



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2022

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

**Filière : Génie-civil**

**Option : Structure**

### Thème

**Etude technique d'un bâtiment en "R+9 étages + deux sous-sol et un" à usage mixte avec un système constructif « murs porteurs »**

Présenté par :

- SLAMANI Aicha
- CHERCHAB Djihane

Soutenu le 30/06/2022 devant le jury composé de :

Encadrent :	Dr. BAHAR SADEK	MCB	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. ZELMAT YASSINE	MAA	Université de Mostaganem
président :	Dr. REZIGUA AHMED	MAA	Université de Mostaganem
Membre invité :	Dr. BOUHALOUFA AHMED	MAA	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2021/2022

## **Remerciement**

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu tout puissant et qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur Mr : «BAHAR .S» Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury qui ont acceptés d'examiner notre travail

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**Djihane, Aicha**

## **Dédicace**

A ma mère celle qui ma donnée la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années d'études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protéger.

**Que dieu les gardent et les protègent.**

A mon très cher frère et mes adorables sœurs pour leurs aides et leurs soutiens.

A toute ma famille sans exception.

Sans oublier tout les professeurs que ce soit de primaire, de CEM, de LYCEE ou de l'enseignement supérieur.

**Djihane , Aicha**

## **Résumé**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué de deux sous-sols et d'un Rez de chaussée plus (9) étages, implanté à la wilaya de Mostaganem. Cette région est classée en zone sismique II a selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

Etude technique : regroupe plusieurs chapitres (présentation du projet, le pré dimensionnement et la descente des charges, étude des éléments secondaires, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## **Abstract**

This Project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (9) floors, located in the wilaya of Oran.

This region is classified as seismic zone II a according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: presentation of the project , pre dimensioning and the lowering loads , the study of secondary elements ( staircase , accretion , elevator ) , dynamique study , study of structural elements ,study of infrastructure , then economies' study .

The calculation is done taking into account the rules of calculation and verification of the reinforced concrete RPA99V2003 and BAEL91 modified 99.

Key words: Building. Reinforced concrete, Robot, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

## المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني والتجاري يتكون من طابقين سفليين ودور أرضي بالإضافة إلى 09 طوابق علوية بولاية مستغانم. تم تصنيف هذا المنطقة على انها منطقة الزلزالية (II a) وفقا للإصدار (RPA ) 99 V 2003 باستخدام لوائح حساب الخرسانة المسلحة الجديدة ولوائح التحقق (B.A.E.L91) و (RPA 99 2003) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

الدراسة الفنية تشمل عدة فصول (عرض المشروع، تحديد الأبعاد المسبق وخفض الأحمال، دراسة العناصر الثانوية، الدراسة الديناميكية، دراسة العناصر الإنشائية، دراسة البنية التحتية).

الكلمات الرئيسية: بناء، خرسانة مسلحة، ربوت، (BAEL91) و (RPA 99 V 2003)

## SOMMAIRE

Rmerciement

Dédiceace

Résumé

Sommaire

La liste des figures

La liste des tableaux

La liste des notations

**Introduction générale.....01**

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

I.1. Introduction.....03

.2. Présentation de l'ouvrage .....04

I.3. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) .....04

I.4. Les éléments de l'ouvrage .....04

I.4.1.Ossature.....04

1.4.2. Planchers .....04

I.4.3. Escaliers .....05

I.4.4. Balcons .....05

I.4.5. Maçonnerie .....05

I.4.6. Revêtement .....05

I.4.7. Isolation.....05

I.4.8. Locale d'ascenseur .....06

I.4.9. Acrotères .....07

I.4.10. Les fondations .....	07
I.5.1. règles et hypotheses de calcul .....	07
1.5.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....	07
I.5.3. L'état limite ultime .....	11
I.5.4. L'état limite de service .....	11
I.6.1. Les aciers.....	12
I.6.2. Hypothèse de calcul .....	14
I.6.3. Les combinaisons d'action .....	15
I.4. Les plans architecture de projet .....	16

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

II.1. Introduction.....	17
II.2. Plancher (dalle pleine) .....	18
II.3. les voiles.....	21
II.4. Poutres .....	21
II.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003.....	22
II.4.3. Critères de flèche .....	22
II.4.3. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003.....	22
II.5. La bande noyée (poutre noyée) .....	23
II.6. prédimensionnement des balcons .....	23
II.7. Pré dimensionnement des escaliers .....	24
II.8. Descent des charges .....	24
II.8.1. introduction .....	25
II.8.2. Plancher terrasse inaccessible .....	25

II.8.3. Plancher etage courant .....	26
II.8.4. Plancher RDC .....	27
II.8.5. Plancher sous-sol .....	27
II.8.6. Plancher balcon .....	29
II.8.7. Mur exterieure .....	29
II.8.8. Mure interieur .....	29
II.8.9. Escalier .....	30
II.8.9.1. Volée (la paillasse).....	30
II.8.9.2. Palier .....	30
II.9. Conclusion .....	31

### **Chapitre III : Etude des éléments non structuraux**

III.1. Introduction .....	33
III.2. Etude d'acrotère .....	33
III.2.1. Calcul des sollicitations.....	33
III.2.2. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant .....	33
III.2.5. Calcul de ferrailage .....	35
III.2.3. Vérifications à l'ELU .....	36
III.2.4. Vérification à l'ELS.....	37
III.2.5. Vérification des contraintes dans les aciers.....	37
III.2.6. Vérification des contraintes dans le béton :.....	37
III.2.7. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	38
III.3. L'escalier.....	38
III.3.1. Définition.....	39

III.3.2.Evaluation des sollicitations.....	39
III.3.2.2.Combinaison des charges .....	39
III.3.2.3.Calcul à l'état limite ultime (ELU).....	39
III.3.2.4.Ferraillage.....	40
III.3.2.5.Calcul à l'état limite service (ELS).....	42
III.3.3.Etude de la poutre palière .....	46
III.3.3.1.Pré dimensionnement de la poutre palière.....	46
III.3.3.2.Charges qui agissent sur la poutre palière.....	47
III.4.Balcon.....	51

#### **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1.Introduction.....	56
IV.2. Choix de la méthode de calcul .....	56
IV.3. Méthode statique équivalente.....	56
IV.3.1.Méthode dynamique modale spectrale .....	57
IV.3.2.Méthode d'analyse dynamique.....	57
IV.3.3.Méthode d'analyse modale spectrale .....	57
IV.3.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	58
IV.4. Poids total de la structure .....	61
VI.5. Modélisation de la structure.....	61
IV.6.Calcul de la force sismique totale .....	63
IV.7. Evaluation des excentricités.....	65
IV.8.Vérification des déplacements inter étage.....	67
IV.10.Conclusion.....	67

## Chapitre V : étude élément structuraux

V.1.Introduction.....	71
V.2. Les planchers .....	71
V.2.1.Introduction.....	71
V.2.2.Etude des planchers dalle plein .....	72
V.2.2.1.Evaluation des charges .....	72
V.2.2.2.Combinaison d'action .....	72
V.2.2.4.La réduction des moments .....	73
V.2.2.5.Calcul des ferrailages .....	73
V.2.2.6.Vérification à l'ELU .....	74
V.2.2.7.Vérification à l'ELS .....	75
V.II. Etude des voiles .....	77
V.II.1.Introduction .....	77
V.II.2.Combinaison des charges .....	77
V.II.3.Voile 1 (L= 4.20m) .....	78
V.II.3.1.Ferrailage vertical.....	78
V.II.3.2.Choix des armatures appliqués.....	80
V.II.3.3.Ferrailage horizontale.....	81
V.II.3.4.Vérification de l'effort normal réduit.....	82
V.II.4.Voile 2 (L= 3.20 ).....	83
V.II.4.1.Ferrailage vertical.....	83
V.II.4.3.Ferrailage horizontale.....	86
V.II.4.4.Vérification des contraintes de cisaillement.....	87
V.II.4.5.Vérification de l'effort normal réduit.....	87

V.II.5.Schéma Ferrailage de voiles .....	88
V.II.4.Voile périphérique .....	88
VII.4.1.Introduction .....	88
V.II.4.2.Le Dimensionnement.....	89
V.II.4.3.Calcul des charges.....	89
V.II.4.4.Calcul du ferrailage.....	89
V.III.Les poutre :.....	94
V.III.1.Poutre Noyée Chainages (20x55).....	94
V.III.1.1. Introduction .....	94
V.III.2.1. Poutres (25× 80).....	98
V.III.3.Schémas de ferrailage des poutres .....	103

