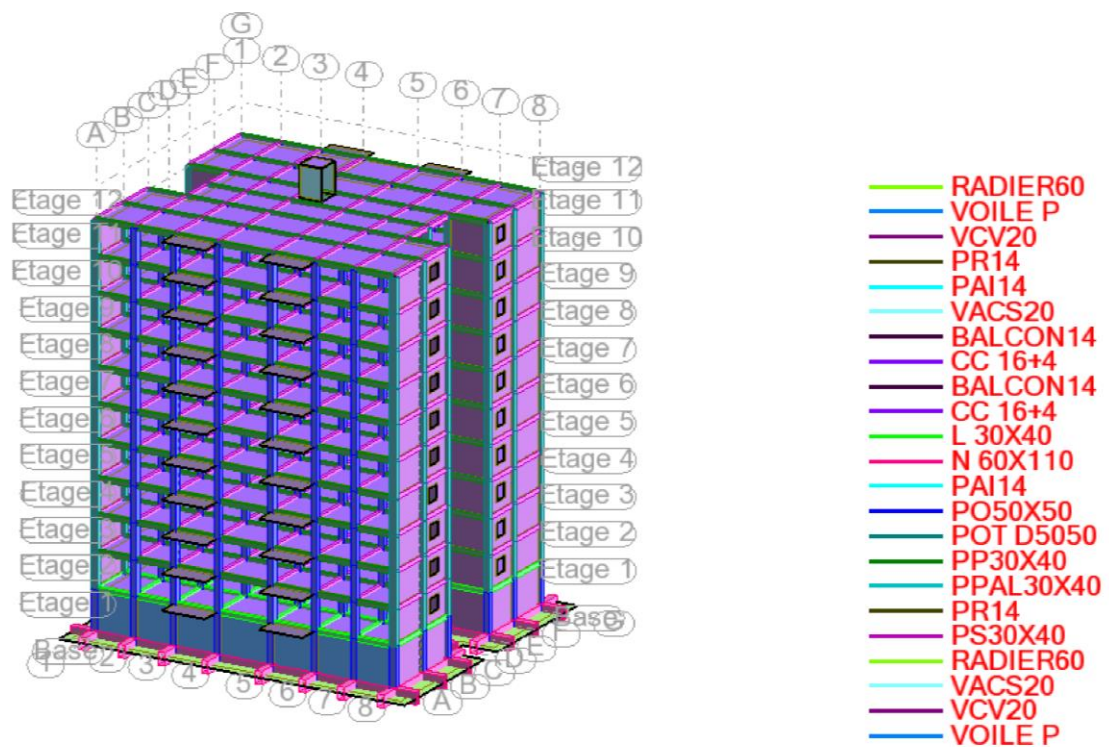


Figure (IV.1) : Vue en 3D de la structure après calcul.

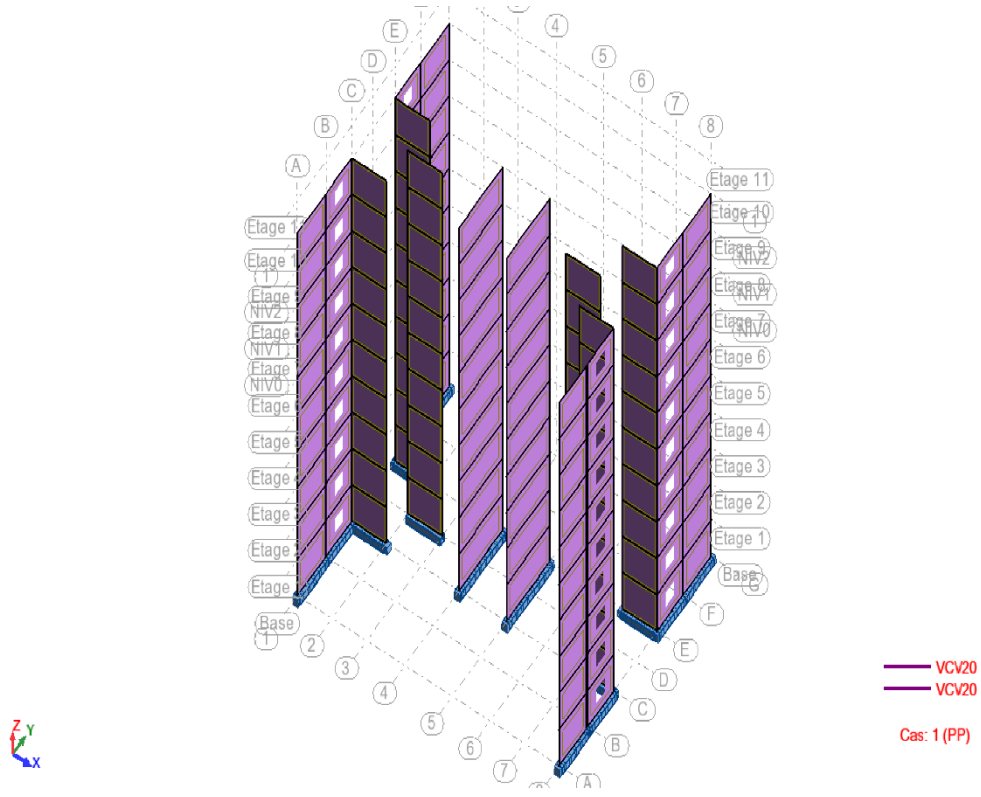


Figure (IV.2) : Disposition des voiles.

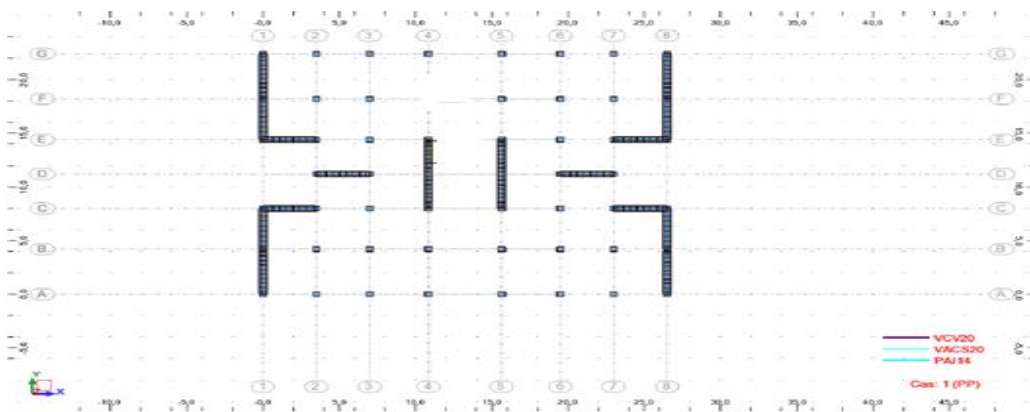
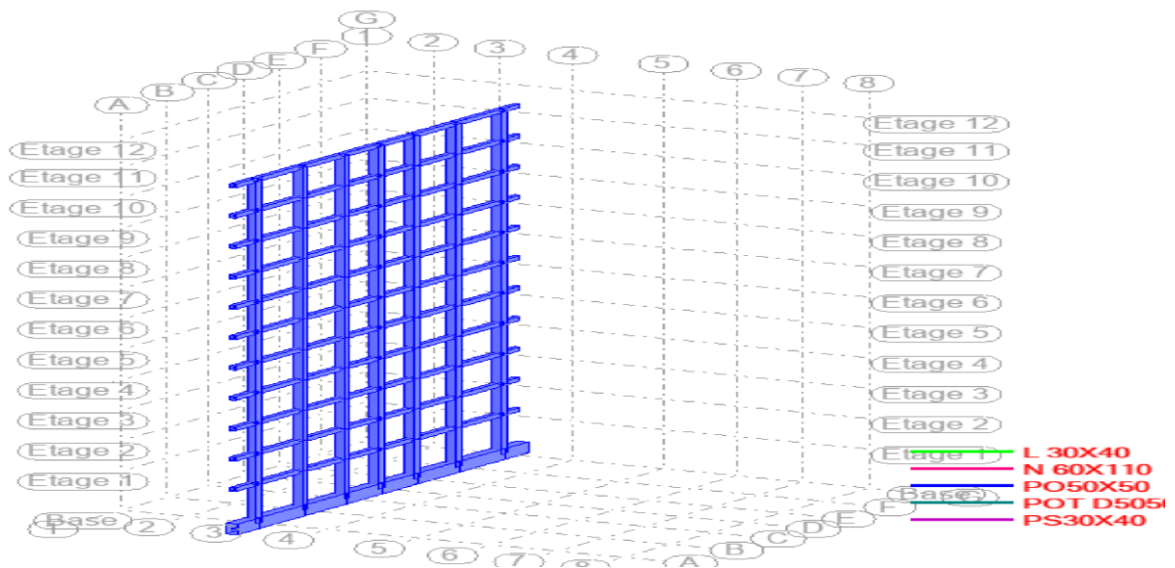


Figure (IV.3) : Vue en 3D de la disposition des voiles au niveau 00.



**Figure (IV.4) Disposition portique-voile axe (x-3)**

**5. Classification des sites :**

D’après l’article 3.3 (RPA99/2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ Catégorie S1 (site rocheux).
- ✓ Catégorie S2 (site ferme).
- ✓ Catégorie S3 (site meuble).
- ✓ Catégorie S4 (site très meuble).

**Tableau VI .1 Classification du Site**

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1 (sec)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T2 (sec)</b>	0,3	0,4	0,5	0,7

Notre structure est située dans un site de catégorie S3

### 6-Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à La base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

#### 6-1 Coefficient d'Accélération de Zone

A : Donné par le Tableau IV.1 RPA 99/ 2003

**Tableau VI .2 : Coefficient d'Accélération**

Groupe	zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans notre cas le bâtiment se trouve en zone 2a et avec un groupe d'usage 2, donc  $A=0.15$

#### 6-2 Facteur d'amplification dynamique D:

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{(7/(2 + \varepsilon))} \geq 0.7$$

si  $\zeta = 5\%$  on a  $\eta = 1$

- **Calcul de  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement**

D'abord, on calcule le pourcentage d'amortissement Critique  $\zeta$

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

**Tableau VI 3 : Valeurs de  $\zeta$ (%)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Le bâtiment est en béton armé avec voile  $\zeta = 10\%$

Calcul de  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} = 0.763 > 0.7 \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

- **Périodes caractéristiques**  $T_1$ ;  $T_2$  : On a pour un site meuble (S3)  $T_2 = 0.5$  sec,  $T_1 = 0.15$  s

### 6-3 Coefficient de Comportement Global de la Structure R :

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le tableau IV des RPA99/2003, pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction  $R=5$ .

**Tableau VI .4 : Valeurs du coefficient de comportement R**

Cas	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.IV)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
IV a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
IV b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

- **Facteur de qualité Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de la redondance et la géométrie, la régularité en plan et en élévation et contrôle de la construction. La valeur de Q est donnée par la formule :  $Q=1+\sum Pq$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau VI.

**Tableau (VI .5): Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère $q$ »	$P_q$	
	Observé	n/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	00,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Les conditions non vérifiées sont : Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution

$$\text{Donc : } P_q = 0.05 + 0.1 = 0.15$$

$$Q = P_q + 1 = 1.15$$

Donc on trouve ;  $Q = 1.15$  dans les deux sens

**Tableau VI .6 : Valeurs du coefficient  $C_T$** 

Cas n°	Système de contreventement	T
	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

- **Période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_n^{2/3}$$

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure Dernier niveau (N).

- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau IV.6.

$$\checkmark h_n = 33.8 \text{ m ;}$$

$$\checkmark C_T = \text{notre structure assurée partiellement par des voiles en béton armé :}$$

$$C_T = 0.05$$

**Estimation de la période fondamentale :**

$$T = 0,05 * 33.83/IV = 0,70 \text{ sec}$$

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

$$\text{Sens x: } h_n = 33.8 \text{ m. } D_x = 26.5 \text{ m } T = 0.59 \text{ s}$$



Sens-y:

$$h_n = 33.8 \text{ m. } D_y = 22.4 \text{ m } T = 0.64 \text{ s}$$

On prend la petite valeur calculée par les formules ci-dessus, on trouve  $T_x = 0.59 \text{ s}$  et  $T_y = 0.64 \text{ s}$

### 6-5 Facteur d'amplification D:

$$\text{Sens-x: } D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.5}{0.59} \right)^{\frac{2}{3}} \quad D_x = 1.71$$

$$\text{Sens-y: } D = D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.764 \left( \frac{0.5}{0.64} \right)^{\frac{2}{3}} \quad D_y = 1.62$$

Poids total de la structure W: Nous avons pris le poids total calculé par le logiciel Robot.

D'après la formule (4.5) du RPA99/03 :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ .

$W_G(i)$  : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).  $W_Q(i)$  : Charges d'exploitation au niveau (i).

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas  $\beta = 0,2$ .

$$\text{Donc ; } W = 6192,462 \text{ t}$$

### 7 effort tranchant à la base :

$$\text{Sens-x : } V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 1.71 \times 1.15}{5} . 6192,462 = 365.32 \text{ t}$$

$$\text{Sens-y : } V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.15}{5} . 6192,462 = 346,1 \text{ t}$$

### 8 Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

\*Interprétation des Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel Robot, et la vérification suivant le RPA 99/2003

**Tableau VI .6 : Période, Masse cumulée, Déformation**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	0,64	68,84	0,00	68,84	0,00	6192462,35	6192462,35
2	0,40	68,84	58,51	0,00	58,51	6192462,35	6192462,35
3	0,36	68,84	67,50	0,00	8,99	6192462,35	6192462,35
4	0,17	85,49	67,51	16,65	0,01	6192462,35	6192462,35

5	0,11	85,49	75,87	0,01	8,36	6192462,35	6192462,35
6	0,10	85,50	86,24	0,00	10,37	6192462,35	6192462,35
7	0,09	91,68	86,25	6,18	0,02	6192462,35	6192462,35
8	0,07	91,73	86,40	0,06	0,15	6192462,35	6192462,35
9	0,06	92,26	86,41	0,53	0,00	6192462,35	6192462,35
10	0,06	94,01	86,60	1,75	0,19	6192462,35	6192462,35
11	0,06	94,12	91,43	0,11	4,83	6192462,35	6192462,35
12	0,06	94,13	91,45	0,01	0,01	6192462,35	6192462,35
13	0,06	94,39	91,48	0,26	0,03	6192462,35	6192462,35
14	0,05	94,40	91,48	0,00	0,00	6192462,35	6192462,35
15	0,05	95,14	91,48	0,74	0,00	6192462,35	6192462,35

### 8-1 Vérification de la masse cumulée :

Notre système a atteint les 90% de la masse cumulée dans le sens y au 11<sup>e</sup> mode. Ce qui correspond aux recommandations du RPA.

### 8-2 Vérification de la période :

**Cas 4:** Modal

**Type d'analyse :** Modal

**Excentricité de masse**      **ex = 5.000 (%)**      **ey = 5.000 (%)**

**Donnés :**

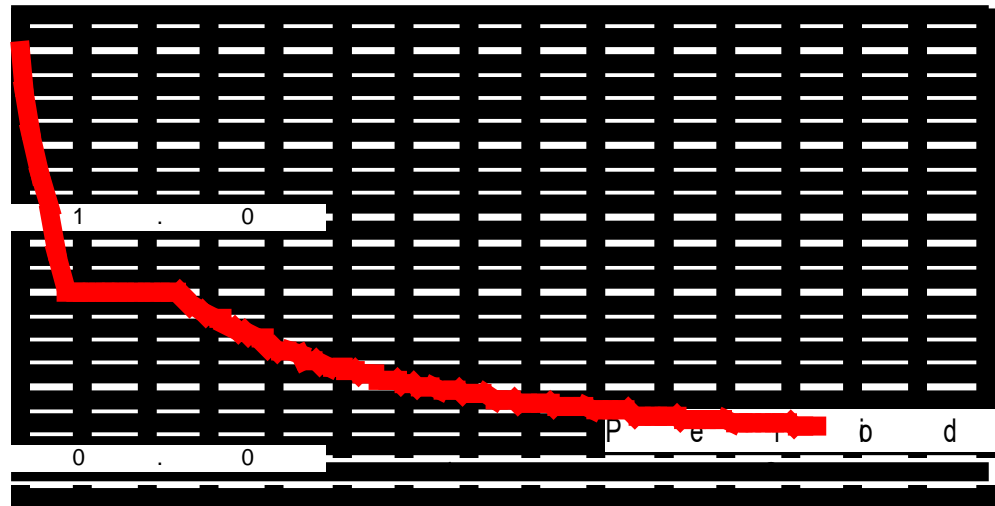
Mode d'analyse:	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	15
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

**Cas 5** : Ex  
**Type d'analyse :** Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

X = 1.000  
Y = 0.000  
Z = 0.000

A c c é ě r a t ĩ o n ( m



**Spectre de réponse utilisé Sens X**

**Données :**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.150  
 Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement :  $\gamma = 10.00\%$

**Paramètres du spectre :**

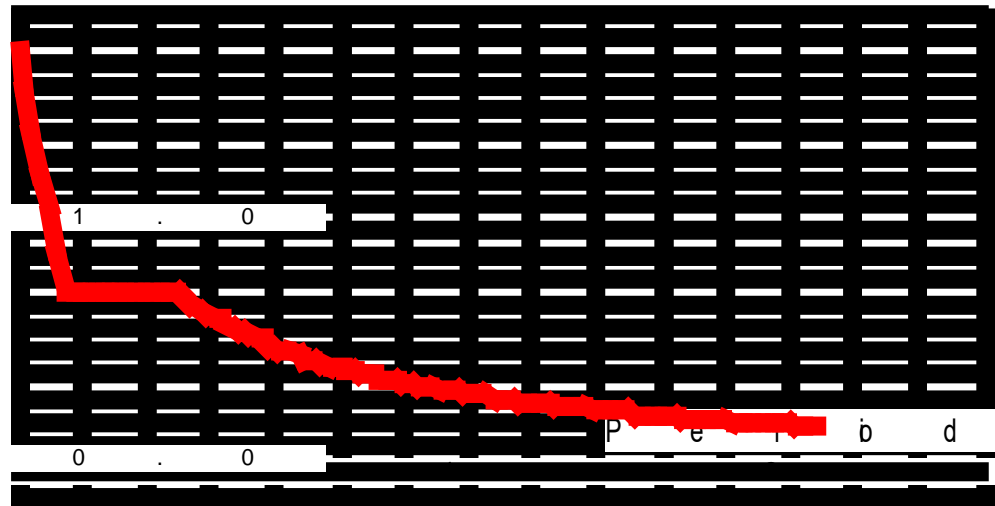
Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$   
 $A = 0.150$   
 $T_1 = 0.150$   $T_2 = 0.500$

**Cas 6** : Ey  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation:

X = 0.000  
 Y = 1.000  
 Z = 0.000

A c c é ě r a t b n ( m



Spectre de réponse utilisé Sens Y

**Données :**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.150  
 Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement : X = 10.00 %

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$   
 A = 0.150  
 T<sub>1</sub> = 0.150 T<sub>2</sub> = 0.500

**Paramètres du spectre :**

Correction de l'amortissement :  $h = [7/(2+x)]^{0.5} = 0.76IV$   
 A = 0.150  
 T<sub>1</sub> = 0.150 T<sub>2</sub> = 0.500

**Vérification**

Selon RPA 99 V 2003, (art 4-2-4-4), on doit vérifier :

$$1,3 T_{\text{Théorique}} \geq T_{\text{Calculée}}$$

$$T_X \text{ Théorique} = 0.59 \text{ s.}$$

$$T_Y \text{ Théorique} = 0.64 \text{ s.}$$

$$T \text{ Calculé} = 0,64 \text{ sec.}$$

$$1,3 \times T \text{ Théorique} = 1,3 \times 0.59 = 0.767 \text{ s.}$$

**Donc : 0.767 sec > 0,64 s cette condition est vérifiée.**

### 8-3 Vérification de l'effort sismique à la base de la structure :

Selon RPA 99 /2003, l'article 4-3-6, on doit vérifier  $V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$

D'après les résultats obtenus du logiciel « ROBOT » l'effort tranchant à la base (tableau-réactions-Ex/Ey- somme réactions)

$$E_x = 325,7 \text{ t}$$

$$E_y = -374,8 \text{ t}$$

Dans le sens x :

$$0,8 \times V_{x \text{ sta}} = 0,8 \times 365,32 = 292,256 \text{ t} < E_x = 325,7 \text{ t}$$

Cette condition est vérifiée.

Dans le sens y :

$$0,8 \times V_{y \text{ sta}} = 0,8 \times 346,1 = 276,88 \text{ t} < E_y = 374,8 \text{ t}$$

Cette condition est vérifiée.

### 8.4 vérification déplacement inter-étage :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donnés par le RPA dans l'article 4.4.3 sont calculés comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  ;

R : Coefficient de comportement.

-Le RPA (Art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivante :

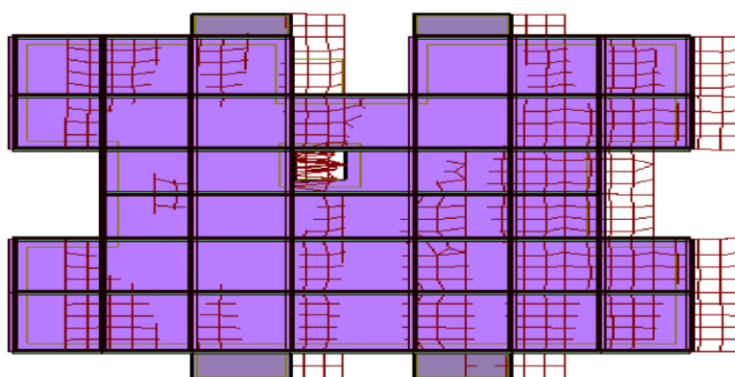
$$k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art 5-10)

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100}$$

**Tableau VI. 8 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens (x-x : y-y)**

étage	$\Delta kx$ (cm)	$\Delta ky$ (cm)	$\Delta$ admissible (cm)	
RDC	0,2	0,1	3.1	CV
1 <sup>er</sup> étage	0,4	0,2	3.1	CV
2 <sup>ème</sup> étage	0,5	0,2	3.1	CV
3 <sup>ème</sup> étage	0,6	0,2	3.1	CV
4 <sup>ème</sup> étage	0,6	0,3	3.1	CV
5 <sup>ème</sup> étage	0,6	0,3	3.1	CV
6 <sup>ème</sup> étage	0,6	0,3	3.1	CV
7 <sup>ème</sup> étage	0,6	0,3	3.1	CV
8 <sup>ème</sup> étage	0,6	0,3	3.1	CV
9 <sup>ème</sup> étage	0,5	0,3	3/1	CV



**Figure (IV.5) : 1<sup>er</sup> mode de la translation selon (X)**

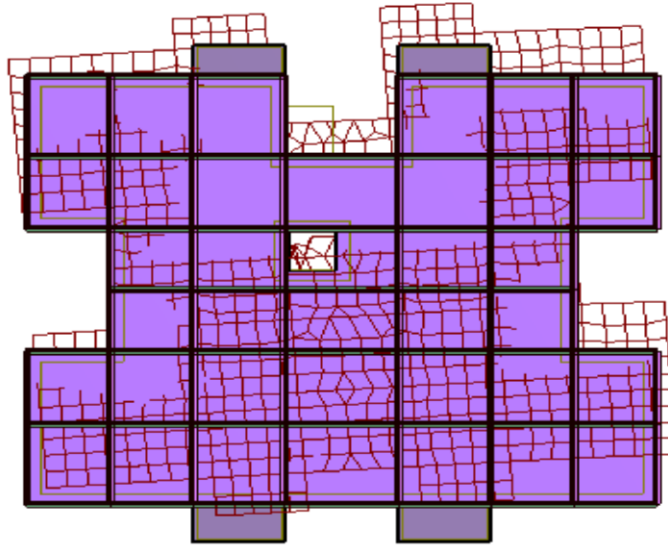


Figure (IV.7) : 2<sup>ème</sup> mode de la translation selon (Y)

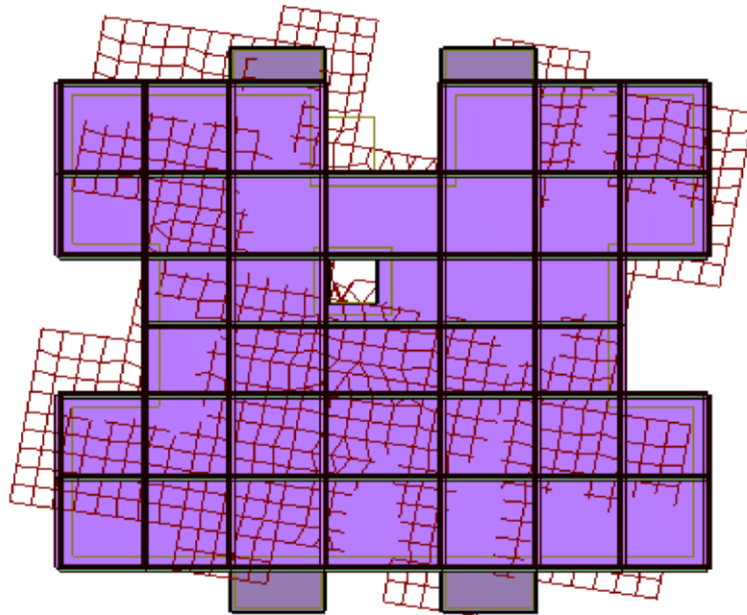


Figure (IV.7) : 3<sup>ème</sup> mode de torsion selon (Z)

**VI-8-5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = p k \Delta_k \leq 0.10$$

$$p k h_k$$

$$p k = \sum n (W G i + \beta W Q i) \dots \text{ Voir paragraphe IV.2.3 formule (4.5)}$$

RPA99/03

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$v_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

hk: Hauteur de l'étage (k).

Tableau. V.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x et sens y

Sens X-X

étage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	- 60727,31	0,2	3257,45	3,1	0,00965 < 0.10	OK
1	- 53776,62	0,4	3178,87	3,1	0,01711	OK
2	- 47484,01	0,5	3046,14	3,1	0,01928	OK
3	- 41341,49	0,6	2880,23	3,1	0,02083	OK
4	- 35278,15	0,6	2663,59	3,1	0,01809	OK
5	- 29214,32	0,6	2390,60	3,1	0,01622	OK
6	- 23216,86	0,6	2061,81	3,1	0,01356	OK
7	- 17396,35	0,6	1687,92	3,1	0,01077	OK
8	- 11575,84	0,5	1248,09	3,1	0,00639	OK



9	-5759,24	0,5	697,53	3,1	0,00344	OK
Sens y-y						
étage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	- 60727,31	0,1	3747,65	3,1	0,00523	OK
2	- 53776,62	0,2	3666,30	3,1	0,00946	OK
3	- 47484,01	0,2	3497,65	3,1	0,00876	OK
4	- 41341,49	0,2	3280,44	3,1	0,00813	OK
5	- 35278,15	0,3	3027,18	3,1	0,01128	OK
6	- 29214,32	0,3	2725,78	3,1	0,01037	OK
7	- 23216,86	0,3	2372,08	3,1	0,00946	OK
8	- 17396,35	0,3	1966,99	3,1	0,00855	OK
9	- 11575,84	0,3	1467,18	3,1	0,00762	OK
10	-5759,24	0,3	819,62	3,1	0,00678	OK

**Conclusion :** On a  $\theta_i < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul d'éléments structuraux.

#### -8-6. L'effort normal réduit sur les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \text{ Avec}$$

$B_c$  : Section du béton comprimé.

$N_d$ : Effort normal de compression obtenue par le logiciel Robot

Tableau. V.11. Différents efforts obtenus selon la combinaison G +Q - Ex

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1830,34	75,87	159,90	14,15	68,96	48,03
<b>Barre</b>	45	3	147	99	2693	3
<b>Noeud</b>	89	5	74	1041	1009	5
<b>Cas</b>	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	-680,64	-70,53	-213,13	-12,41	-90,43	-54,22
<b>Barre</b>	34	73	59	61	2170	2723
<b>Noeud</b>	67	113	1011	1010	814	1039
<b>Cas</b>	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)

$$V = \frac{1830340}{500 \times 500 \times 25} = 0.29 < 0.3 \text{ (C.V)}$$

### 8-9 Vérification du risque de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

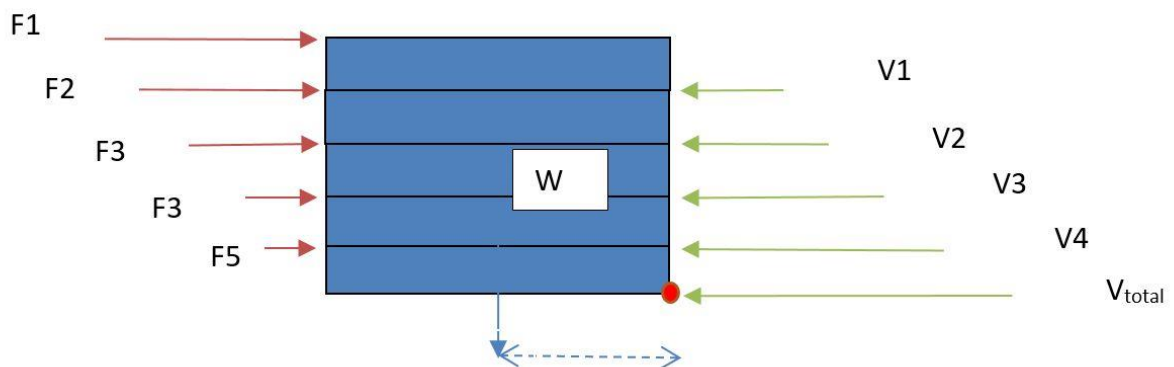


Figure (IV.9) Vérification du risque renversement

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction,

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.25$

Avec :  $M_s$  : Moment stabilisateur.

Et  $M_r$  : Moment renversant.

**DIRECTION X**

ETAGE	V <sub>x</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	X <sub>g</sub> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	3257,44	3,1	91924,62	13,25	243,567	1218001,215
2	3178,87	6,2			822,926	
3	3046,14	9,3			1542,963	
4	2880,23	12,4			2686,336	
5	2663,59	15,5			4231,345	
6	2390,6	18,6			6115,68	
7	2061,8	21,7			8113,196	
8	1687,92	24,8			10907,784	
9	1248,09	27,9			15360,903	
10	697,52	31			21293,9	
11	10,62	33,8			358,956	
<b>SOMME</b>					71677,556	<b>OK</b>

**DIRECTION Y**

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	3747,69	3,1	91924,6	11,2	252,309	1029555,52
2	3666,3	6,2			1045,63	
3	3497,65	9,3			2020,053	
4	3280,44	12,4			3140,548	
5	3027,17	15,5			4671,545	
6	2725,78	18,6			6578,82	
7	2372,08	21,7			8790,453	
8	1966,99	24,8			12395,288	
9	1467,18	27,9			18066,645	
10	819,63	31			24987,55	
11	13,58	33,8			459,004	
				0		
<b>SOMME</b>					82407,845	<b>OK</b>

Cette condition étant vérifiée dans les deux sens donc notre structure est stable vis-à-vis du renversement.

**9-Nouvelle valeur du coefficient de comportement R :**(selon une étude réalisée par Dr. Ing R. Taleb)

Tableau (IV.10) : Diagramme du pourcentage de distribution de l'effort tranchant

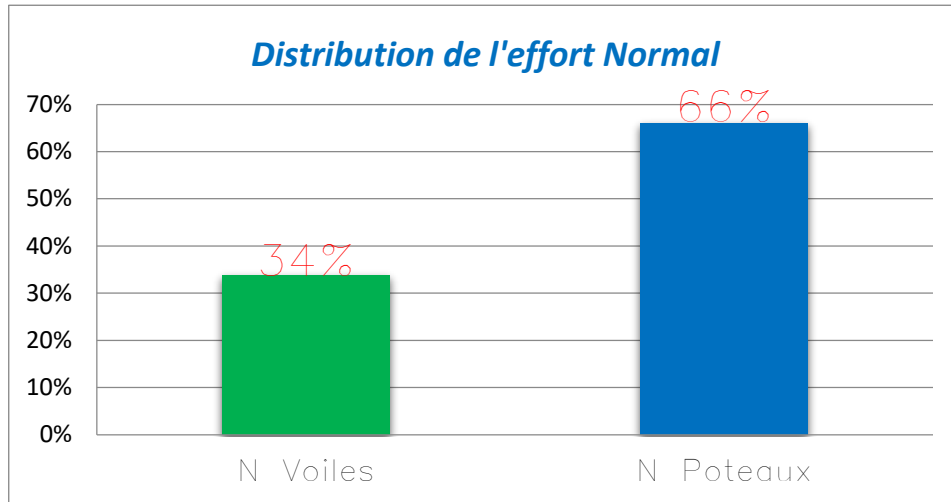
<b>Hauteur du bâtiment</b>		33,8	
----------------------------	--	------	--

**Le coefficient de comportement R = 5**

Etage	Voiles de contreventement			étage	Poteau		
	Effort tranchant(KN)		Effort normal(kN)		Effort tranchant(kN)		Effort normal(kN)
	Tx	Ty	N		Tx	Ty	N
1	2252,24	2984,33	-5566,47	1	1005,21	763,35	-11491,1
2	2487,97	3307,01	-5024,17	2	690,89	359,29	-9831,63
3	2261,39	3111,94	-4430,73	3	784,75	385,71	-8510,07
4	2005,87	2869,98	-3842,69	4	874,37	410,46	-7334,4
5	1750,89	2605,84	-3276,44	5	912,7	421,33	-6215,14
6	1484,1	2307,16	-2698,28	6	906,5	418,61	-5107,8
7	1192,56	1966,06	-2104,86	7	869,24	406,02	-4082,08
8	874,45	1582,14	-1621,9	8	813,47	384,85	-3122,85
9	511,3	1113,16	-1127,09	9	736,79	354,02	-2175,48
10	-65,65	457,31	-612,37	10	763,18	362,32	-1248,02
11	10,62	13,58	0	11	0	0	0

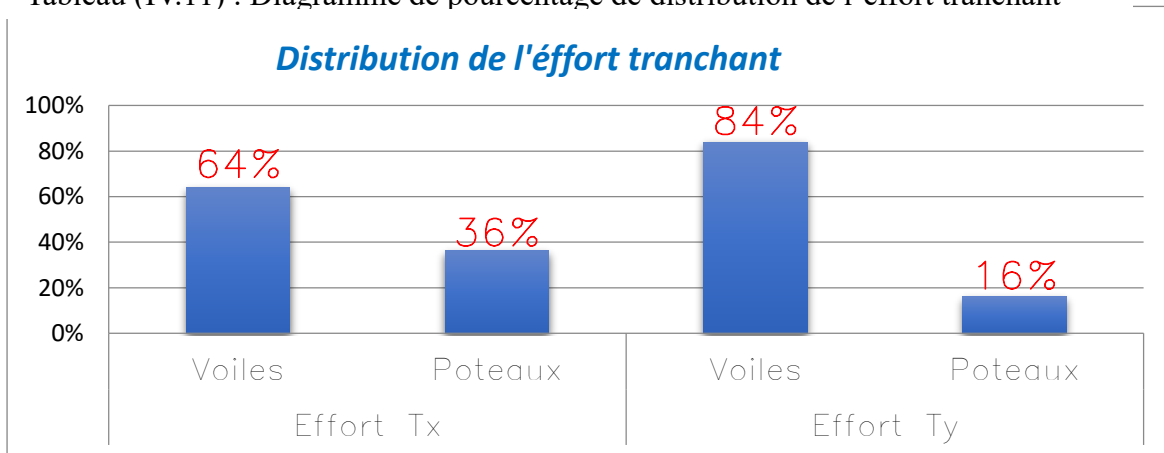
### 10-Vérification de l'interaction portique-voiles :

Tableau (IV.11) : Diagramme de pourcentage de distribution de l'effort normal



Selon les résultats présentés dans les tableaux ci-dessus, on constate que les efforts verticaux repris par les voiles sont  $> 20\%$ , sachant aussi que  $H_{tot} = 33.8 \text{ m} > 33 \text{ m}$  d'où la valeur à prendre en compte dans le calcul de R étant 5.