### **Chapitre VI : étude fondation**

VI.1. Introduction .....	105
IV.1.1. Fondations superficielles.....	105
VI.1.2. Fondations profondes .....	105
VI.2. Choix du type de foundation.....	106
VI.3.Etude de radier .....	107
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier .....	107
VI.3.1.1. Condition de rigidité .....	107
VI.3.1.2.Condition forfaitaire .....	108
VI.4. Déterminations des sollicitations .....	109
VI.5.1. Vérification des contraintes sous radier .....	109
VI.6. Vérification de l'effet de sous pression.....	111
VI.8.Ferrailage de radier .....	119

IV.8. Conclusion .....	120
<b>Conclusion general.....</b>	<b>121</b>

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue sur la situation du Site étudié .....	3
Figure I.2: Plancher dalle pleine.....	4
Figure I.3. Escaliers.....	5
Figure I.4: Schéma d'un ascenseur mécanique.....	6
Figure I.5: Dimension de l'acrotère type1 .....	6
Figure I.6: fondation.....	7
Figure I.2.1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELU.....	11
Figure I.2.2 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELS.....	12
Figure I.2.3. Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction.....	13
Figure I.2.4: Diagramme Contrainte-déformation de calcul.....	13

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : plancher dalle pleine.....	18
Figure II.2 : Dalle pleine.....	19
Figure II.3. Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	19
Figure II.4. Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	19
Figure II.5. Schéma des panneaux de rive.....	20
Figure II.6: Coupe de voile en élévation.....	21
Figure II.7: Dimensions de poutres.....	21
Figure II.8 : Poutre noyée.....	22

Figure II.9 : schéma de l'escalier .....	23
Figure II.10 : Plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure II.11: Section transversale d'un plancher.....	26
Figure II.13: Section transversale d'un plancher.....	26
Figure II.14 : Plancher balcon.....	28
Figure II.15 : Coupe vertical de mur extérieure.....	28

### **Chapitre III : Etude des éléments non structuraux**

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	32
Figure III.2 : Section de l'acrotère.....	34
Figure .III.3: Schéma de ferrailage d'acrotère.....	38
Figure .III.4 : Vue en plan d'escalier.....	39
Figure.III.5 : Schéma statique de la poutre palière.....	46
Figure III.6 : ferrailage des escaliers .....	51
Figure III. 7. Ferrailage de balcon.....	55

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

Figure IV.1: 1 ère disposition des voiles .....	61
Figure IV.2: 2ème disposition des voiles.....	62
Figure IV.3.Vue de la structure modélisée.....	62
Figure IV.4. Mode 1.....	65
Figure IV.4. Mode 1.....	65

Figure IV.6. Mode 3.....	65
--------------------------	----

### **Chapitre V : Etude des éléments non structuraux**

FigureV.1.Plancher en béton arme (dalles).....	71
--	----

Figure V.2.Schéma statique d'une voile périphérique.....	77
--	----

Figure V.3. Schéma Ferrailage de voiles.....	88
--	----

Figure V.4.Schéma statique d'une voile périphérique.....	90
--	----

Figure V.5. Schéma Ferrailage des poutres noyées.....	103
---	-----

Figure V.5. Schéma Ferrailage des poutres.....	104
--	-----

### **Chapitre VI : Etude de fondation**

Figure VI .1 : Cartographies A L'ELU.....	116
---	-----

Figure VI.2 : Cartographies A L'ELS.....	116
--	-----

Figure VI .3. Ferrailage de radier.....	120
---	-----

## **LISTE DES TABLEAUX**

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

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
Tableau I.2: Caractéristiques des aciers utilisés.....	12

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

Tableau II.1 : Plancher Terrasse Inaccessible .....	25
Tableau II.2 : Plancher étage courant.....	26
Tableau II.3 : Plancher RDC.....	27
Tableau II.4 : Plancher SOUS-SOL.....	27
Tableau II.5: Balcon.....	28
Tableau II.6: Murs extérieurs (double parois).....	29
Tableau II.7 : Murs intérieur.....	29
Tableau II.8 : Les charges de la paillasse.....	29
Tableau II.9 : Les charges de Palier.....	30

### **Chapitre III : Etude des éléments non structuraux**

Tableau III.2: combinaison des charges de l'escalier.....	39
Tableau III.3 : Vérification de la flèche.....	46
Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre.....	48

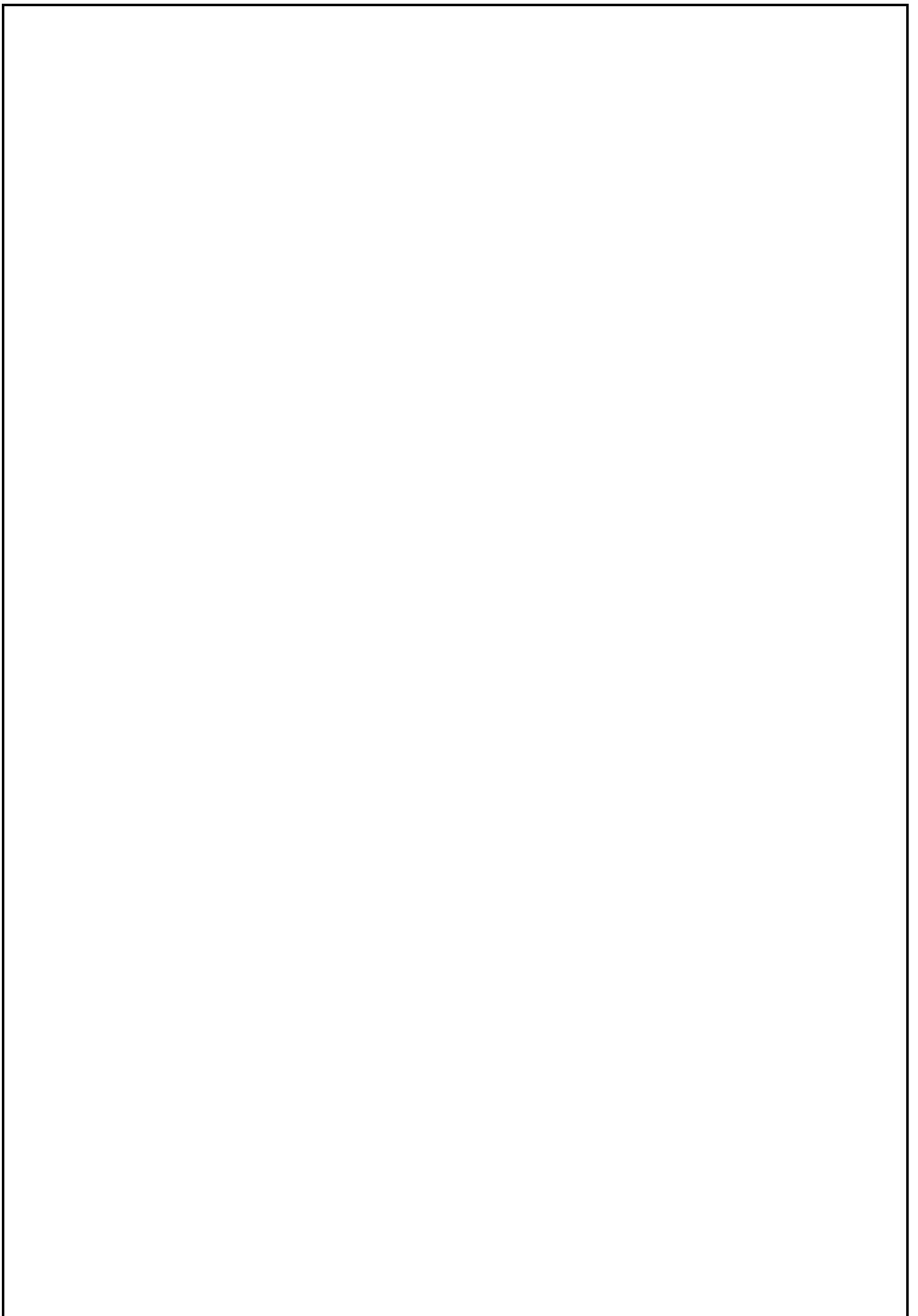
### **Chapitre VI : Etude dynamique**

Tableau VI.1: Pénalités du facteur de qualité.....	59
Tableau VI.2: Taux de participation modale.....	64
Tableau VI.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.....	66

Tableau VI.4: les forces sismiques des deux directions.....	67
Tableau VI.5: Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....	68
Tableau VI.6: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX.....	69
Tableau VI.7: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY.....	69

### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Tableau V.1: Les valeurs des moments de chaque niveau en sens x-x.....	77
Tableau V.3 : sollicitation des voiles.....	78
Tableau V.4 Ferrailage des voiles.....	82
Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	82
Tableau V.6 : sollicitation des voiles.....	83
Tableau V.7 : Ferrailage des voiles.....	87
Tableau V.8.Vérification des contraintes de cisaillement.....	87
Tableau V.9.Détermination des moments fléchissant du mur voile.....	90
Tableau V. 10:Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot.....	98
Tableau V.11:Ferrailage des poutres.....	103



## Liste des notations

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$f_{cj}$  : Résistance à la compression.

$f_{tj}$  : Résistance à la traction.

$E_{ij}$  : Déformations instantanées.

$E_{vj}$  : Déformations différées.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\tau_u$  : Contrainte admissible de cisaillement.

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

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

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

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

A : Facteur d'accélération de la zone.

$C_p$  : Facteur de la force horizontale.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal.

$\beta$  : Valeur du coefficient de pondération.

W : Poids total de la structure.

$W_{Gi}$  : Poids de la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Poids de la charge d'exploitation

N : Effort normale.

T : Effort tranchant.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_s$  : Moment à l'état limite service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment en appuis.

$A_{st}$  : Aire d'une section d'acier.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$A_r$  : Section d'armatures de répartition.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$St$  : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

$I$  : Moment d'inertie.

$g$  : Accélération de la pesanteur.

$\delta_k$  : Déplacement relatif.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux force sismique.

$\Delta_k$  : Déplacement admissible

## Introduction générale

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 10 étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est irrégulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments.

Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un

modèle3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

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

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

# **Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage**

## I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué de deux sous sol et Rez-De- Chaussée (RDC) plus neufs étages à usage multiple ; le RDC est à usage commercial et les autres étages sont à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya de Mostaganem qui est classée comme une région de moyen sismicité (ZONE II) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles. Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir : - Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées en 99 ». -< Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armée > « RPA 99 version 2003 ».

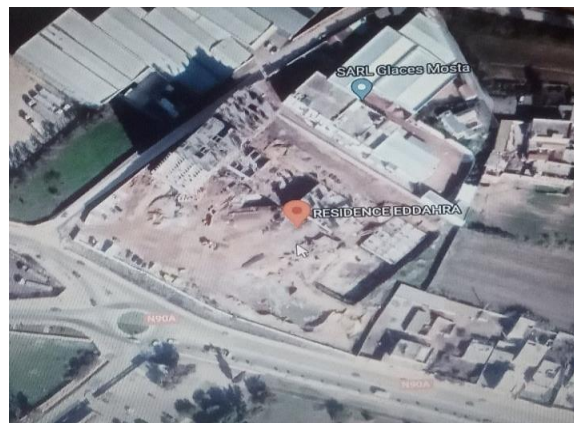


Figure I.1 : Vue sur la situation du Site étudié.

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

Longueur totale du bâtiment	28.85
Largeur totale du bâtiment	20.10
Hauteur totale du bâtiment	35.53
Hauteur du R.D.C	4.25
Hauteur des étages courants	3.06
Hauteur de sous-sol	3.74

**Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

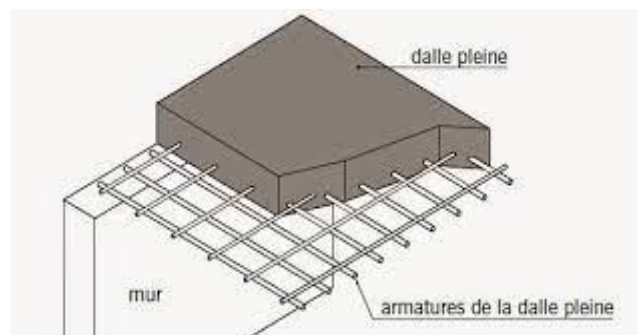
## I.4. Les éléments de l'ouvrage :

### I.4.1. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer Stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

### I.4.2. Planchers :

Nous avons optés pour des dalles en dalle pleine.



**Figure I.2: Plancher dalle pleine**

### I.4.3. Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et Paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage D'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

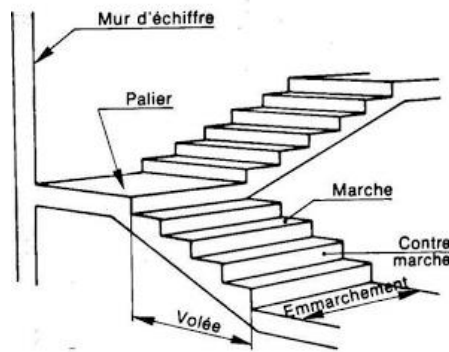


Figure I.3. Escaliers

#### I.4.4. Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

#### I.4.5. Maçonnerie :

Ils sont réalisées en brique creuse selon deux types:

##### ✓ Murs extérieurs :

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm.
- Brique creuse de 10 cm.

##### ✓ Murs intérieurs:

- Brique creuse de 10 cm.

#### I.4.6. Revêtement :

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

#### I.4.7. Isolation :

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

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

## I.4.8. Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le Mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

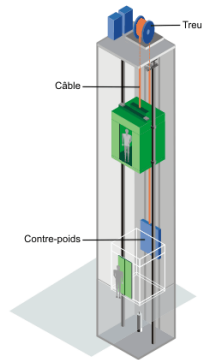


Figure I.4: Schéma d'un ascenseur mécanique

## I.4.9. Acrotères :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 100cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

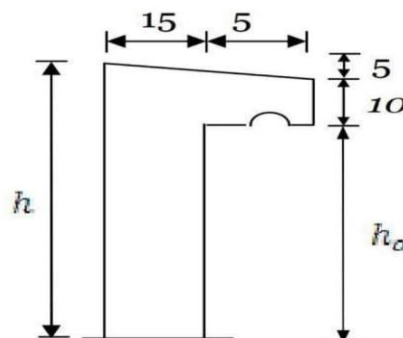


Figure .I.5: Dimension de l'acrotère

## I.4.10. Les fondations:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes.



**Figure I.6: fondation**

## I.5.1 règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

**Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :** basé sur la théorie des états

## I.5.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

### I.5.2.1. Le béton :

#### Définition :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants".

#### Le ciment :

Le ciment est liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, « le cru », s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base de béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de la silice, ... à fin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

**Les granulats** : Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- **les sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm.
- **les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **les cailloux** : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

**L'eau** :

Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/ m<sup>3</sup> s'il est armé, en considère une masse volumique de 2500Kg/m<sup>3</sup>.

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**b) Composition du béton :**

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  350 kg/m<sup>2</sup> de ciment de classe CPA 325

- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

**c) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite :

Résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{cj}$ . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x32) par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93Art A-2-1-1) :

Pour  $j = 28$ ,  $f_{c28}$  du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} F_{cj}=j*f_{c28} (4.76+ 0.83j) & \text{si } f_{c28}\leq 40 \\ F_{cj}= j*f_{c28} (1.40+ 0.95 j) & \text{si } f_{c28}>40 \end{cases}$$

Pour  $j > 28$  on a  $f_{cj}= f_{c28}$

### d) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $\langle j \rangle$  jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{t28}=0.6+0.06*f_{c28} \\ f_{t28}=2.1\text{MPa} \end{cases}$$

### e) Déformation du béton :

- **Module d'élasticité longitudinal :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de

Déformation longitudinale instantané du béton âge de  $(j)$  jours note  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij}=11000*\sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

Dans notre cas :  $E_{tj}= 32164,2\text{MPa}$

- **Module d'élasticité différée :**

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi}=e_{ij}/3=3700*\sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

$E_{vi}=11000\text{mpa}$

Module de cisaillement:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ Mpa}$$

Q : Coefficient de Poisson

- **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$Q = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

(Art A2.1.3, BAEL 91)  $\left\{ \begin{array}{l} Q = 0 \text{ si le béton supposé fissuré à ELU} \\ Q = 0,2 \text{ si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{array} \right.$

**Contraintes limites :**

- **Contrainte limite à la compression :**

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa (BAEL 91 Art 2.3.3.3)}$$

Sachant que  $\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ en situation durable S.D} \\ 1.15 \text{ en situation accidentelle S.A} \end{array} \right.$