Tableau (IV.11) : Diagramme de pourcentage de distribution de l'effort tranchant



### 11-Conclusion :

En se référant sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, telles que séisme.

# **Chapitre V**

# **Ferraillage des éléments structuraux**

## 1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014) et (Expert BA 2010).

- ✓ Les poteaux seront ferrailés en flexion composée
- ✓ Les poutres (principale, secondaire et palière) seront ferrillées en flexion simple.
- ✓ Les voiles seront ferrailés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

Les sections de ferrailage seront obtenues par le cas le plus défavorable selon les règles BAEL99, les règles parasismiques Algérienne (RPA99/version 2003) et les résultats donnés par robot expert

## 2 Ferrailage des poteaux :

Le rôle des poteaux, c'est de transmettre des efforts appliqués au niveau des différents étages (soit le réseau de poutre, soit la dalle) vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et le sens transversal). Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Le calcul se fait sous les combinaisons fondamentales ELS et ELU plus les huit combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0.8G \pm E_x$$

$$0.8G \pm E_y$$

### 2-1- Recommandation de ferrailage des poteaux

Selon RPA 99 / 2003 (article 7.4.2) les armatures longitudinales doivent :

- Être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Avoir un pourcentage minimal de 0.8% en zone courante (zone II).

- Pourcentage maximal de 4% en zone nodale
- Pourcentage maximal 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 cm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \varnothing$  (zone II  $f_e$  400).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Les armatures transversales doivent

Calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$A_t$  : espacement des armatures transversales.

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature Transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$f_e = 400$  MPa.

Selon le BAEL99,  $\Phi_t \leq \min \left( \frac{h_t}{35}, \frac{b_1}{10}, \Phi_l \right)$

Avec  $\Phi_l$  : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Selon l'RPA 99 2003 (Art 7.4.2.2) :

Armatures transversales :

Zone nodale:  $t \leq \text{Min} (10 \Phi_l ; 15 \text{ cm})$  zone II a

Zone courant:  $t \leq 15 \Phi_l$

. Avec :  $\Phi_l$  le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.



Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing$  minimum.

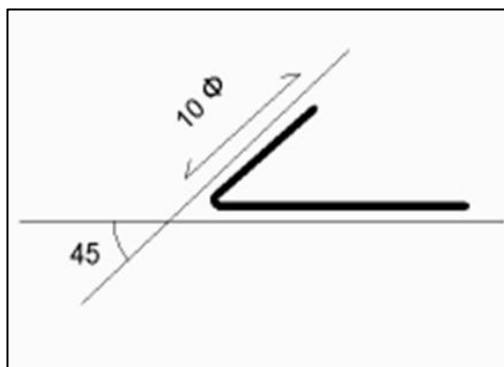


Figure (V.1) : Crochet des barres horizontales

### A- Ferrailage longitudinal

#### 1-Méthode de calcul du ferrailage longitudinal :

Introduisant les quatre combinaisons suivantes dans Robot Expert 2010, afin d'avoir la combinaison la plus défavorable

- -ELU

- L'effort normal max du poteau le plus sollicité et les deux moments  $M_y$  et  $M_z$  correspondant

- -ACC

- L'effort normal min du poteau le plus sollicité et les deux moments  $M_y$  et  $M_z$  correspondant

- Le moment  $M_y$  max du poteau et le moment  $M_z$  et l'effort normal correspondant

- Le moment  $M_z$  max du poteau et le moment  $M_y$  et l'effort normal correspondant

On compare les sections de ferrailage obtenues vis-à-vis des conditions du RPA99/2003 et du BAEL99.

**2-Résultats des sollicitations agissant sur les poteaux :** Les résultats seront résumés dans les tableaux suivants :

Comparaison des résultats obtenus selon le BAEL99 et recommandations du RPA99/2003

**Tableau (V-1) Récapitulatif des combinaisons la plus défavorables**

	N (KN)	My (KN.m)	Mz(KN .m)
<b>ELU</b> (combinaison 1)	2236,89	11,58	6,21
<b>ACC</b> (combinaison 2)	100,58	68.96	-3,56
<b>ACC</b> (combinaison 3)	75,37	-1,89	-54,22
<b>ACC</b> (combinaison 4)	31.37	26.87	-14,00

$A_s$  (calcul) = 8.8cm<sup>2</sup>

- **Selon le BAEL99 :**

$A_{min} = \max \{0.2\% \times (a \times b) ; 4 \times 2(a + b)\} = 0.2\%((50 \times 50) ; 4 \times 2(50 + 50))$

$A_{min} = 8 \text{ cm}^2$

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

En zone II, la section de ferrailage minimale doit être au moins 0,8% de la section du poteau.

Soit :  $A_{min} = 0.8\% \times a \times b = 0.8\% (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$

**-3-Résultats de ferrailage des poteaux**

**Tableau (V-2) Résultats de ferrailage des poteaux**

Étages	Section	Amin RPA	Amin BAEL	A Expert	Ferrailage longitudinal		Ferrailage Transversal		
					Section	Choix	t	t'	At
RDC	50x50	20	8	8.8	24.13	12HA16	10	20	2.1
1 <sup>er</sup>	50X50	20	8	8.8	24.13	12HA16	10	20	2.1
2 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1
3 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1
4 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1
5 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1
6 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1
7 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1

8 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1
9 <sup>ème</sup>	50X50	20	8	8.8	20.36	8HA14+4HA16	10	20	2.1

### 3-Conditions sur les armatures longitudinales selon le BAEL99 :

#### -3-1-Pourcentage maximal :

$$A_{max} = 4\% (a \times b) = 0.04 \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 100 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

#### -4- Longueur de recouvrement :

Pour les barres à haute adhérence de nuance FeE400, la longueur de recouvrement forfaitaire est de  $40 \varnothing$ , soit :  $l_r = 40 \varnothing = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

### 5-Conditions sur les armatures longitudinales selon le R.P.A99/ 2003 :

Les armatures longitudinales seront réalisées à partir de barres à haute adhérence (HA), avec un diamètre minimum de 12 mm.

$$\varnothing_{min} = 14 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### -5 1-Pourcentage maximal :

On ne doit en aucun cas, dépasser les 2 valeurs limites suivantes

##### -5-1-1 Zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 50 \times 50$$

$$A_{max} = 100 \text{ cm}^2 > A_{adopté} = 24.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### -5-1-2-Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 50 \times 50$$

$$A_{max} = 150 \text{ cm}^2 > A_{adopté} = 24.13 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**5-2 Jonction des armatures** : Les jonctions des armatures seront effectuées à l'extérieur des zones nodales.

#### 5-3 Détermination de la zone nodale :

$$l' = \max \left( \frac{h_e}{6}, a, b, 60 \text{ cm} \right) \max \{ 290/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$$

**6-Vérifications des sollicitations tangentés :**

Sous l'action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $t_{bu}$  doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$t_{bu} = \rho d \times f_{c28}$$

**6.1 Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b) = (0.7 \times 3.10) / 0.5 = 4.34$$

$$\lambda_g < 5D \text{ où } : \rho d = 0,075.$$

Contrainte tangente sous sollicitation sismique  $C_{uy} = 0.33 \text{ MPa}$

$$0.33 < t_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ MPa} \quad \text{condition} \quad \text{vérifiée}$$

**B-Ferrailage transversal :****-1 Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t = \varnothing_{lmax} / 3 = 14/3 = 4.66 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les 2 conditions suivantes

$$8 \text{ mm} > \varnothing_t / 3 = 14/3 = 4.66 \quad \text{condition} \quad \text{vérifiée}$$

$$\varnothing_t \leq \min (b / 10, h/35, \varnothing_l) = \min (50 ; 14,2 ; 16) \quad \text{condition} \quad \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres HA8 et étrier.

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

**-2-Espacement en zone nodale :**

Selon l'article 7.4.2.2 du R.P.A99/ 2003, l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone nodale en zone II est :

$$S_t \leq \text{Min} (10 \varnothing_l ; 15 \text{ cm})$$

Soit un espacement en zone nodale de :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**-3-Espacement en zone courante :**

Selon l'article 7.4.2.2 du RPA99/2003, l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone courante en zone II est :  $S_t \leq 15\phi = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$

Soit un espacement en zone courante :  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Les cadres seront fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de :  $10 \times \phi_t = 8 \text{ cm}$

**-4-Armatures transversales selon le BAEL99** : il faut que  $\tau_{\text{max}} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{\text{max}} = 0.33 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu nuisible, d'où  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right)$  :

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{armature transversale droit}$$

**-5-Espacement des cadres  $S_t$  : l'espacement transversal doit vérifier la condition**

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = (40.5; 40) = 40 \text{ cm} \text{ et on a } s_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{201 \times 400}{400 \times 150} = 1.34 \geq \text{Max}\left(\frac{1.02}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.51 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**-C- Schéma de ferrailage des poteaux:**

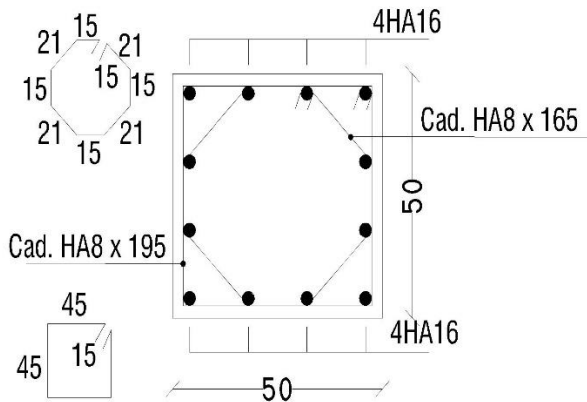


Figure (V-2) Poteau RDC et 1<sup>er</sup> étage 12HA16

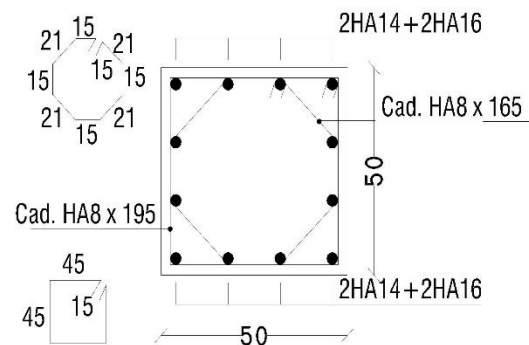


Figure (V-3) Poteau étage courant 8HA14+4HA16

**3-Ferrailage des poutres :****3-1 Poutre principale :****A- Armatures longitudinales :****1-condition d'armature minimale**

$$\text{BAEL91} \quad A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{RPA99/2003} \quad A_{\min} = 0,5\% \times B \quad \text{Avec } B : \text{ la section de la poutre}$$

**Tableau (V-3) Récapitulatif moments max agissant sur les poutres**

Niveau	En appuis (KN.m)			En travée (KN.m)			CZ MPa
	Mu	Ms	Macc	Mu	Ms	Macc	
<b>Terrasse</b>	-66,18	-48,28	-79,78	40.53	29.55	31.4	2.35
<b>EC+RDC</b>	-83.95	-61,23	-90,43	38.55	27.82	42.95	2.39

**Tableau (V-4) Choix du ferrailage**

Niveau	Travée				Appui				Choix d'armatures	
	Aexpert (cm <sup>2</sup> )	RPA	BAEL	A adopté (cm <sup>2</sup> )	A exper (cm <sup>2</sup> )	RPA	BAEL	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Travée	Appui
<b>Terrasse</b>	5.9	6	1.3	6	3.4	6	1.3	6	6HA12	6HA12
<b>EC+RDC</b>	3.6	6	1.3	6	7.2	6	1.3	7.2	6HA12	3HA12+3HA14

**Remarque :** les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

**2-Vérifications selon le BAEL99 :****2-1-Section minimale :**

$$A_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**3-Vérifications selon le R.P.A99/ 2003 :**

$$AT = A_a + A_t = 13.58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3-1-Pourcentage maximal :****3-1-1-Zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$AT = 23,44 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3-1-2-Zone nodale :**

$$A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$AT = 24.98 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**-4-La longueur de recouvrement minimale ( $l_r$ ) :**

La tour est implantée dans la zone II, la longueur de recouvrement sera donc égale à  $40 \varnothing$  ( $\varnothing$  étant le diamètre des barres) d'où :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

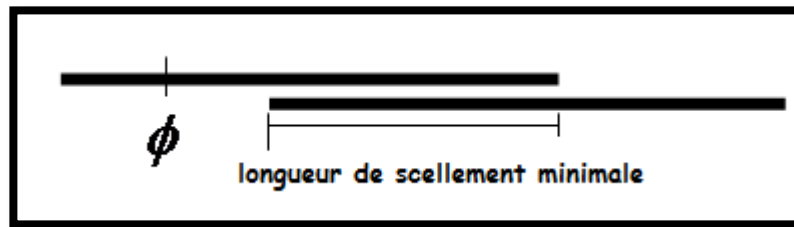


Figure (V.4) : Longueur de recouvrement des aciers dans les poutres.

**b- armatures transversal :****1-Vérifications - selon le BAEL99 :****1-1-Donné**

- Poutre terrasse  $\tau_u = 2.35 \text{ MPa}$
- Poutre étage courant + RDC  $\tau_u = 2.39 \text{ MPa}$
- La fissuration est peu nuisible, d'où :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales seront droites.

**2-diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t = \varnothing_l / 3 = 14 / 3 = 4,66 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq \min (b / 10, h / 35, \varnothing_l) = \min (50, 14.2, 12) \quad \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres HA8+ un étrier. Soit  
:  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

### 3-Espacement des cadres selon les règles BAEL99 :

$$S_t = \min (15\phi_1; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 14 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

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

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

On doit vérifier :  $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_{tu}}{2} ; (0,4 \text{ MPa}) \right)$

$1,786 > 0,4$  Condition vérifiée.

### 4-Vérifications selon le R.P.A99/ 2003 :

#### 4-1-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (12 \phi_1 ; \frac{h}{4}) = \min (12 \times 1,2 ; 10) = 10 \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

#### 4-2-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}, \text{ on adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

On doit vérifier la condition  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t (\text{Adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4-3-La longueur de la zone nodale(l) :

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

Notre choix ;  $A_t = 2,01$  soit 4HA8 (cadre + étrier)

$S_t$  zone nodale 10 cm

$S_t$  zone courant 15cm

### C-Schéma du ferrailage de la poutre principale :



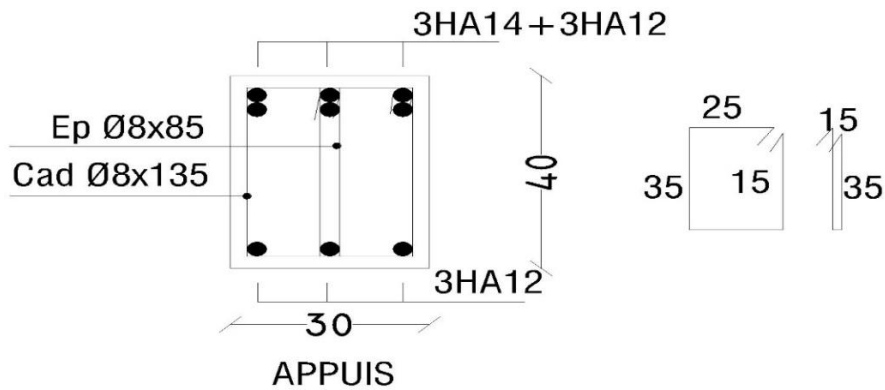


Figure (V.5): Ferrailage de la poutre principale (RDC et EC), sur appui

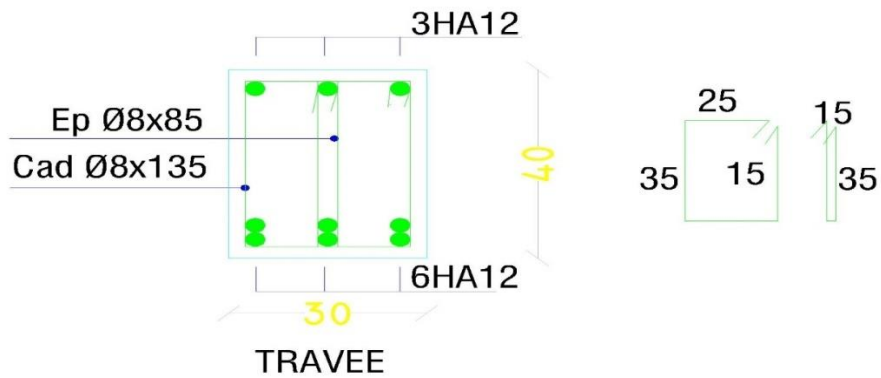


Figure (V.6): Ferrailage de la poutre principale (RDC et EC), en travée

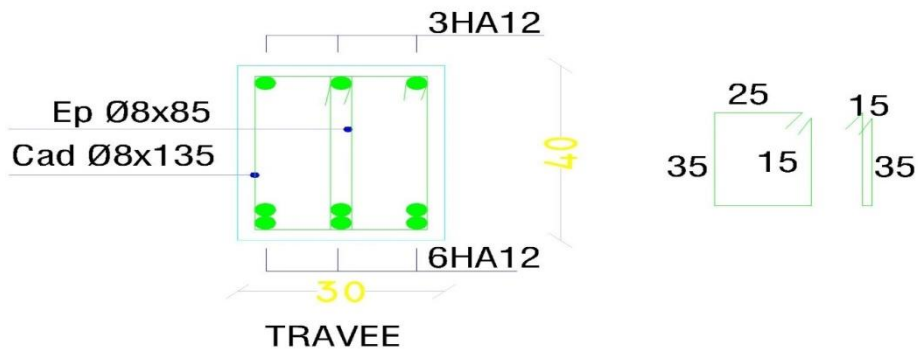


Figure (V.7): Ferrailage de la poutre principale au niveau terrasse, en travée

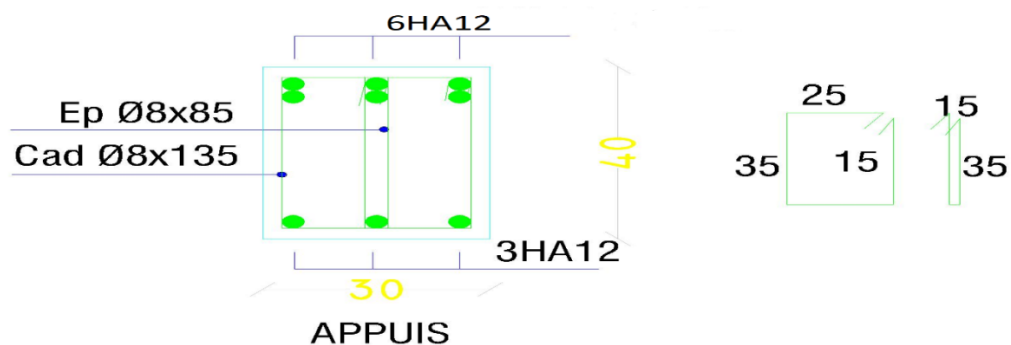


Figure (V.8): Ferraillage de la poutre principale au niveau terrasse, sur appui

**3-2-Poutre secondaire :**

**A-Armatures longitudinales :**

**1-Condition d'armature minimale :**

Selon le BAEL91  $A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA99/2003  $A_{min} = 0.5\% \times B$

B : la section

**Tableau (V-5) Récapitulatif des moments max agissent sur les poutres [KN.m/m]**

	En appuis			En travée			CU
	Mu	Ms	Macc	Mu	Ms	Macc	
<b>Terrasse</b>	-56,31	-40.33	--60.19	31.29	22	41.44	0.51
<b>EC et RDC</b>	-61.31	-43.91	-66.10	36.09	25 .54	48.27	1.62

**Tableau (V-6) Choix de ferraillage**

Étages	Travée				Appui				Choix d'armatures	
	Aexpert (cm²)	RPA	BAEL	A adopté (cm²)	Aexpert (cm²)	RPA	BAEL	A adopté (cm²)	Travée	Appui
<b>Terrasse</b>	3	6	1.3	6cm	4.8	6	1.3	6.	6HA12	6HA12
<b>Ec et RDC</b>	3.5	6	1.3	6	5.2	6	1.3	6	6HA12	6HA12

**Remarque :** les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

## 2-Vérifications selon le BAEL99 :

### 2-1-Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

## 3-Vérifications selon le R.P.A99/ 2003 :

### 3-1-Pourcentage minimal :

$$AT = A_a + A_t = 13.58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3-2-Pourcentage maximal :

#### Zone courante :

$$A_{max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$AT = 13,58 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Zone nodale :

$$A_{max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$AT = 13.58 \text{ cm}^2 < A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 4-La longueur de recouvrement minimale ( $l_r$ ) :

La tour est implantée dans la zone II, la longueur de recouvrement sera donc égale à  $40 \varnothing$  ( $\varnothing$  étant le diamètre des barres) d'où :

$$l_r = 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$$

## B-Armature transversale :

### 1-Vérifications selon BAEL99 :

$$\text{Poutre terrasse } \tau_u = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutre étage courant + RDC} \quad \tau_u = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\text{La fissuration est peu nuisible, d'où : } 0.2 f_{c28} \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront droites.

### 1-2-Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t = \varnothing_l / 3 = 12/3 = 4 \text{ cm, soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq \min (b / 10, h / 35, \varnothing_l) = \min (50, 14, 12) \quad \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres HA8+ un étrier. Soit  
:  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

### 1-3-Espacement des cadres :

$$S_t = \min (15\phi_l; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 12 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

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

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ , la section choisie est acceptable si la condition au-dessous est vérifiée :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; (0.4 \text{ MPa}) \right)$$

$1.786 > 0.4$  Condition vérifiée.

### 2-Vérifications selon le R.P.A99/ 2003 :

#### -2-1-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (12 \phi_l ; \frac{h}{4}) = \min (12 \times 1.2 ; 10) = 10 \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

#### 2-2En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm, on adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

On doit vérifier la condition  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t (\text{Adopté}) = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 2-3-Longueur de La zone nodale(l) :

$$l = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

Notre choix :  $A_t = 2.01$  soit 4HA8 (cadre + étrier)

$S_t$  zone nodale 10 cm

$S_t$  zone courant 15 cm

### C-Schéma du ferrailage de la poutre secondaire :

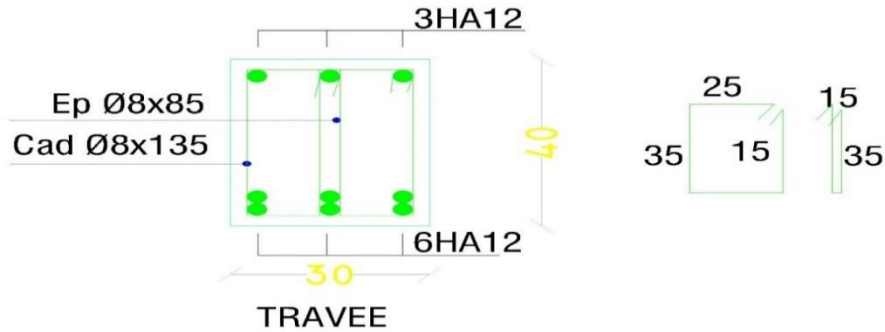


Figure (V.9) : Ferraillage poutre secondaire au niveau terrasse et EC, en

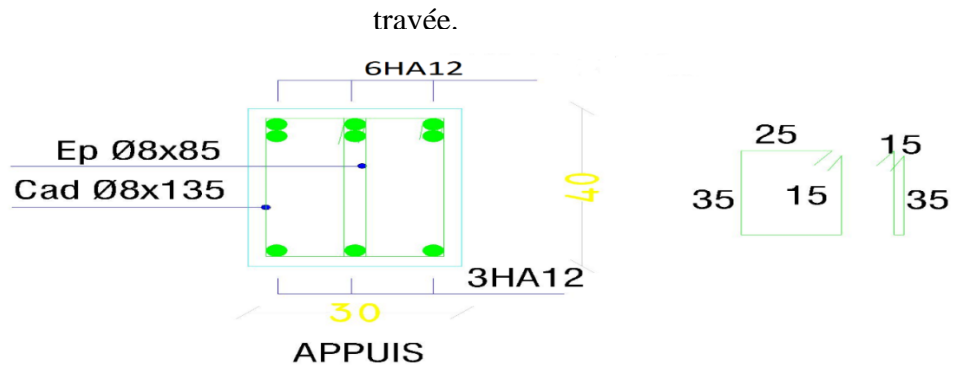


Figure (v.10) : Ferraillage poutre secondaire au niveau terrasse et étage courant, sur appui

**4-Les voiles :**

**1-Introduction :**

Le modèle le plus simple d'un voile rectangulaire, est assimilé à une console verticale encastree à sa base, soumise à une sollicitation de flexion composée avec compression. Elle est soumise à un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  et un moment fléchissant  $M$  qui est maximal dans la section d'encastrement.

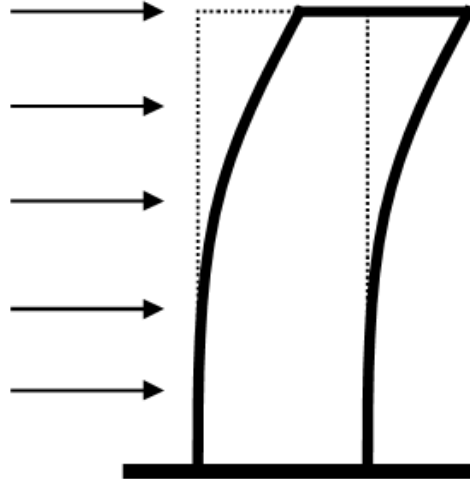


Figure (V.11) Comportement du voile est similaire à celui d'une console

## 2-Ferrailage du voile :

### 2-1 Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci- dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

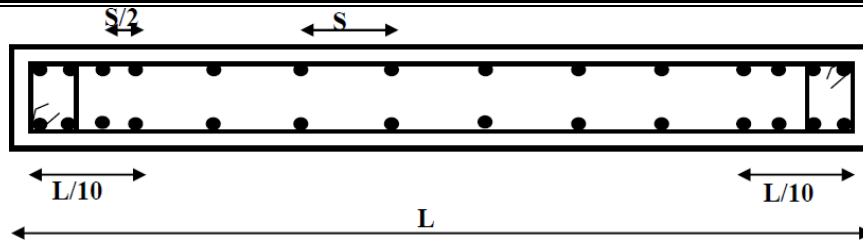


Figure (V.12) : Disposition des armatures verticales dans le voile.

### 2-2 Aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10 \varnothing$ .

### 2-3 Règles communes (selon le RPA99/2003) :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $St < \min(1.5x_a; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre  $\varnothing_t$  des épingles est :  
 $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$  lorsque  $\varnothing_1 \leq 20 \text{ mm}$   $\varnothing_t = 3 \text{ mm}$  lorsque,  $\varnothing_1 > 20 \text{ mm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à  $40 \varnothing$ .

### 2-4 Combinaisons des charges :

Pour le calcul de ferrailage des voiles selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003) exige les deux combinaisons suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Tableau (V.7) : Les voiles les plus sollicités dans les deux sens

Niveau	N (KN)	M (kN)	Ty( KN)
RDC	-2667,03	766,08	307,96
1 <sup>er</sup> étage	-2397,86	-657,06	-312,30
2 <sup>eme</sup> étage	-2054,59	441,62	-275,22
3 <sup>eme</sup> étage	-1726,79	332,07	-256,48
4 <sup>eme</sup> étage	-1406,84	241,49	-227,48
5 <sup>eme</sup> étage	-1093,14	170,98	-207,74
6 <sup>eme</sup> étage	-801,59	106,31	-174,19
7 <sup>eme</sup> étage	-557,79	55,67	-139,35
8 <sup>eme</sup> étage	-343,47	30,54	-45,56
9 <sup>eme</sup> étage	-160,86	13,32	-44,53

**25 Méthode de calcul :** on utilise la méthode semi-automatique de ferrailage par la détermination de la section d'aciers par le logiciel robots expert 2010 après avoir introduit les résultats des cas les plus défavorables retenus par logiciel robot structural 2014, Le choix d'armatures se fera manuellement et la vérification de la section minimum d'armature se fera après le calcul de la zone tendu des bétons par la méthode des moments en suivra les étapes suivantes :

- **On détermine les contraintes par la formule suivante :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refend considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refend considéré.

I : moment d'inertie du refend considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

- **On détermine la longueur du béton tendu par la formule suivante**

$$l_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} x l$$



$$l_t = l - l_c$$

Avec :

$l$  : longueur de voile.

$l_c$  : longueur comprimée de voile.

$l_t$  : longueur tendue de voile

**Remarque :**

Si  $\sigma_1, \sigma_2 > 0$  .....section entièrement comprimée.

Si  $\sigma_1, \sigma_2 < 0$  ..... section entièrement tendue.

Si  $\sigma_1 \times \sigma_2 < 0$  .....section partiellement comprimée

**2-6 Ferrailages voiles RDC +1<sup>re</sup> et 2<sup>ém</sup> étage :**

**Tableau (v.8) : Données du voile RDC**

VOILES V.CV.1	RDC
N(t) : Effort Normal	-266,70
M(t, m) : Moment de flexion	76,61
L(m) : Longueur du voile	4,20
e (m) : Épaisseur du voile	0,20
A m <sup>2</sup>	0,84
I (m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	1,2348
Y(m) : Bras de levier	2,10
$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	-447,8
$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	-187,2
Longueur de la zone tendue	4.2

$$A_t \text{ expert} = 38 \text{ cm}^2$$

**261 Armatures verticales :** Le pourcentage du ferraillage minimal des armatures verticales sur la zone tendue devant rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu

$$A_{min} = 0.002 \times 420 \times 20 = 16.8 \text{ cm}^2. \quad A_s > A_{min} \quad \dots \text{ CV.}$$

**2611 L'espaceur (selon RPA article 7.7.4.3) :**

✓ Zone nodale :

$$L' = \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm}$$

$$St \leq 30 \text{ cm. Alors } St = 10 \text{ cm.}$$

✓ Zone courante :

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm } St \leq 30 \text{ cm. alors } St = 15 \text{ cm.}$$

On adopte pour le ferraillage de voile 2X 30HA14

**262 Les armatures transversales :** pour une bande de 1 ml :

$$A_{min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

**2621 L'espaceur (selon RPA99/2003 article 7.7.4.3) :**  $St \leq 1.5a$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm } St \leq 30 \text{ cm. Alors } St = 20 \text{ cm.}$$

**2-7 ferraillages Étage courant (3<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage)**

**Tableau (v.9) : Donné du voile étage-courant**

<b>VOILES V.CV.1</b>	<b>RDC</b>
N(t) : Effort Normal	-172,68
M(t, m) : Moment de flexion	33,21
L(m) : Longueur du voile	4,20
e(m) : Épaisseur du voile	0,20
A m2	0,84

I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	1,2348
Y(m) : Bras de levier	2.1
$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	-262,0
$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	-149,1
Longueur de la zone tendue " Lt(m)	4.2

$$A_s \text{ robot} = 27,1 \text{ cm}^2$$

**2-7-1 Armatures verticales** Le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu

$$A_{min} = 0.002 \times 4.2 \times 20 = 16.8 \text{ cm}^2. \quad A_s > A_{min} \quad \dots \text{ CV.}$$

**2-7-1-1 L'espaceur (selon RPA article 7.7.4.3) :**

✓ **Zone nodale :**

$$L' = \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 1.5a$$

$$S_t \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \quad S_t \leq 30 \text{ cm. alors } S_t = 10 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq 1.5a$$

$$S_t \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \quad S_t \leq 30 \text{ cm. Alors } S_t = 15 \text{ cm.}$$

On adopte pour le ferrailage horizontal de voile 2x 30HA12. Du troisième étage jusqu'à la terrasse

**272 Les armatures transversales pour une bande de 1 mètre :**

$$A_{min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2.$$

L'espaceur (selon RPA99/2003 article 7.7.4.3) :

$$S_t \leq 1.5a \quad S_t \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \quad S_t \leq 30 \text{ cm. Alors } S_t = 15 \text{ cm.}$$

3 Schéma de ferrailage :

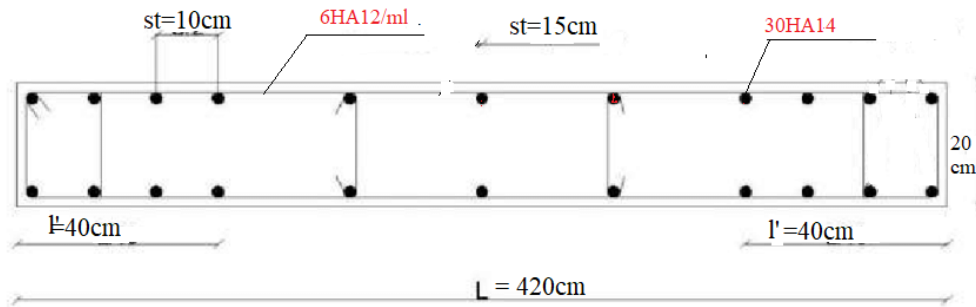


Figure (V.13) : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (RDC + 1er + 2ème étage)

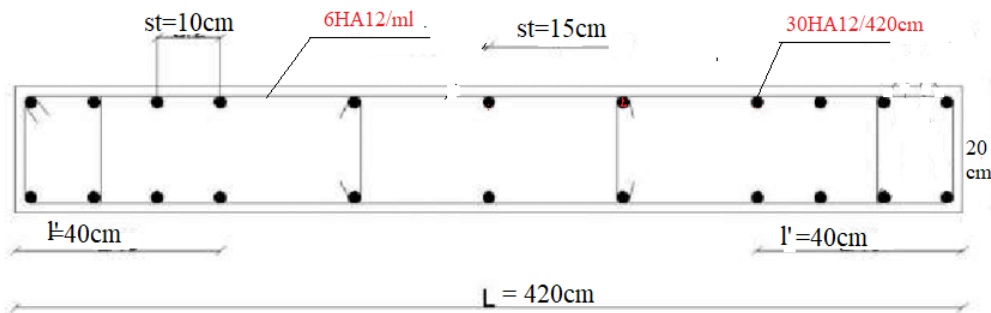


Figure (V.14) : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (3<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage)

*Chapitre VI*  
*Étude des fondations*

**1 Introduction :** On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage,

**2 Fonctions assurées par les fondations :** La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

- Une force horizontale résultante, par exemple, l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

**3 Choix des fondations :** deux critères principaux sont recommandés pour le bon choix, le premier et plus important d'assurer la stabilité de l'immeuble et la sécurité corporelle des locataires et la deuxième, c'est minimiser les couts

Dans notre structure, on a choisi un radier nervuré pour les raisons suivant

- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur)
- L'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante (quatre mètres d'encrage pour un sol de 1.6 bars de résistance)
- Des charges excentrées en rive de bâtiment (escalier et ascenseur)

#### **4-Etude de l'infrastructure :**

Le système de fondation est constitué d'un radier nervuré. Le modèle de calcul est « Coque » avec la méthode des éléments finis implémentés dans le logiciel Robot structural analysis.