$\theta =$  est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \quad t > 24h \\ 0.9 \quad 1h < t < 24h \\ 0.85 \quad t < 1h \end{array} \right.$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ , on obtient :

Contrainte limite de cisaillement : (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

**Pour la fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \left\{ \begin{array}{l} 3,33 \text{ MPa situation courant} \\ 4,35 \text{ MPa situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ MPa situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa situation accidente} \end{array} \right.$$

- Contraintes de service à la compression : (BAEL91)

$$\sigma_s = 0,60 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**g) Diagramme contraintes déformations : (A.4.3.4.1CBA93)**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont Remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

**1.5.3. L'état limite ultime :**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées

$\epsilon_{bc} = 2\%$  et  $\sigma_{ab} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

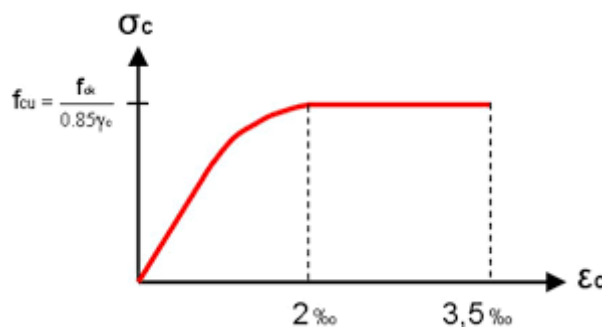


Figure I.2.1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELU.

**1.5.4. L'état limite de service :**

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

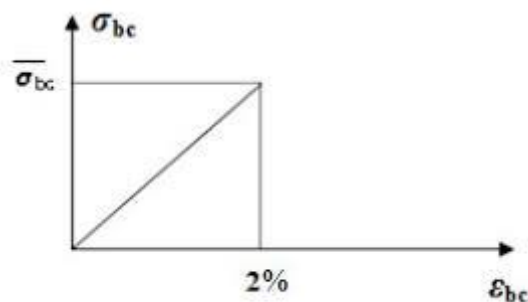


Figure I.2.2 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELS.

### 3)-Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3%.

#### I.6.1.Les aciers :

##### a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000$  MPa.

##### b) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de [Ψ] scellement
Aciers en Barre	HA FeE400	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	(T S) TL520 (Φ<6)	TS	500	550	1.3	1

Tableau I.2: Caractéristiques des aciers utilisés.

c) Diagramme contrainte déformation :

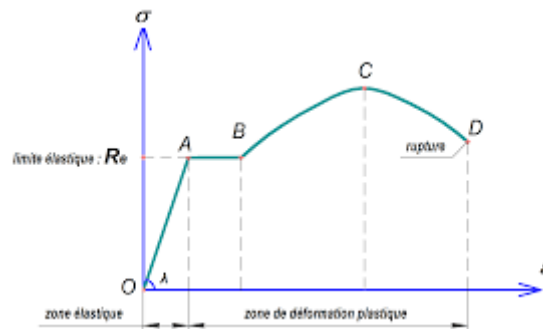


Figure I.2.3. Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

d) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

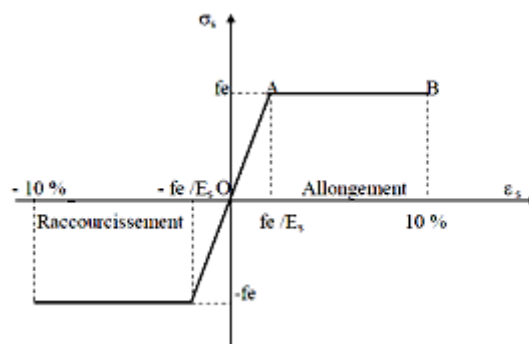


Figure I.2.4: Diagramme Contrainte-déformation de calcul.

- Limite d'élasticité à L'ELU :

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E$  : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000$  MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

Sachant que :  $\gamma_s$   $\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 \text{ en situation accidentelle S.A} \end{array} \right.$

Pour notre cas :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s \iff \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ MPa. en S.D} \\ 400 \text{ MPa en SA} \end{array} \right.$

- **Etat limite de service**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration

e) Fissuration peu nuisible : pas de limitation  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f) Fissuration préjudiciable  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f t j})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

**h) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91) :**

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

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

**I.6.2.Hypothèse de calcul :**

- **Calcul aux états limites de service (E.L.S) :**

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance de traction de béton est négligée.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à: ( $n = E_s/E_b = 15$ ),  $n$  : est appelé coefficient d'équivalence

- ✓ **Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les Armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} : 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} : 2 \text{ ‰ en compression centrée}$$

### I.6.3. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- ✓ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$ELA : G+Q \pm E$$

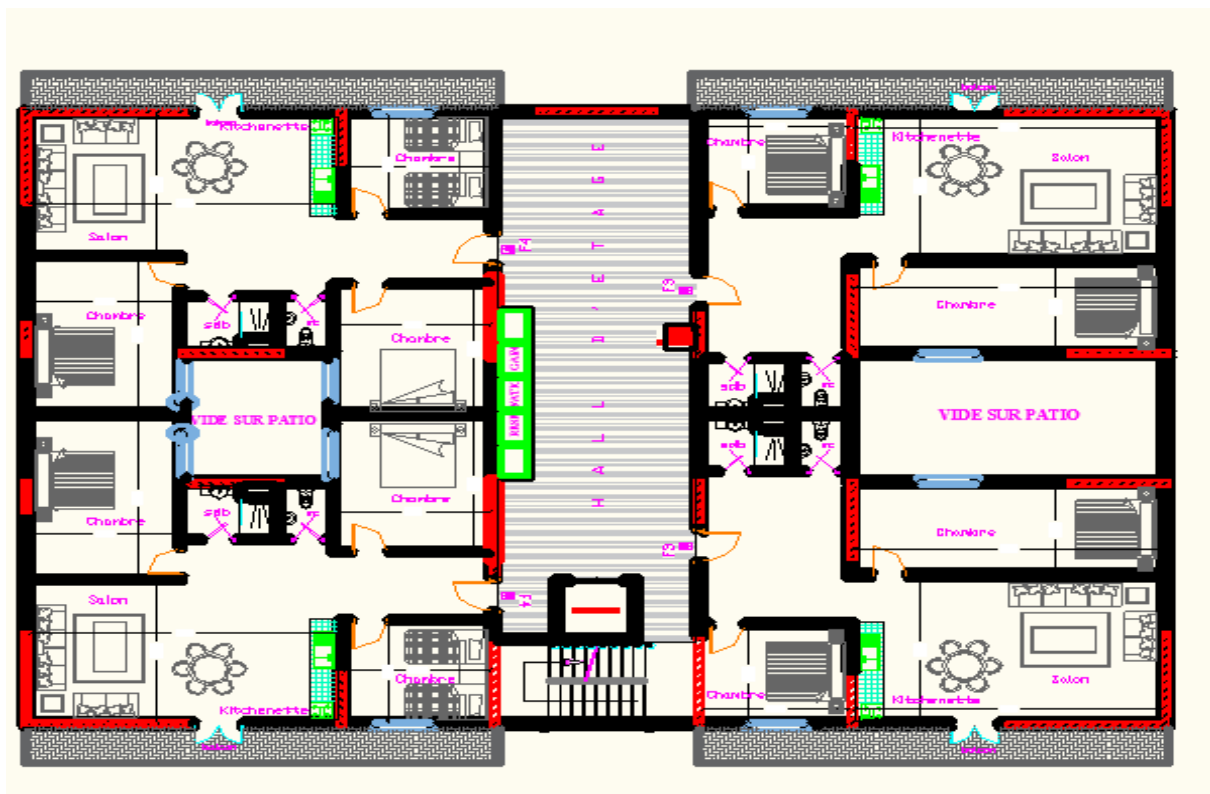
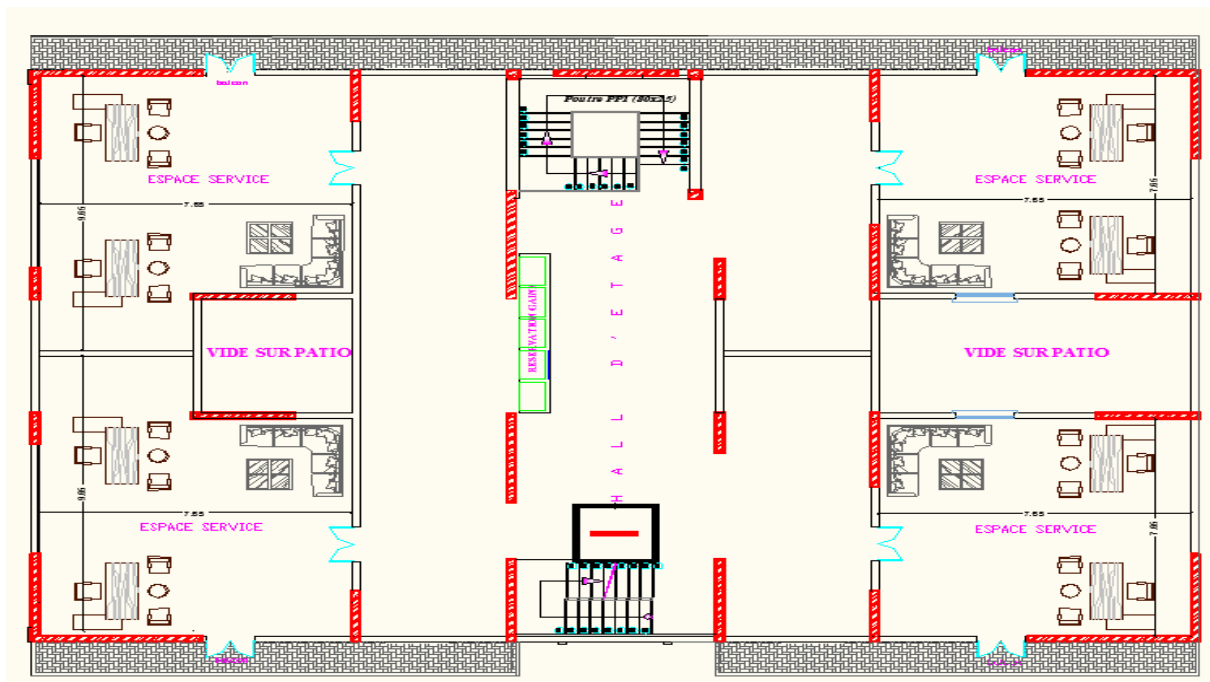
$$0.8G \pm E$$