Le radier est calculé comme une dalle pleine nervurée renversée appuyée sur un sol élastique. Le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical  $K_z = 45000 \text{ KN/cm}^3$  (valeur donnée par le rapport géotechnique).

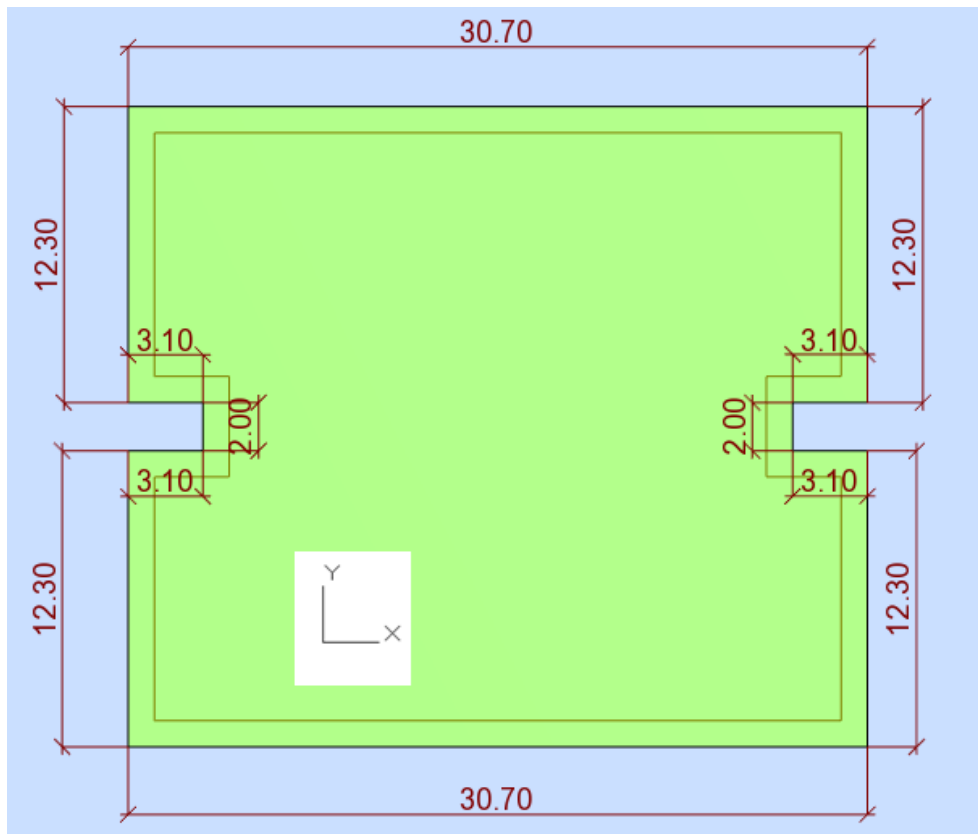


Figure (VI-1) Dimensions en plan du radier

### 5 Prédimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm au min de chaque côté.

#### ➤ Hauteur du radier

Le Prédimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression. Cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
  - 2- Condition de rigidité ;
- Sous réserves des deux autres conditions :
- 3- Condition de non-cisaillement ;
  - 4- Condition de non poinçonnement.

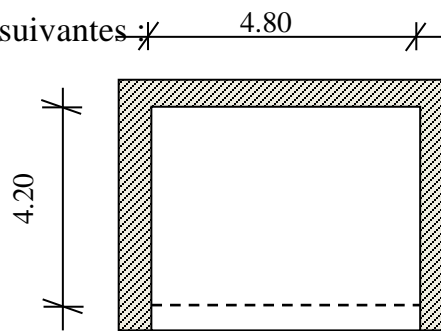


Figure (VI-2) le panneau du grand porté

**5.1 Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec : L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 4.80 \text{ m} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 96 \text{ cm}$$

**5.2 Condition de rigidité :**

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec :  $L_e$  : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

E : module de Young du béton ( $E = 3,2 \cdot 10^4$  MPa) ;

I : Moment d'inertie du radier ;

b : largeur du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas :  $b = 4.80 \text{ m}$ .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (0.045)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 4.80}{3,14}\right)^4} = 0,71 \text{ m}$$

⇒ On prend  $h = 110 \text{ cm}$

- La hauteur des nervures :  $h_n$

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

On prendra  $h_n = 50 \text{ cm}$ .

- Épaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{4.80}{20} = 24 \text{ cm}$$

On prendra  $e = 60 \text{ cm}$

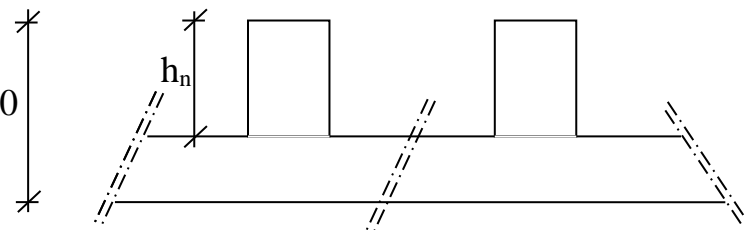




TABLEAU (VI -1) Données relatives aux matériaux, chargement

Données du radier		Coefficient de raideur du sol	
Surface (m <sup>2</sup> )	816.62	Kz (KN/m <sup>3</sup> )	45000
Épaisseur du radier (m)	0.60		
Distance maximale entre deux éléments porteurs (m)	4.80		
Module de Young E (KN/m <sup>2</sup> )	3.2x10 <sup>4</sup>		
Données du béton		Données du sol	
f <sub>c28</sub> [MPa]	25	Contrainte du sol (bar)	1,6 Bar
f <sub>e</sub> [MPa]	400		
Densité du béton KN/m <sup>3</sup>	25		

### 5-3 Vérification des contraintes dans le sol :

#### 5-3-1 Distribution des contraintes à l'ELS

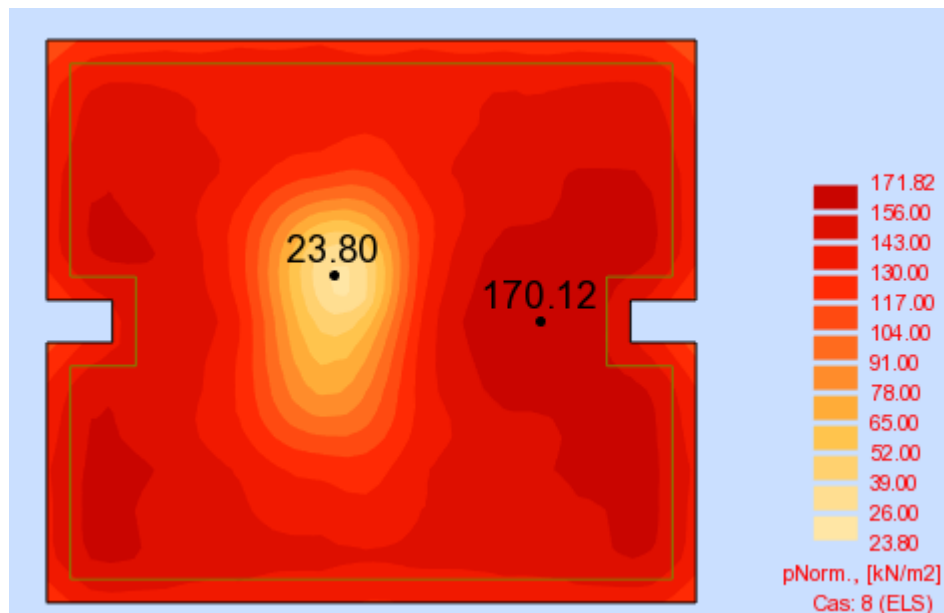


Figure (VI-3) Distribution des contraintes dans le sol à l'ELS

$$\sigma_{\max} = 1.70 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0.24 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.33 \text{ Bar} < 1.6 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 5-3-2 Distribution des contraintes à l'ELU

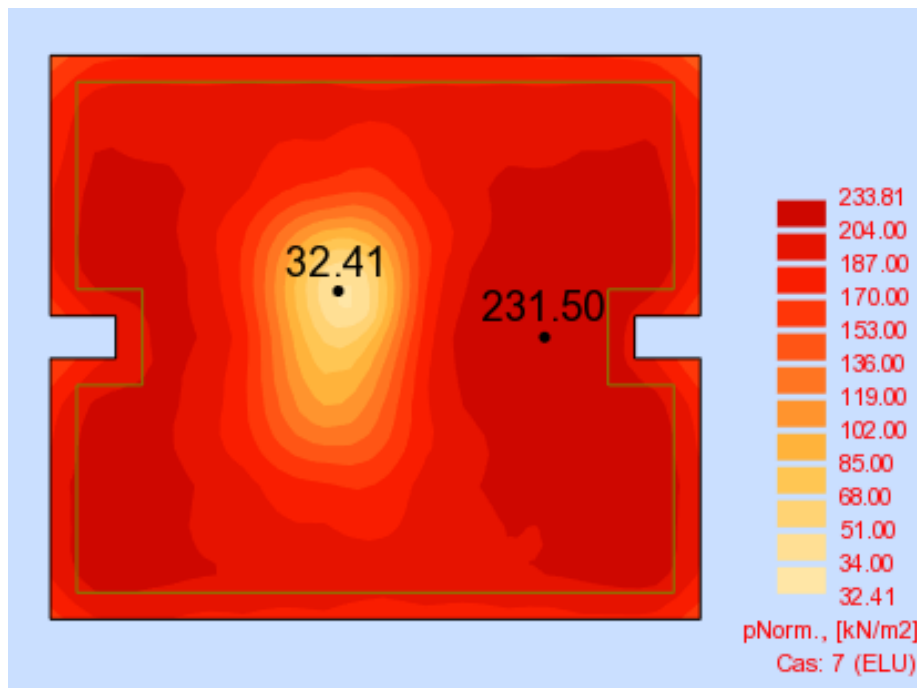


Figure (VI-4) Distribution des contraintes dans le sol à l'ELU

$$\sigma_{\max} = 2.34 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{\min} = 0,33 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1.84 \text{ Bar} < 2.4 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 5-3-3 Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelles

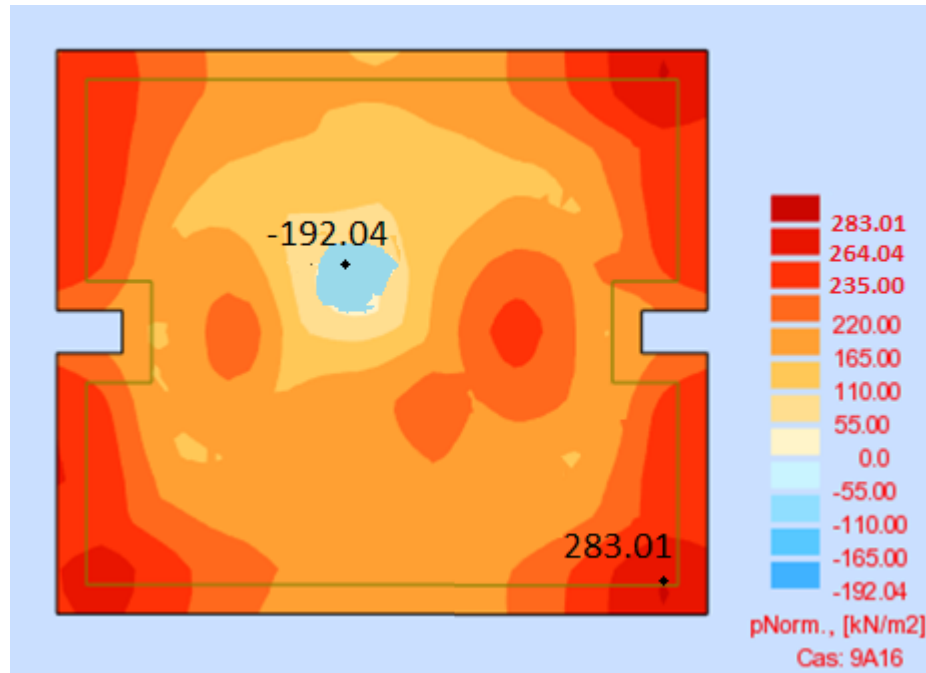


Figure (V1-5) Distribution des contraintes dans le sol ACC

$$\sigma_{max} = 2.83 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = -192.04 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes triangulaire :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max}}{4} = 2.12 \text{ Bar} < 2.4 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 5-4 Vérification au non poinçonnement du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

Avec  $P_u$  : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

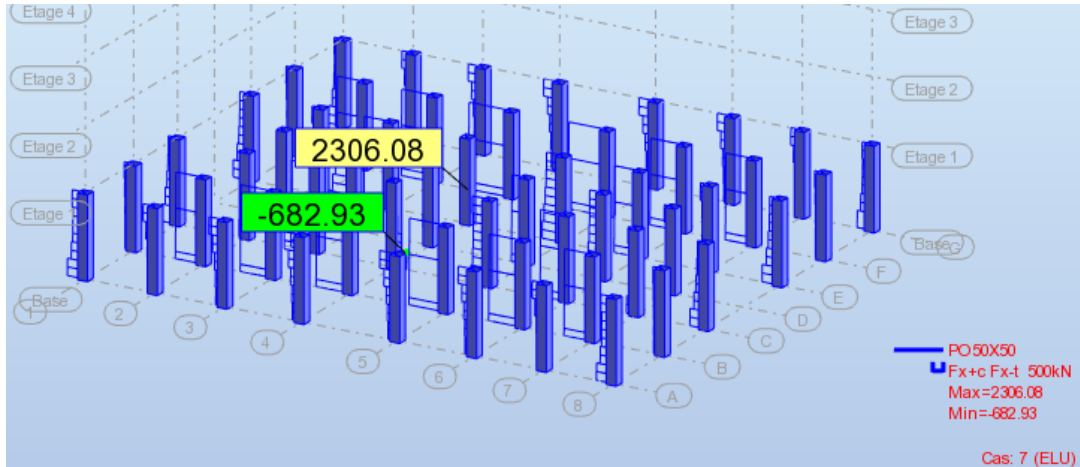


Figure (VI -6) Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,50 m x 0,50 m)	
$P_U$	230.6 t
a	0.50 m
b	0,50 m
h	1.1 m
$U_C$	6.4 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	528 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U / (h \times U)$	32.76 t/m <sup>2</sup>
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	75,00 t/m <sup>2</sup>
Vérification	Condition vérifiée

## 5- 6 Ferrailage du radier

5-6-1 Les moments fléchissant max dans les sens **XX** à ELU/ELS/ACC :

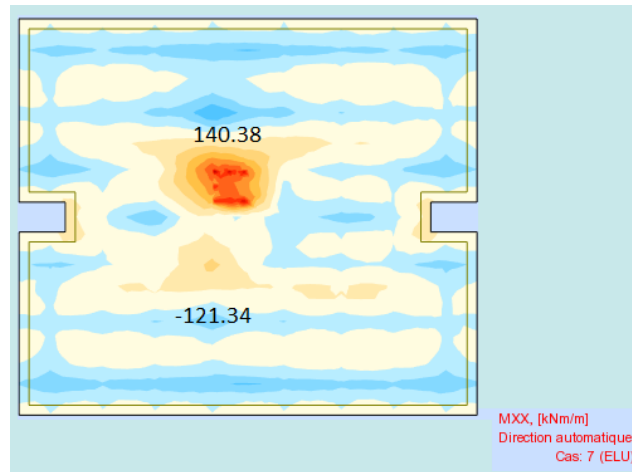


Figure (VI-7) Mmax dans les sens xx à ELU

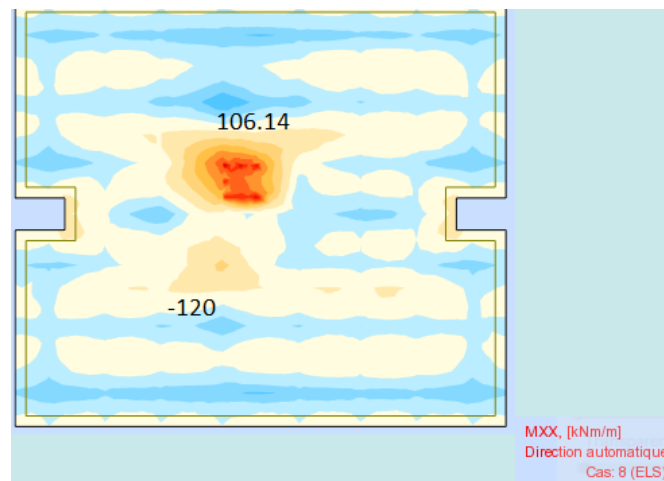


Figure (VI-8) Mmax dans les sens xx à ELS

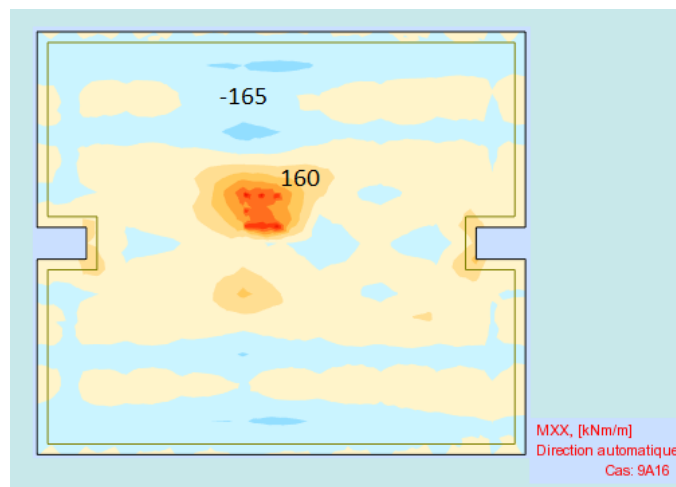


Figure (VI-9) Mmax dans les sens xx à Acc

5-6-2 Les moments fléchissant max dans le sens yy à ELU/ELS/ACC :

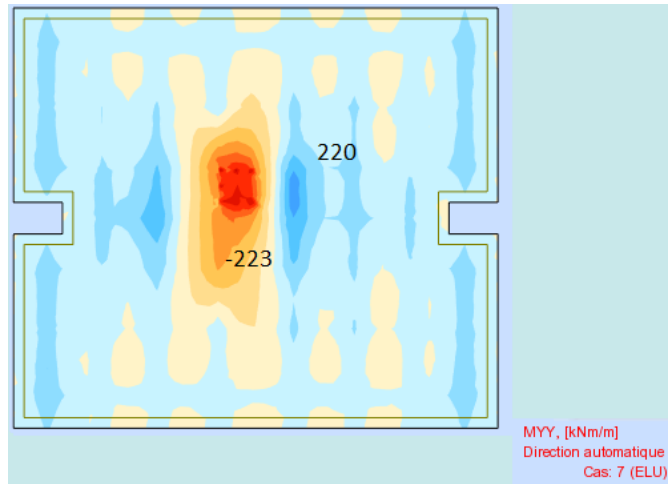


Figure (VI-10) Mmax dans les sens yy à ELU

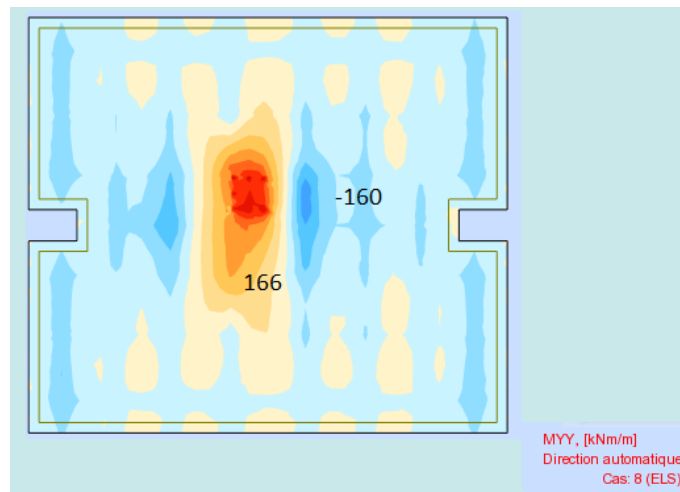


Figure (VI-11) Mmax dans les sens yy à ELS

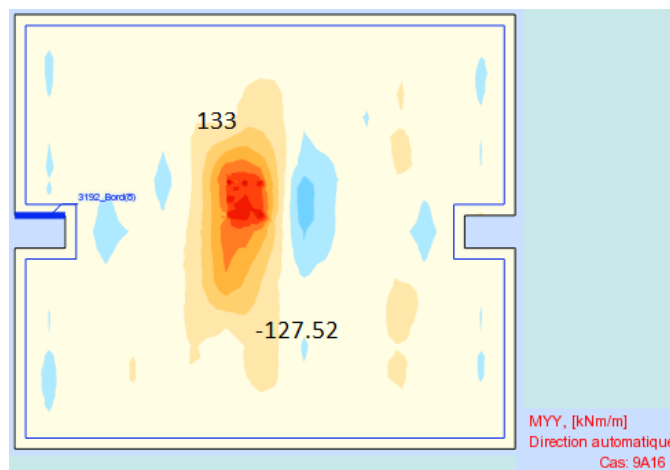


Figure (VI-12) Mmax dans les sens yy ACC

TABLEAU (VI -2) récapitulatif des moments  $M_{xx}$  [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	121.34	-140.38	106.14	-120	160	-165

TABLEAU (VI -3) récapitulatif des moments  $M_{yy}$  [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	220	-223	160	-166	127.52	-133

### 5-6-3 Calcul de Section d'Armature en Travée dans le sens xx/yy

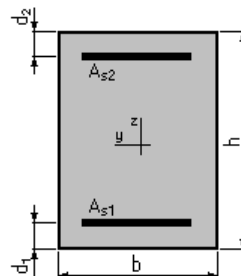
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
État Limite Ultime (fondamental)	-223.00	0.00
État Limite de Service	-166.00	0.00
État Limite Ultime (Accidentel)	-133.00	0.00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>) Section théorique  $A_{s2} = 15.6$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.27$  (%) minimum  $\rho_{\min} = 0.11$  (%)

##### Analyse par Cas :

**Cas ELU**  $M_{\max} = -223.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de **sécurité**: 1.35 Pivot: A

Position de l'axe neutre :  $y = 4.8$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 55.6$  (cm)

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0.91$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier : tendue :  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -166.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre :  $y = 14.2$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 52.8$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 4.4$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

##### Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 201.6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\lim} = 201.6$  (MPa)

• **Cas ELA**  $M_{\max} = -133.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 2.62 Pivot:A

Position de l'axe neutre :  $y = 4.2$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 55.8$  (cm)



Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0.79$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue :  $\sigma_s = 400.0$  (MPa)

*La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées*

**Choix des armatures :**

**7HA12 e=15cm Filantes + 7HA12 e=15 cm de renforcement = 15.83 cm<sup>2</sup>/m**

### 5-6-4 Calcul des Sections d'Armatures en appuis dans le sens xx/yy

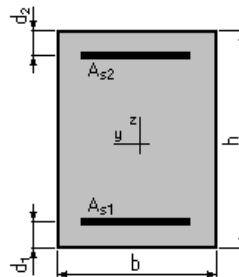
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100.0$  (cm)

$h = 60.0$  (cm)

$d_1 = 2.5$  (cm)

$d_2 = 2.5$  (cm)

#### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
État Limite Ultime (fondamental)	0.00	220.00
État Limite de Service	0.00	160.00
État Limite Ultime (Accidentel)	0.00	127.52

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 15.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6.1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.26 \text{ (\%)} \text{ minimum}$		$\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)}$

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 220.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.32 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 4.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 55.7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0.87 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 160.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 14.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 52.8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 4.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 201.6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6 \text{ (MPa)}$

**Cas ELA**  $M_{\text{max}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 127.52 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 2.63 Pivot:A

Position de l'axe neutre :  $y = 4.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 55.9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0.76 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$

TABLEAU (VI -4) récapitulatif des résultats de vérification des contraintes de compression

Niveau	Contrainte de compression $\sigma_{bc} f_{c28}$ (MPa)	Vérification $\sigma_{b\ ELS} < 0.6f_{c28} = 15$ MPa
Radier	4.4	Condition vérifiée

**Choix des armatures :**

7HA12  $e=15$ cm Filantes + 7HA12  $e=15$  cm de renforcement = 15.83  $cm^2/m$

Note : HA10/ $m^2$  (chaise entre deux nappes)

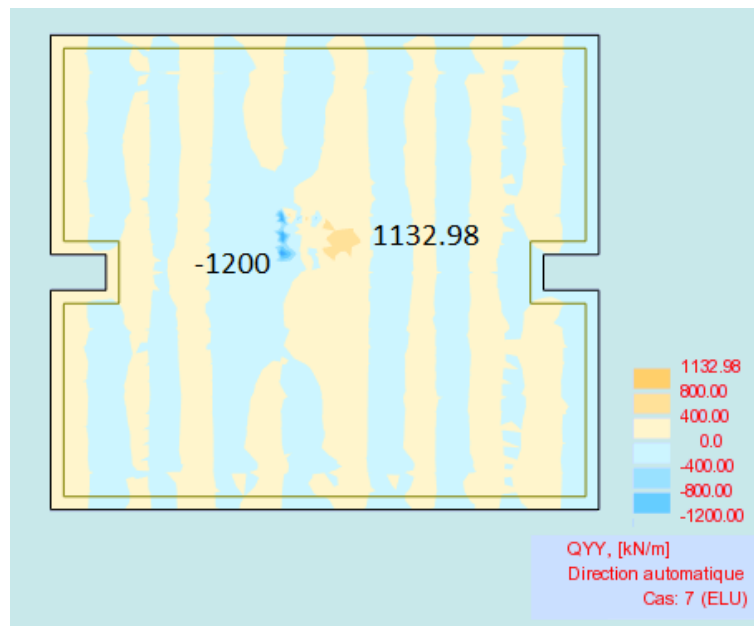
**5-7 Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2] :****5-7-1 Distribution des contraintes de cisaillement  $max$  Sens xx/yy à ELU**Figure (VI-13) Distribution des contraintes de cisaillement  $max$  sens xx/yy à ELU

TABLEAU (VI -5) vérification contrainte de cisaillement

Niveau	Effort tranchant $V_u$ (KN/m)	Contrainte de cisaillement $\tau_u$ [MPa]	Vérification $\tau_u < 0,1f_{c28} = 2.5\text{MPa}$
Radier	1200	2	Condition vérifiée

### 5-8 ferrailrages

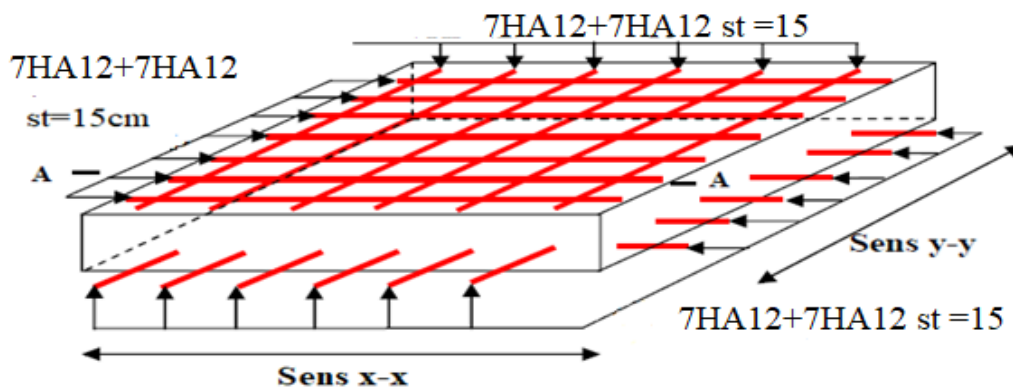


Figure (VI -14) Schéma ferrailage radier

### 6-Calcul des Poutres du radier (Nervures)

#### 6-1 Sollicitations de calcul dans la poutre du radier :

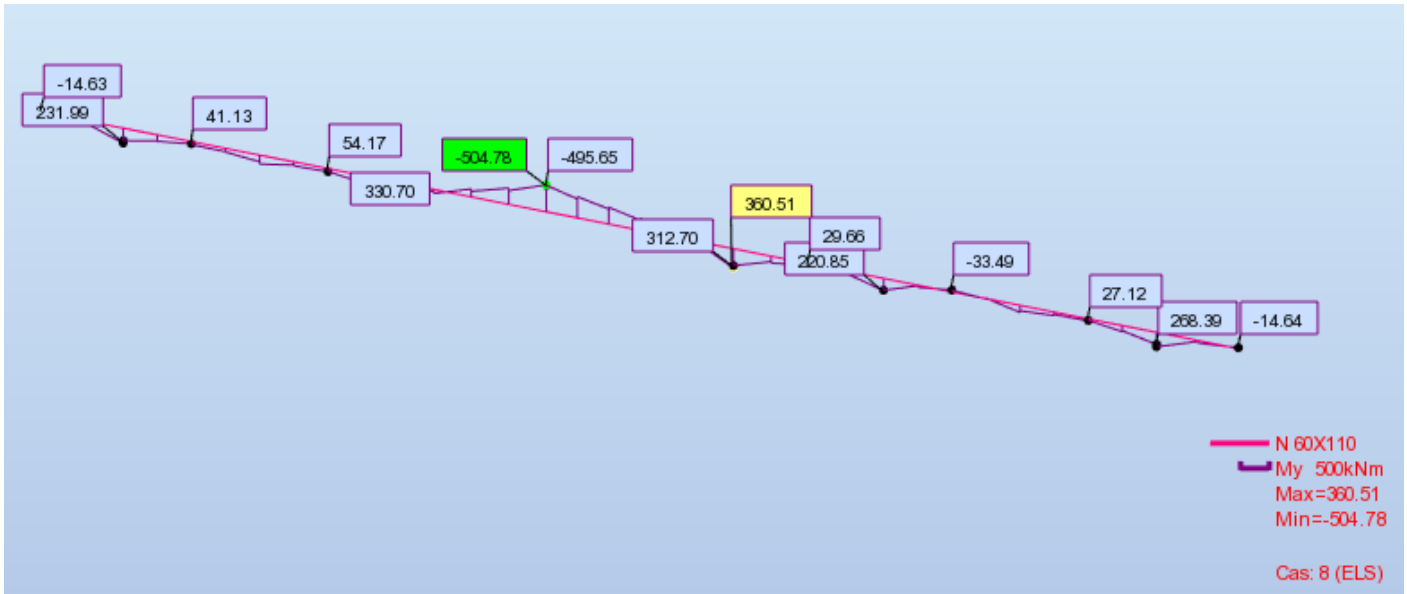


Figure (VI -15) Sollicitations de calcul dans la poutre du radier Cas ELS



Figure (VI -16) Sollicitations de calcul dans la poutre du radier Cas ELU

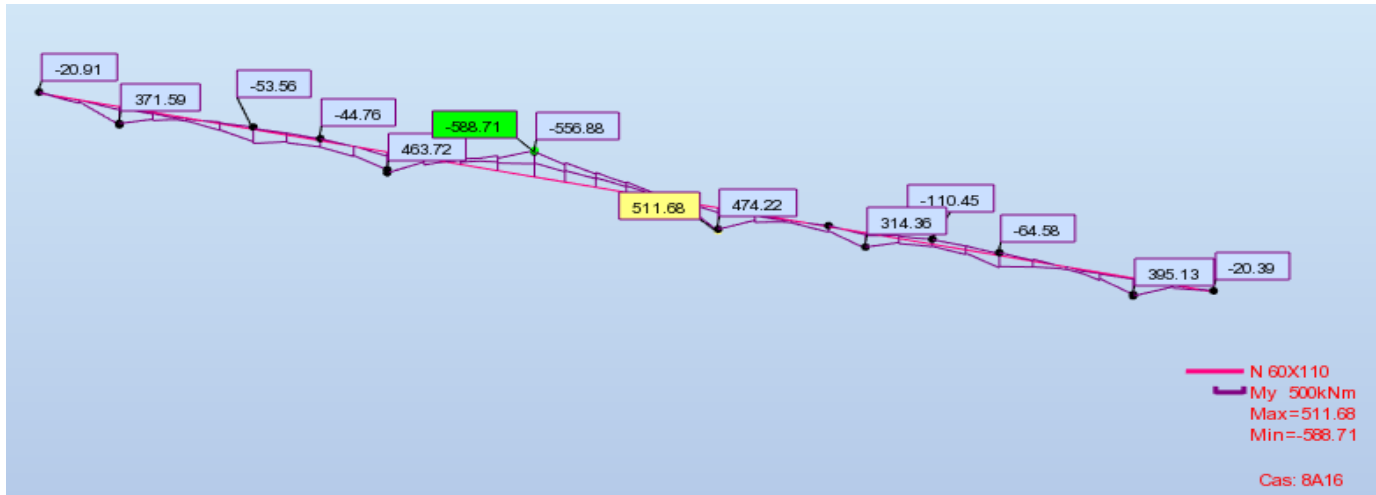


Figure (VI -17) Sollicitations de calcul dans la poutre du radier Cas ACC

6-2 Moments fléchissant max en travée /appuis à ELU/ELS

6-3 Résultat de calcul (par robot expert 2010)