- ✓ **Combinaison du BAEL 91:**

$$ELU : 1.35G+1.5Q$$

$$ELS : G+Q$$

## I.4. Les plans architecture de projet :



## **Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments**

### II.1.Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs Pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

### II.2.Plancher (dalle pleine) :

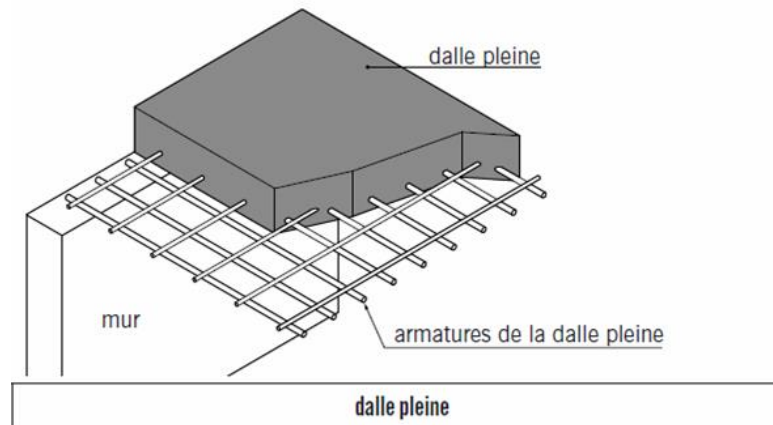
C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- de résistance à la flexion :

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

- d'isolation acoustique :  $\geq 16$  cm
- de rigidité ou limitation de la flèche  $\leq 1/500$  ;
- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.



**Figure II.1 : plancher dalle pleine**

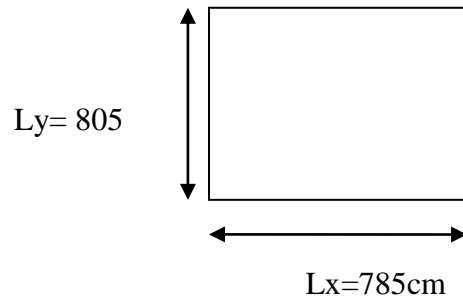
$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 785 \text{ cm} \\ L_y = 805 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$L_x/L_y = 785/805 = 0.97 \dots \dots \dots 0.85 < L_x/L_y < 1$ , Dalle porteur dans les deux sens

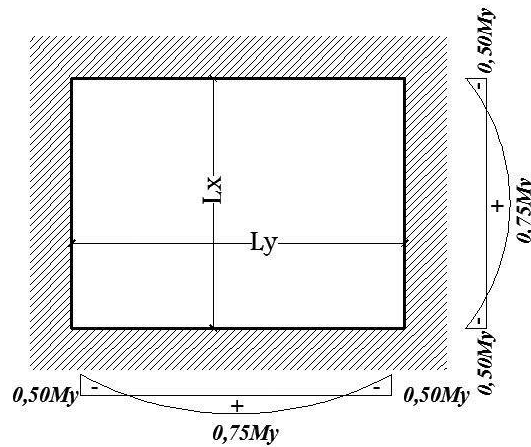
- **Condition de la flèche :**  $L_y = 805\text{cm}$  ;  $L_x = 785\text{cm}$

$L_y/50 \leq e \leq L_y/40 \dots \dots \dots (805/50) = 16.1 \leq e \leq (805/40) = 20$

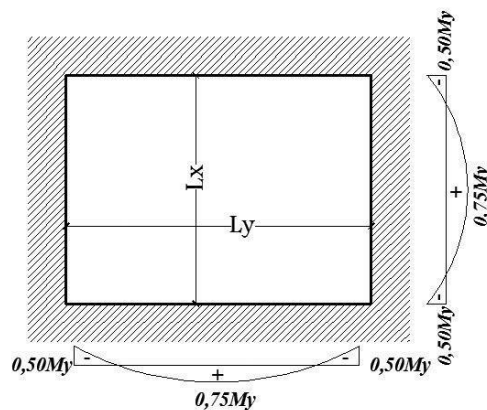
Donc on prend  $e = 20\text{ cm}$



**Figure II.2 : Dalle pleine**



**Figure II.3 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.**



**Figure II.4. : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis**

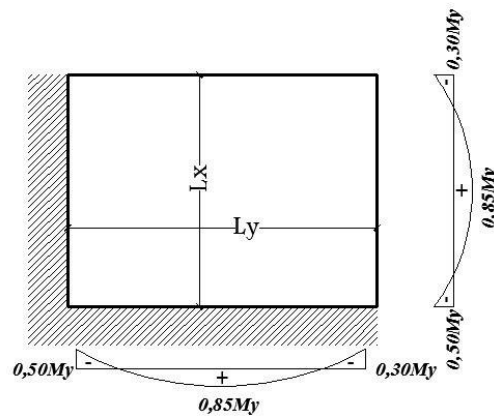


Figure II.5. : Schéma des panneaux de rive.

### II.3.Les voiles :

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

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq h_e / 20.$$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure II.2.

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15cm)

$h_e$ : Hauteur d'étage.

$$a \geq 306/20 = 15.3\text{cm on prend } a = 20\text{cm}$$

$$L \geq 4a \quad L \geq 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

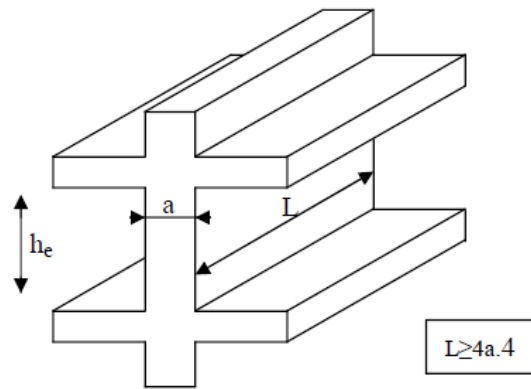


Figure II.6: Coupe de voile en élévation.