TABLEAU (VI -6) Moment max

En Appuis			En Travée		
M <sub>ELU</sub> (KN.m)	M <sub>ELS</sub> (KN.m)	M <sub>ACC</sub> (KN.m)	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	M <sub>ELS</sub> (KN.m)	M <sub>ACC</sub> (KN.m)
493	360	511	-686	-504	-588.71

6-3-1 Calcul de Section d'armature en travée

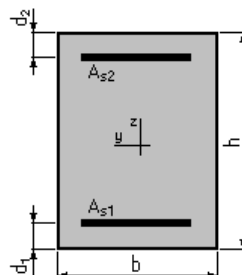
1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 60.0$  (cm)  
 $h = 110.0$  (cm)  
 $d_1 = 2.5$  (cm)  
 $d_2 = 2.5$  (cm)

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
État Limite Ultime (fondamental)	686.00	0.00
État Limite de Service	504.00	0.00
État Limite Ultime (Accidentel)	588.71	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 25.8$  (cm<sup>2</sup>) Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\min} = 6.6$  (cm<sup>2</sup>)  
 Théorique  $\rho = 0.40$  (%) minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 686.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1.33 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 13.2$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 102.2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.40$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 504.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre :  $y = 31.3$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 97.1$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 5.5$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 201.6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6 \text{ (MPa)}$$

**Cas ELA**  $M_{\text{max}} = 588.71 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1.80 Pivot:A

Position de l'axe neutre :  $y = 11.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 102.9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 1.21 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

$$\text{tendue : } \sigma_s = 400.0 \text{ (MPa)}$$

***La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées***

**Choix des armatures en travées :**

**6HA16. Filantes + 8HA16. Renforcement ; 3 Cadres T8, esp en zone nodale = 10 cm/2.20m, esp en zone courante = 15 cm**

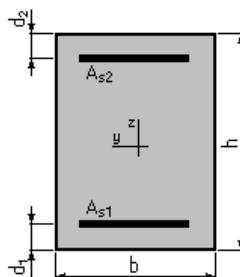
### 6-3-2 Calcul de Section d'armature en appuis

#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$  Acier :  $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :





$$b = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 110.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
État Limite Ultime (fondamental)	0.00	493.00
État Limite de Service	0.00	360.00
État Limite Ultime (Accidentel)	0.00	511.00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 18.1 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 6.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0.28 \text{ (\%)} \quad \text{Minimum} \quad \rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas :

**Cas ELU  $M_{\max} = 0.00 \text{ (kN*m)}$        $M_{\min} = 493.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité : 1.33      Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 9.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 103.8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :  $\varepsilon_b = 0.94 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier :  $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

tendue :  $\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS  $M_{\max} = 0.00 \text{ (kN*m)}$        $M_{\min} = 360.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre :  $y = 27.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 98.5$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 4.5$  (MPa)  
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier :  
     tendue :  $\sigma_s = 201.6$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier :  
      $\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6$  (MPa)

**Cas ELA  $M_{\max} = 0.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 511.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité : 1.48      Pivot:A  
 Position de l'axe neutre :  $y = 8.2$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 104.2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.82$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier :  
     tendue :  $\sigma_s = 400.0$  (MPa)

*La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées*

**Choix des armatures en appuis :**

6HA16. Filants + 4HA16. Chapeaux, 3 Cadres T8, esp en zone nodale = 10 cm/2.20m, esp en zone courante = 15 cm

**TABLEAU (VI -7) choix des armatures**

Section	Armature Supérieure cm <sup>2</sup>	Armature Inférieure cm <sup>2</sup>	Choix des armatures
Appuis	0	20.11	6HA16.Fil + 4HA16. Chap
Travée	28.15	0	6HA16. Fil + 8HA16. Chap

**6-4 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

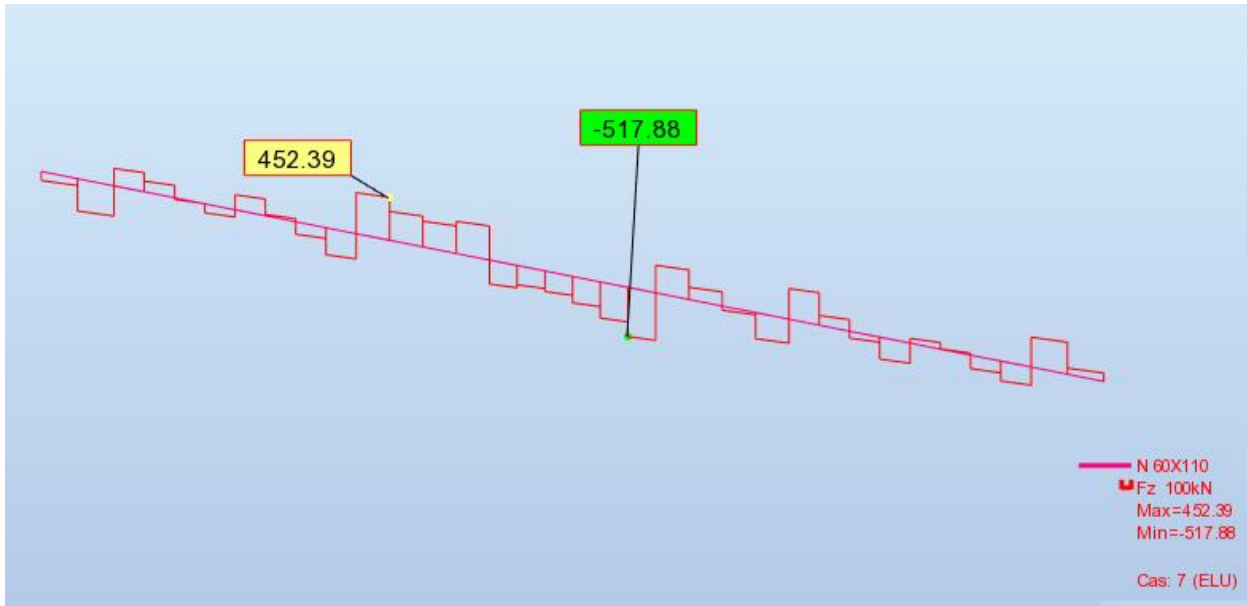


Figure (VI -18) effort tranchant max poutre du radier Cas ELU

**Effort tranchant max dans la nervure à ELU**

: Tableau (VI 8) récapitulatif vérification contrainte de cisaillement

Niveau	Effort tranchant $V_u$ (KN/m)	Contrainte de cisaillement $\tau_u$ [MPa]	Vérification $\tau_u < 0,1f_{C28} = 2.5\text{MPa}$
nervure	518	<b>0.78</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**6-5 Schéma de ferrailage**

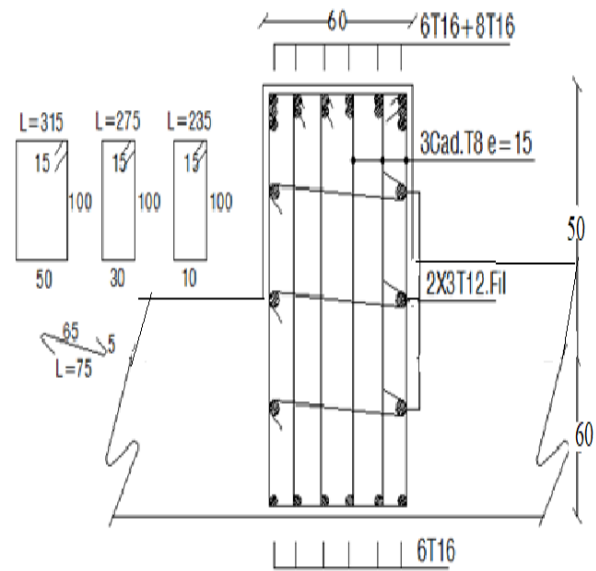
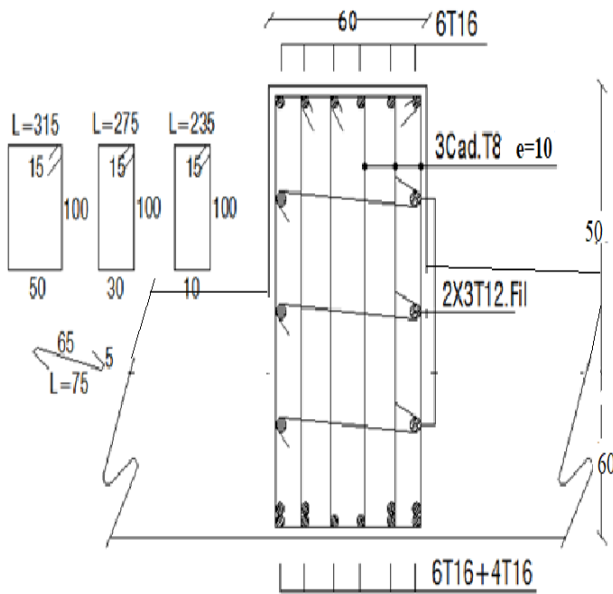


Figure (VI -20) coupe nervure sur appuis

Figure (VI -19) coupe nervure sur travée

### 7 Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous- soul) et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, il est armé d'un double quadrillage d'armature

- Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des poutres et poteau pour soutenir les terres
- D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :
  - Épaisseur  $\geq 15$  cm.
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

Caractéristique de l'acier	
Fe (Mpa)	400
$\sigma_{S\ ELU}$ (Mpa)	348
$\sigma_{S\ ELS}$ (Mpa)	202

Caractéristique du Béton	
$F_{C28}$ (MPa)	25
$F_{t28}$ (MPa) = $0.6 + 0.06 \times F_{C28}$	2.1
Dimensionnement	
$e \geq 15\text{cm}$	20
$A_{S\ RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	2
Pression des terres	
$F = K_0 \gamma_{\text{sol}} Z$	
Coefficient de poussée au repos $K_0 = 1 - \text{Sin}\phi$	

TABLEAU (VI -9) Composition du sol

Sol	Profondeur (m)	Angle de frottement $\phi$	masse volumique (kG/m <sup>3</sup> )
Sol N°01	-4.00 + 0.00	35°	1800