**II.4.Poutres :**

**II.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- L : la portée de la poutre
- h: la hauteur de la poutre
- b : la largeur de la poutre

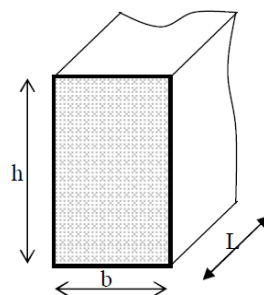


Figure II.7: Dimensions de poutres

**II.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003**

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

**II.4.3.Critères de flèche**

$L_{max} = 8.05 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{805}{15} \leq h \leq \frac{805}{10} \Rightarrow 53.66\text{cm} \leq h \leq 80.5\text{cm}$$

Pour le choix de b:

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$24 \leq b \leq 56$$

On prendra :  $h = 80 \text{ cm}$  et  $b = 25 \text{ cm}$

**II.4.3Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 80 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension  $(40 \times 60) \text{ cm}^2$

**II.5.LA BANDE NOYEE (Poutre noyée) :**



**Figure II.8 : Poutre noyée**

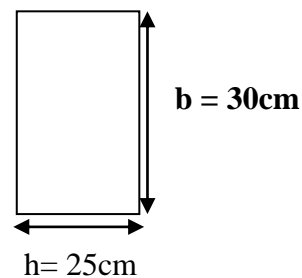
On l'appelle poutre noyée, lorsque la hauteur de cella est incorporée dans l'épaisseur du plancher, permettant de reprendre les charges. Puisque les charges sont linéaires et suivant la longueur du mur et donc cette poutre selon RPA 99 la hauteur (h) peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.  $h_d = 25 \text{ cm}$ , alors on prend  $h = 25 \text{ cm}$ .

On prend  $h = 25 \text{ cm}$

$$0.3 \cdot 25 \leq b \leq 0.7 \cdot 25 \quad 15 \leq b \leq 35$$

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20$  **Condition vérifié**

$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20$  **Condition vérifié**



**La poutre noyée**

$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 25/30 = 0.83$       **Condition vérifié**

### II.6. Pré-dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,20\text{m}$$

$$8 < e < 13$$

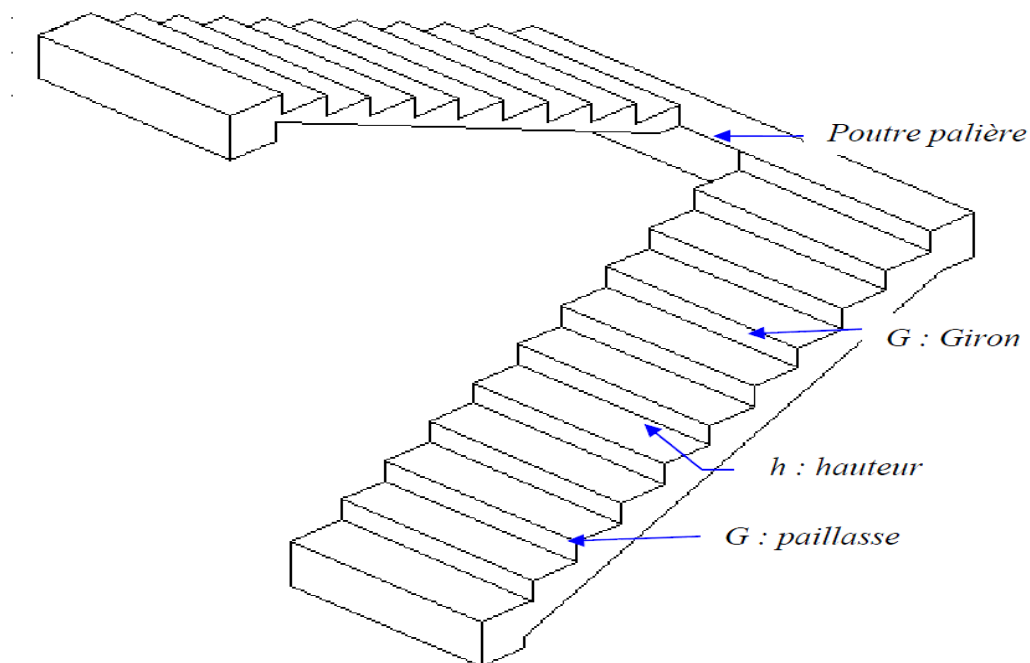
On prend une épaisseur de : **15 cm.**

### II.7. Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place , la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



**Figure .II.9 : schéma de l'escalier.**

**II.7.1. Caractéristiques techniques :****➤ Pour étage courant et RDC:**

Hauteur :  $H=3,06\text{m}$ .

Giron :  $g=30\text{ cm}$ .

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a :  $59 < 2h + g < 66$   $14,5 < h < 18$ .

$h$  : varié de 14 cm à 20 cm.

$g$  : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour:  $h=16\text{ cm}$

$N_c = H/h$

$N_c = 306/16$

On aura 20 contre marche entre chaque étage

10 contre marche

$n = N_c - 1 = 9$  marche

**➤ Inclinaison de la pailasse:**

$Tg\alpha = H' / L'$

$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 10 \times 16 \Rightarrow H' = 1.60\text{m}$

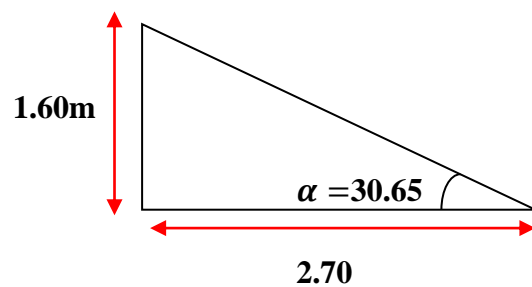
$L' = (n-1)g \Rightarrow L' = (10-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.7\text{m}$

$Tg\alpha = 1.60/2.7 \Rightarrow \alpha = 30.65^\circ$ .

La longueur de volée est :  $L = 1.60 / \sin\alpha \Rightarrow L = 3.138\text{m}$

L'épaisseur de la pailasse est :  $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 3.138/30 < e < 3.138/20$

$\Rightarrow e = 15\text{cm}$ .

**II.8. Descente des charges :****II.8.1. Introduction:**

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les Différents éléments de la Structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

### II.8.2.Plancher terrasse inaccessible :

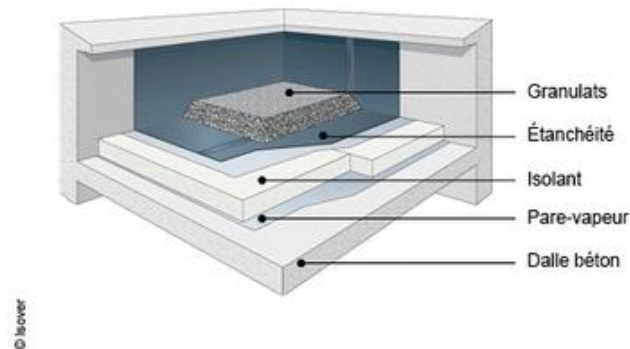


Figure II.8 : Plancher terrasse inaccessible

#### A. Charges permanentes :

Matériaux	Ep (cm)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.05	22	1.1
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en BA	0.2	25	6.25
Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
			<b>G<sub>1</sub>= 8.67 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.1 : Plancher Terrasse Inaccessible

#### B. Surcharges d'exploitation :

Terrasse inaccessible:  $Q_1=1 \text{ KN/m}^2$

## II.8.3. Plancher étage courant :

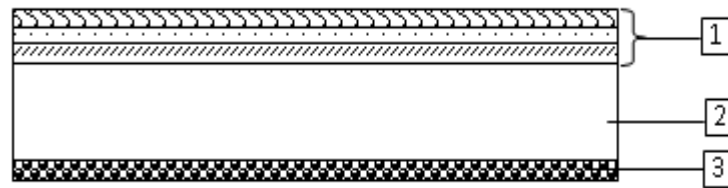


Figure II.9: Section transversale d'un plancher

## A. Charges permanentes :

Matériaux	Ep (cm)	P (KN /m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	0.01	12	0.12
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Cloisons intérieur	0.1	10	1
			<b>G<sub>2</sub> = 7.57KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.2 : Plancher étage courant