7-1 Les moments max pour le ferrailage du voile périphérique

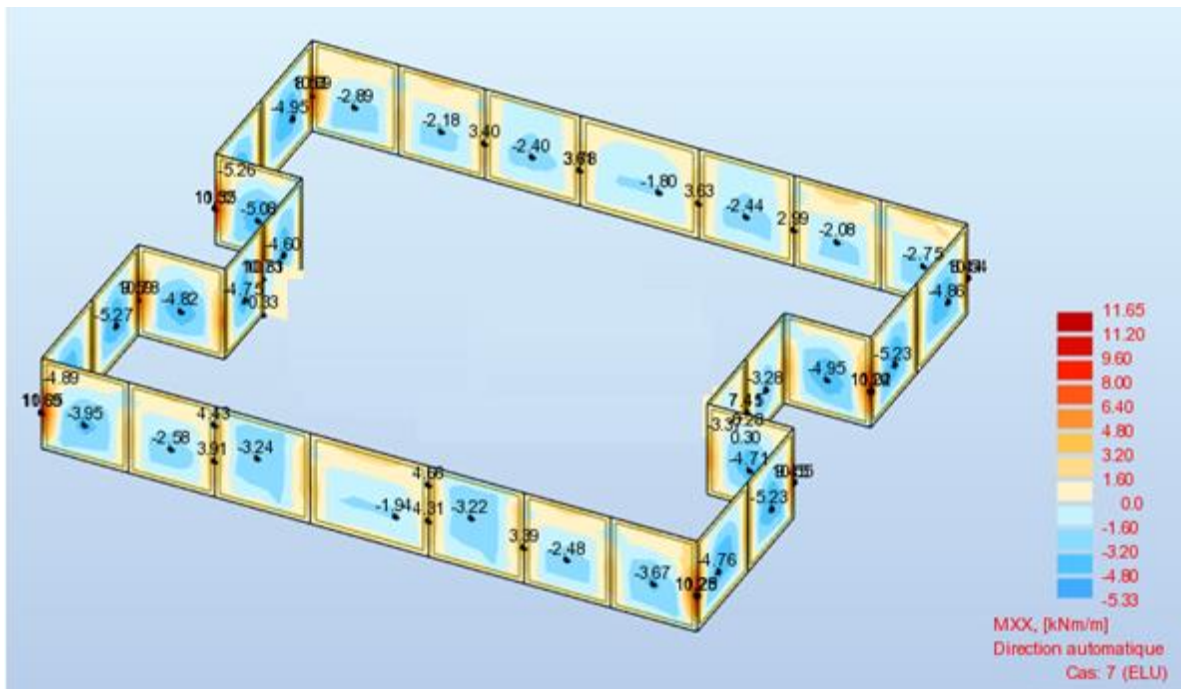


Figure (VI -21) Moments fléchissant en travée /appui sens xx à ELU

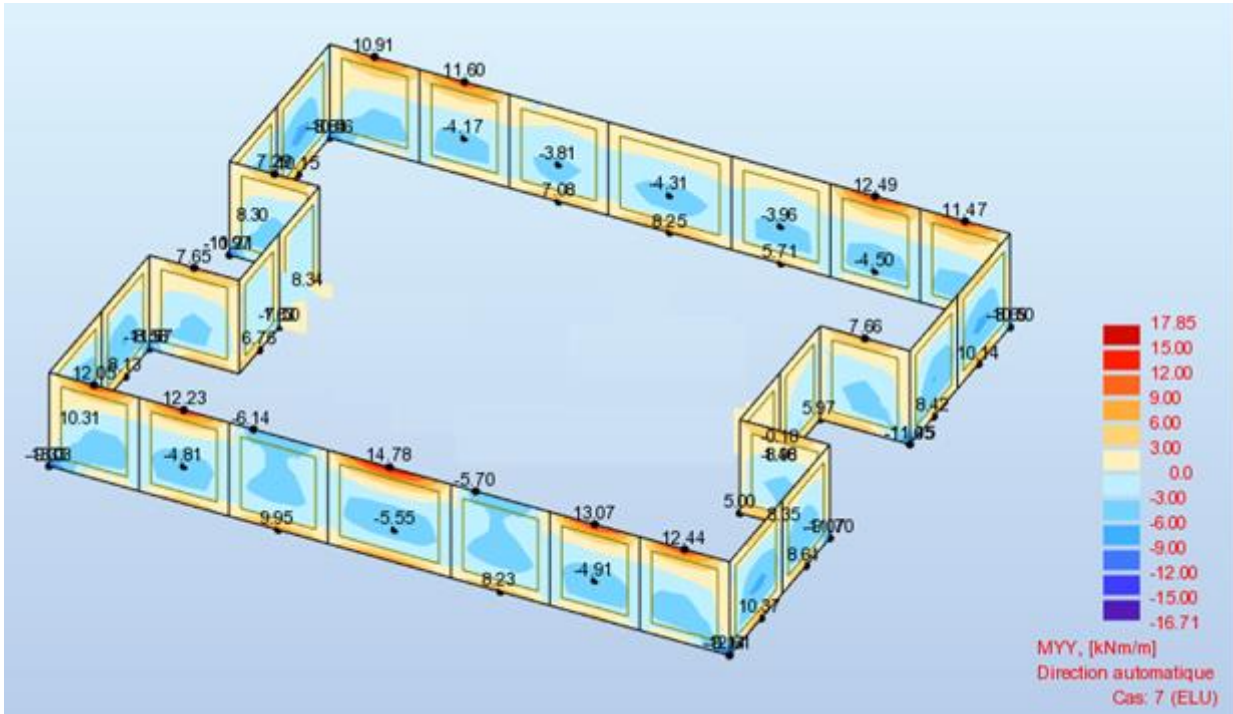


Figure (VI -22) Moments fléchissant en travée /appuis sens yy à ELU

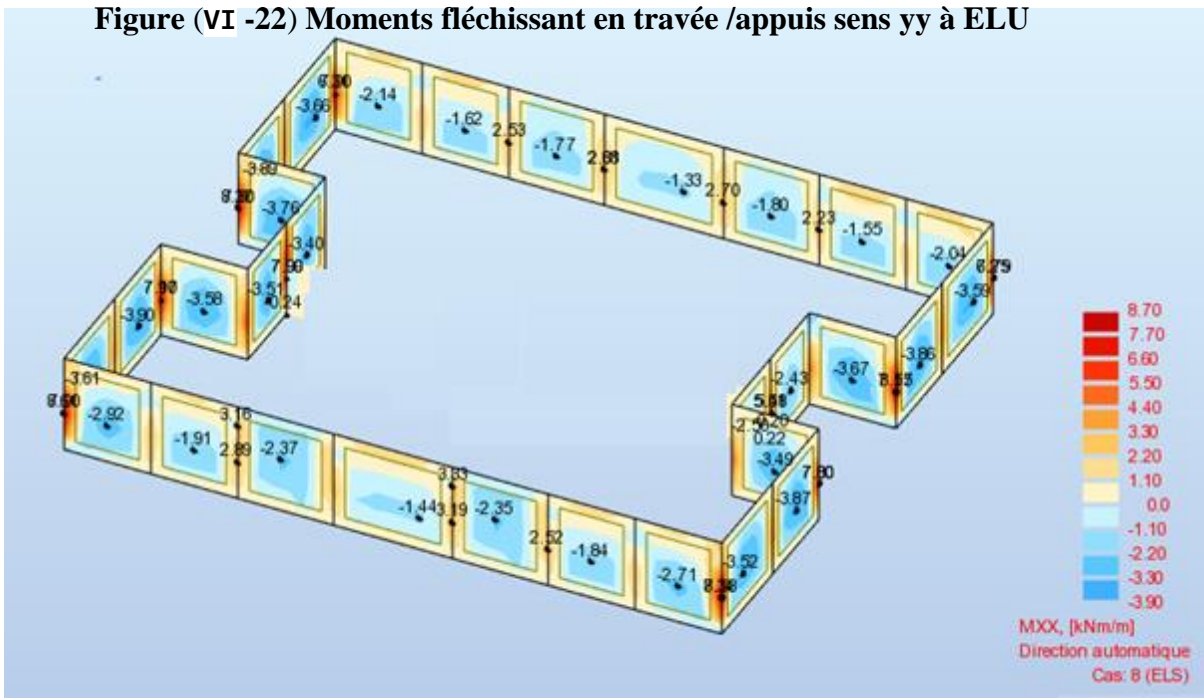


Figure (VI -23) Moments fléchissant en travée /appuis sens xx à ELS

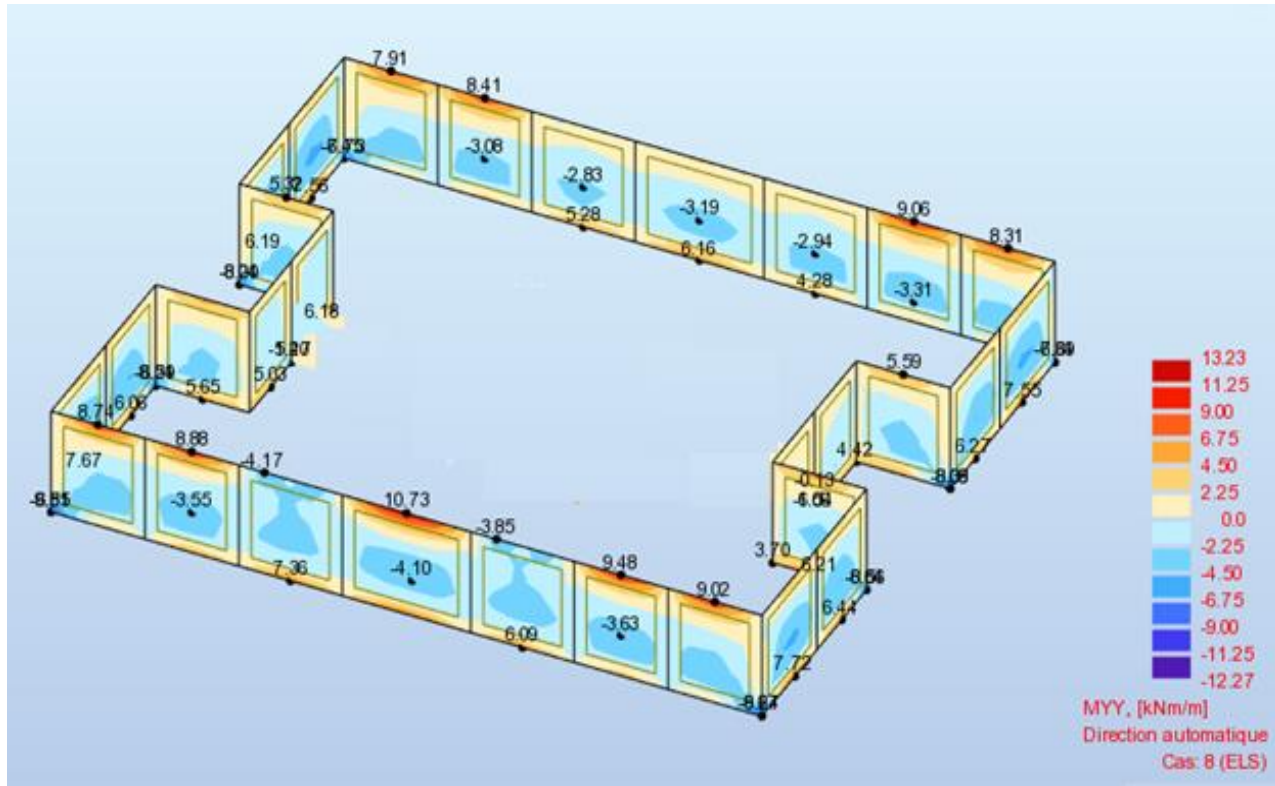


Figure (VI -24) Moments fléchissant en travée /appuis sens yy à ELS

Tableau (VI -10) récapitulatif des moments Mxx Myy [KN.m/m] à ELU

Niveau	<u>Mxx</u>		<u>Myy</u>	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
S-Sol	-11.95	5.33	-17.85	16.71

Tableau (VI -11) récapitulatif des moments Mxx Myy [KN.m/m] à ELS

Niveau	<u>Mxx</u>		<u>Myy</u>	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
S-Sol	-8.70	4	-13.23	12.27

**Note :** le calcul de ferrailage se fait par une bande de 1m à l'aide de logiciel robot expert

## 7-2 Calcul de Section d'armature en travées

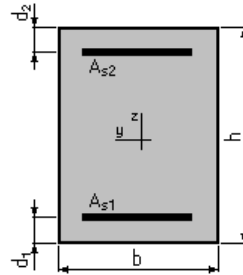
### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91/V99

## 2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués :

$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)	
État Limite Ultime (fondamental)	16.71	0.00
État Limite de Service	12.27	0.00
État Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

## 4. Résultats :

### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 3.8 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_s \text{ min} = 2.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 0.22 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\min} = 0.13 \text{ (\%)}$



**Analyse par Cas :**

**Cas ELU**       $M_{\max} = 16.71$       (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité :      1.33      Pivot : A

Position de l'axe neutre :       $y = 1.2$       (cm)

Bras de levier :       $Z = 17.0$       (cm)

Déformation du béton :       $\varepsilon_b = 0.71$       (‰)

Déformation de l'acier :       $\varepsilon_s = 10.00$       (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue :       $\sigma_s = 347.8$       (MPa)

**Cas ELS**       $M_{\max} = 12.27$       (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:      1.00

Position de l'axe neutre :       $y = 3.9$  (cm)

Bras de levier :       $Z = 16.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1.8$  (MPa)

Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue :       $\sigma_s = 19.2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_s \text{ lim} = 201.6$  (MPa)

**La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées**

**Choix des armatures en travées :**

**5HA12/ml ; e=20 cm dans les deux sens x/y**

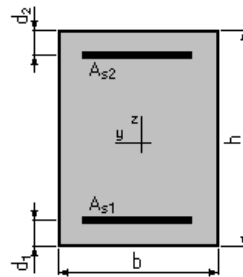
**73 Calcul de Section d'armature en appuis****1. Hypothèses :**

**Béton :  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 400.0$  (MPa)**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Prise en compte des armatures comprimées
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
État Limite Ultime (fondamental)	0.00	-17.85
État Limite de Service	0.00	-13.23
État Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

## 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{S1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 4.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.23 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.13 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas :**

<b>Cas ELU</b>	<b><math>M_{\text{max}} = 0.00 \text{ (kN*m)}</math></b>	<b><math>M_{\text{min}} = -17.85 \text{ (kN*m)}</math></b>
Coefficient de sécurité :	1.35	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 1.2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 17.0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 0.77 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 347.8 \text{ (MPa)}$	

<b>Cas ELS</b>	<b><math>M_{\text{max}} = 0.00 \text{ (kN*m)}</math></b>	<b><math>M_{\text{min}} = -13.23 \text{ (kN*m)}</math></b>
Coefficient de sécurité :	1.00	
Position de l'axe neutre :	$y = 4.1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 16.1 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 1.8 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier :		
comprimée :	$\sigma_s' = 20.6 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier :		
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6 \text{ (MPa)}$	

**La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées**

**Choix des armatures en appuis :**

**5HA12/ml ; e=20 cm dans les deux sens x/y**

Tableau (VI -12) récapitulatif des résultats de vérification des contraintes de compression

Niveau	Contrainte de compression $\sigma_{bc\ fce8}$ (Mpa)	Vérification $\sigma_{b\ ELS} < 0.6f_{c28} = 15\text{ Mpa}$
00 – 0.00	1.8	<b>Condition vérifiée</b>

**Justificatif vis-à-vis des sollicitations tangentes dans e sens xx/yy [BAEL A.5.2.**

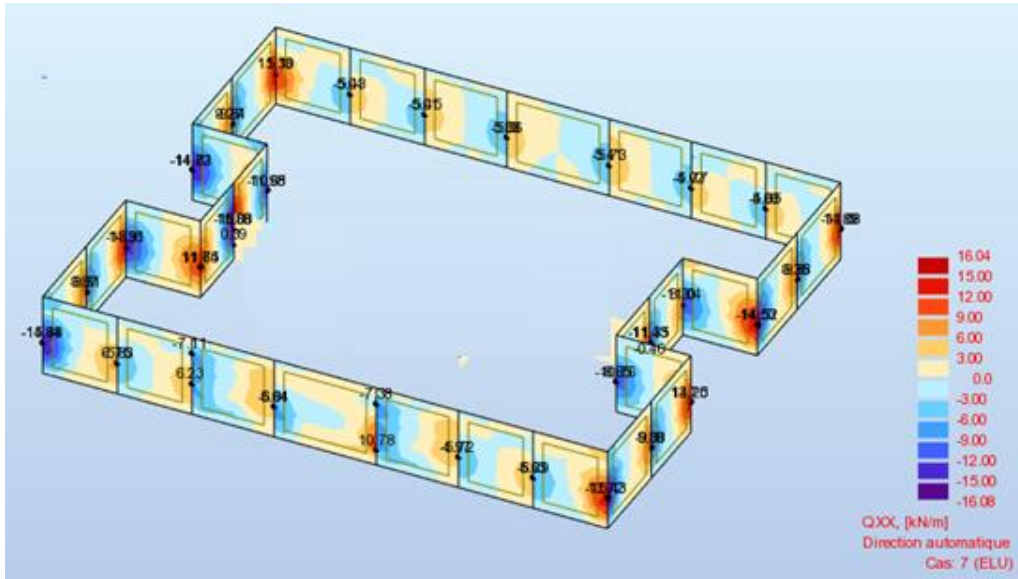


Figure (VI -25) Efforts tranchant max sens xx à ELU

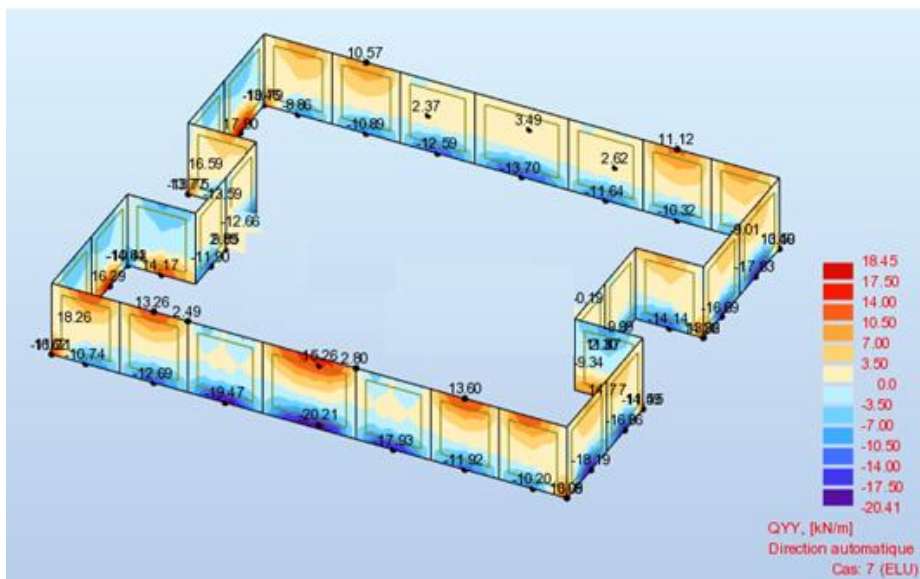


Figure (VI -26) Efforts tranchant max sens yy à ELU

## 7-4 Contrainte de cisaillement max sens xx/yy à ELU

Tableau (VI -13) récapitulatif vérification contrainte de cisaillement

Niveau	Effort tranchant $V_u$ (KN/m)	Contrainte de cisaillement $\tau_u$ (Mpa)	Vérification $\tau_u < 0.1f_{c28} = 2.5$ Mpa
00 – 00	21	0.105	<b>Condition vérifiée</b>

## 7-5 Schéma de ferrailage

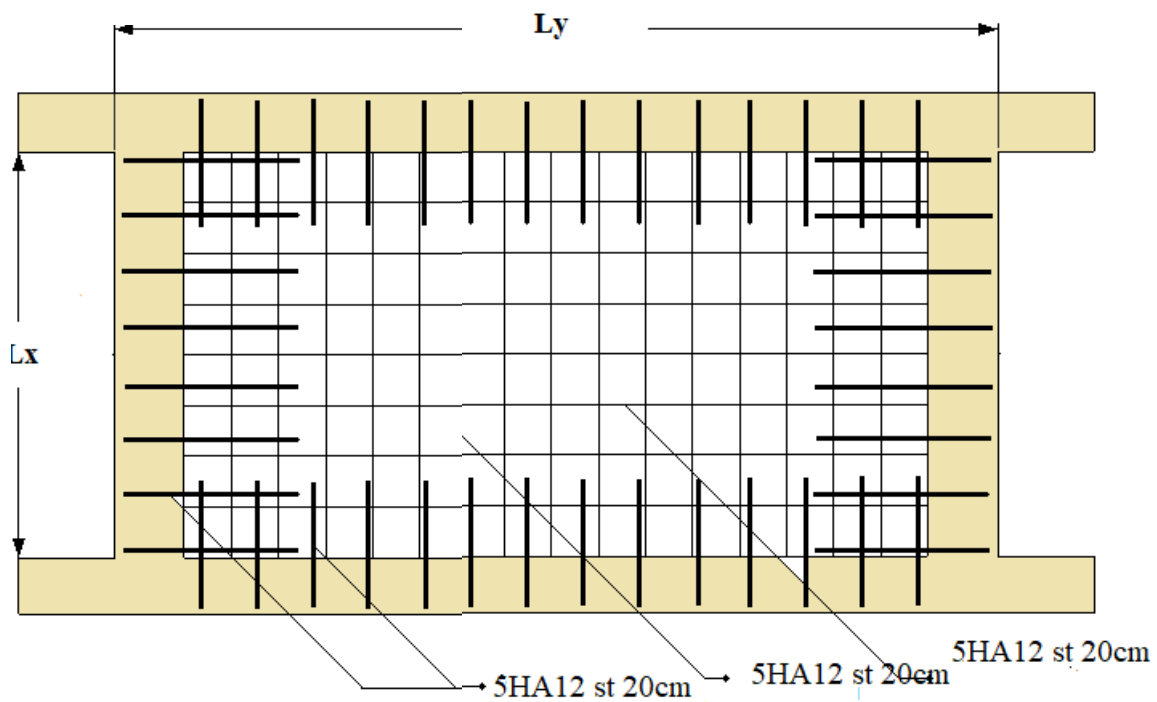


Figure (VI -27) Schéma de ferrailage voile périphérique

## ***Conclusion générale***

Le but principal de l'ingénieur concepteur, est de démunir tout risque dû au séisme, à un niveau minimal et de réaliser des études plus pratiques pour rendre l'exécution de l'ouvrage plus facile en pratiquant une conception maximale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Pour cet objectif, il faut que l'ingénierie maîtrise les différentes techniques et les logiciels de calcul comme le Robot, Autocad, Expert. Ainsi que les différents contextes réglementaires régissant sur les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

# Références bibliographiques

## Contexte réglementaire

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 ;
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93 ;
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites BAEL91.

## Cours

- ❖ projet fin de cycle (**Dr. Nigrie ghania2019**) ;
- ❖ projet fin étude (**Dr. Lafifi Brahim 2022**)
- ❖ Étude parasismique (**Pr. Benmarce Abdelaziz 2022**)
- ❖ Cours béton arme (**Dr. Madi Rafik 2019**)
- ❖ Cour béton arme (**Dr..Yacine Cherait 2022**).

## LIVRES

- ❖ Conception des bâtiments en zone sismique **Dr.Yacine Cherait** ;

## THÈSES

- ❖ Étude d'un bâtiment en R+9+sous-sol (salah salah hadjer- UNIV 8MAI 1945/2022);
- ❖ Étude d'une tour R+15° a voiles porteurs (LOUNIS SAMIR -UNIV 8MAI 1945/2007)
- ❖ Étude d'un bâtiment en r+9 à usage habitation (DJELFI Khemis -univ badji mokhtar anaba /2018)

## LOGICIELS

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ROBOT v 2014 ;
- ❖ Logiciel de ferrailage EXPERT 2010 ;
- ❖ Excel 2013 ;
- ❖ Word 2013 ;
- ❖ Autocad 2014.