## B. Surcharge d'exploitation

$$Q_2 = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

## II.8.4. Plancher RDC :

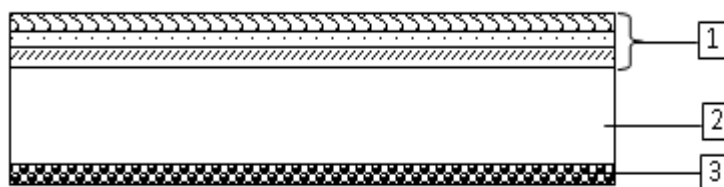


Figure II.11: Section transversale d'un plancher

**A. Charges permanentes :**

Matériaux	Ep (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	0.01	12	0.12
Dalle pleine	0.25	25	6.25
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
cloisons intérieures	0.1	10	1
			<b>G<sub>3</sub>= 7.57 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.3 : Plancher RDC****B. Surcharge d'exploitation**

$$Q_3=5 \text{ KN/m}$$

**II.8.5. Plancher sous-sol :****A. Charges permanentes :**

Matériaux	Ep. (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Charpe en béton	0.04	20	0.8
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
			<b>G<sub>3</sub>= 7.45KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.4 : Plancher sous-sol****B. Surcharge d'exploitation**

$$Q_3=2,5 \text{ KN/m}^2$$

**II.8.6. Plancher balcon :**

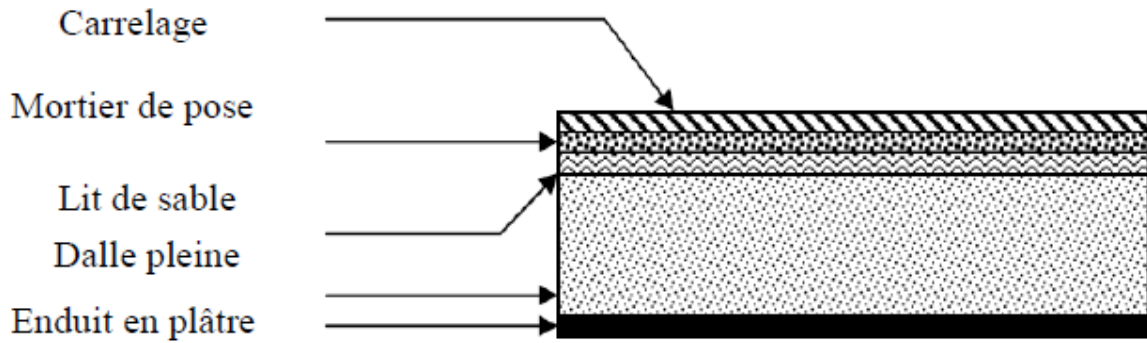


Figure II.12 : Plancher balcon

A. Charges permanentes :

Matériaux	Ep (m)	P (KN /m <sup>3</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	0.01	12	0.12
Dalle en BA	0.25	20	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G<sub>2</sub> = 6.57 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.5: Balcon

B. Surcharge d'exploitation

$Q_3 = 3,5 \text{ KN/m}^2$

II.8.7. Mur extérieure :

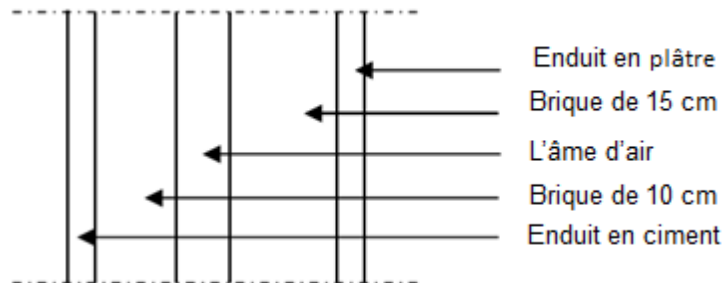


Figure II.13 : Coupe verticale de mur extérieure

A. Charges permanentes :

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN /m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	10	0.2	0,4
Parois en brique creuse	9	0.15	1,35
Lame d'air	-	0.5	0,00
Parois en briques creuses	9	0.10	0,90
Enduit en plâtre	0.02	0.10	0.2
			<b>G<sub>2</sub>= 2.85KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.6: Murs extérieurs (double parois)

## II.8.8. Mure intérieur :

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- Enduit en ciment	20	0.2	0,4
2- Parois en briques creuses	9	0.10	0,90
3-Enduit en plâtre	0.02	0.10	0.2
			<b>G<sub>2</sub>= 1.5KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.7 : Murs intérieur

## II.8.9. Escalier :

## II.8.9.1. Volée (la paillese):

Désignation	p (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25

Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G			<b>7.25</b>
Charge d'exploitation Q			<b>2,50</b>

Tableau II.8 : Les charges de la paillasse.

**II.8.9.2. Palier :**

Désignation	p (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			<b>4,97</b>
Charge d'exploitation Q			<b>2,50</b>

Tableau II.9 : Les charges de Palier

**II.9. Conclusion :**

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

## **Chapitre III : Etude des éléments non structuraux**

**III.1. Introduction :**

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers à dalle pleine.
- Les escaliers.
- Les dalles pleines.

**III.2. Etude d'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente..

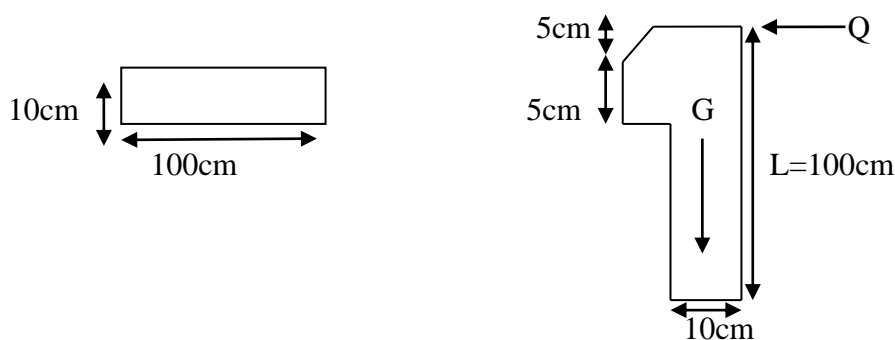


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

**III.2.1. Calcul des sollicitations :**➤ **Charge permanente**

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec  $\gamma_s$  : poids volumique du béton

$S$  : surface de l'acrotère

$$S = ((0,05 \times 0,1)/2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 1.69 \text{ Kg/ml.}$$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

✓ **La force horizontale :  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]**

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

$A = 0,15$  —————> coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 1,69$  —————> Kg/ml poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8$  —————> KN facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,69 = 0,81 \text{ Kg/ml}$$

$$P = \max (1,52 \text{ KN}; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1,52 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

**III.2.2. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant**✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,69 = 2,8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS :**

$$N_s = G = 1,69 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

**III.2.5. Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

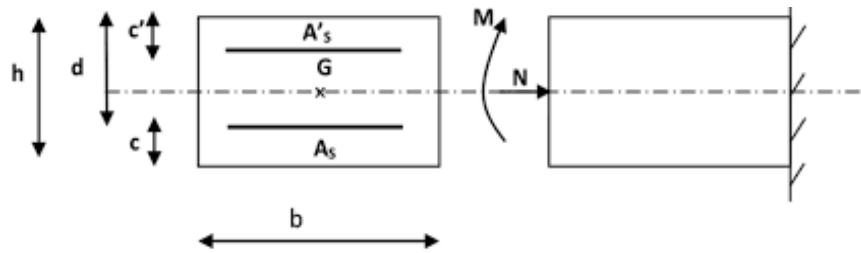


Figure III.2 : Section de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $c = 1 \text{ cm}$  ;  $d = 9 \text{ cm}$ .

**ELU : Détermination de l'excentricité  $eu$  :**

$$eu = \frac{M}{N} = \frac{0.9}{2.8} = 0.39$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.  $N$  est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif:**

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) =$$

$$M_1 = (0.9 + 2.8) \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.01\right) = 1.012$$

$$M_1 = 1.012 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{1012}{100 \cdot 14.2 \cdot 9^2} = 0.0087$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu = 0.0087$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{1012}{0.995 \cdot 348 \cdot 9} = 0.359 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.359 - \frac{2.8}{348} = 0.351 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.08 \text{ cm}^2$ .

Soit: **4T8** avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50$$

4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm/ml}$ .

### III.2.3. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

(BAEL99 /Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} =$$

$$E_s = \frac{0.6}{1.69} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{0.35 - 0.445 \cdot 9}{0.35 - 0.185 \cdot 9} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

**condition vérifier**

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)**

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0.011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres: (BAEL99/ ArtA 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

$\sum u$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 - 90 \cdot 7.54} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 2.21 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.52 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On prend :  $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99) :**

$$St \leq \min 2h ; 25 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée**

**III.2.4. Vérification à l'ELS:**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

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

$$MS = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0.6}{1.69} = 0.35 \text{ m}$$

$$e_s = 0.35 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_s = N_s \times \left( e_s + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right)$$

$$M_s = 0.6 \times \left( 0.35 + \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right) = 0.62$$

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{15 \cdot \sigma_{bc} \cdot Stc}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 \cdot 201.63} = 0.572$$

$$\mu_s = 0.01622$$

$$M_{fs} = \mu_s \cdot b \cdot s \cdot \sigma_{st}$$

$$M_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$M_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M_{fs}}{(d-c) \cdot \sigma_{st}} = \frac{620}{(7-3) \cdot 201.63} = 0.769$$

- **Armatures réelles (en flexion composée)**

$$A_{St} = A_{stf} - (N_s / \sigma_{st}) = 0.769 - (1.69 \cdot 103 / 201.63 \cdot 102)$$

$$A_{St} = 0.685 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15 [A (d-Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 1.803^3) / 3 + 15 \cdot 2.01 \cdot (7-1.80)^2 = 1009.66 \text{ cm}^4$$

Position de l'axe neutre:

$$(b/2) \cdot y^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d-y) = 50Y^2 - 30.15y - 211.05$$

$$y_1 = 1.80 \text{ cm.}$$

### III.2.5. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d-y_1) = (15 \cdot 602 / 1009.66) \cdot (7-1.8) = 46.51 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 46.51 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

### III.2.6. Vérification des contraintes dans le béton :

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (620 / 1009.66) * 1.8 = 1.11 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.11 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

### III.2.7. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \text{ [R.P.A99_V2003]}$$

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage.  $A = 0.15$  (Groupe 2; zone IIa)

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$$C_p = 0.8 \text{ (élément en console)}$$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère.  $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

$$\text{Alors: } F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q$  Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

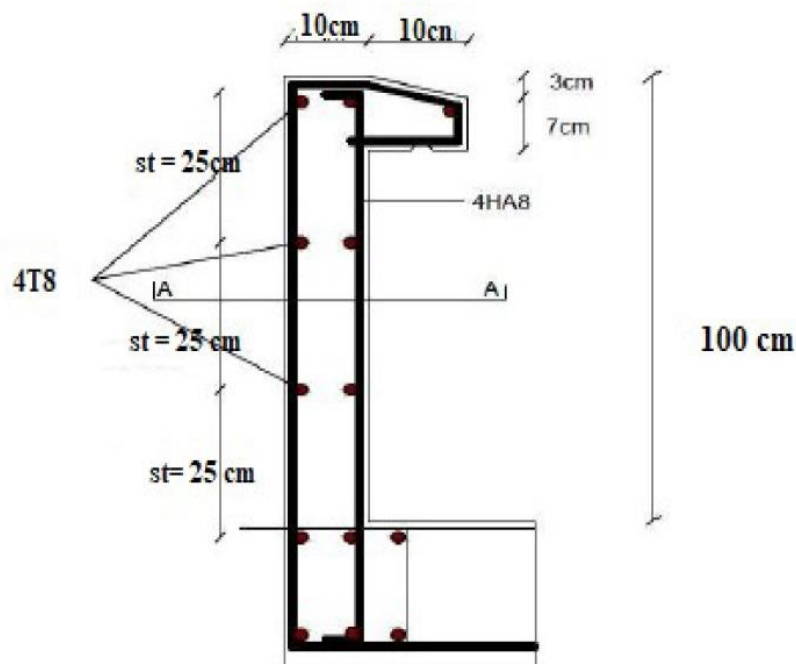


Figure .III.3: Schéma de ferrailage d'acrotère

### III.3. L'escalier

#### III.3.1. Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant démarches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées.

**III.3.2.Evaluation des sollicitations**

**III.3.2.1.Charges et surcharges**

✓ Volée:

- Charge permanente :  $G=8.04 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

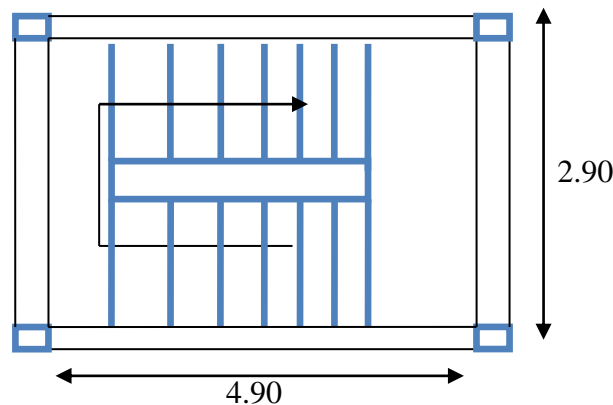
**III.3.2.2.Combinaison des charges :**

calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- A l'état limite ultime :  $q_u = 1.35G + 1.5 Q=1.35 \times 7.25+1.50 \times 2.5=13.537 \text{ KN/m}^2$
- A l'état limite service :  $q_{ser} = G + Q=7.25+2.5=9.75 \text{ m}$

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Qu (KN/m <sup>2</sup> )	Qser (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	7.25	2.50	13.537	9.75

**Tableau III.1: combinaison des charges de l'escalier.**



**Figure .III.4: Vue en plan d'escalier**

Sollicitations de calcul de la volée : pour le calcul on prend la charge :

$q_{u \max}=1,53 \text{ t/m}^2$

$q_{ser \max}=0.975 \text{ t/m}^2$

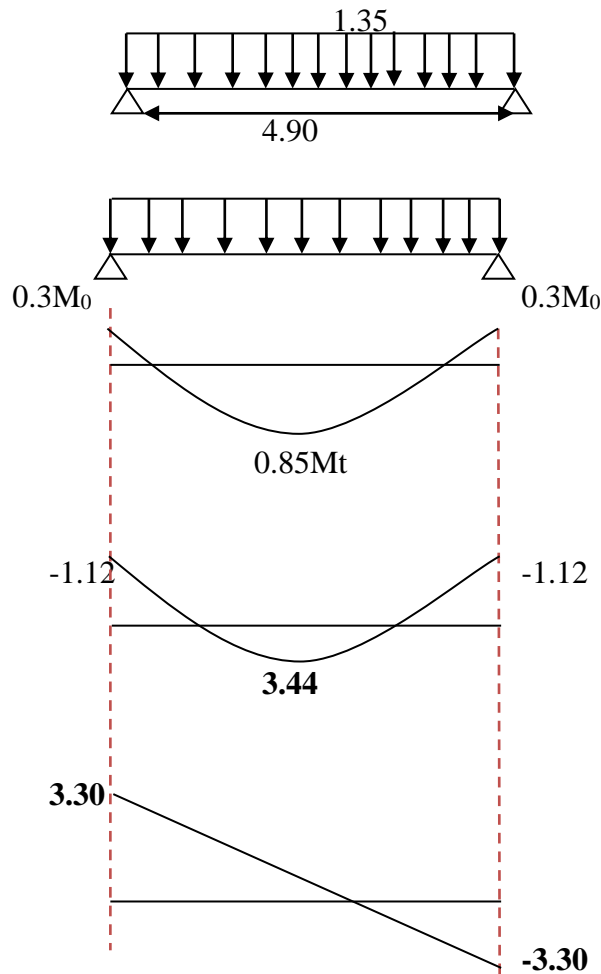
**III.3.2.3.Calcul à l'état limite ultime (ELU):**

$M_{0u}= q_u L^2 / 8 = 1.46 \times 4.90^2/8=4.04 \text{ t.ml.}$

$V_{0u}=q_u L/2 = 1.46 \times 4.90/2=3.30 \text{ t.}$

On travée :  $M_{travées} = 0,85M_0 \longrightarrow M_{travée} = 0,85 \times 4.38=3.44 \text{ t.m}$

On appui :  $M_{appui} = 0,30M_0 \longrightarrow M_{appui} = 0,30 \times 4,38 = 1,1 \text{ t.m}$



III.3.2.4.Ferraillage:

❖ ELU :

a- En travée:

$$\mu = Mu/bd^2f_{bu} ; c=c'=2\text{cm} ; d=h-c =0,16-0,02=0,14\text{m}$$

$$d =0,14\text{m} ; b=1\text{m}, f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 1,39/1 \times 0,14^2 \times 14,17 \times 10^2 = 0,050$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$  cas ( $\mu_l = 0,392$  pour feE400)  $\rightarrow$  section simplement armé  $A_u' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,050}}{0,8} = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,064) = 0,974$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{(1.39 \cdot 10^6)}{0.974 \cdot 14 \cdot (348 \cdot 10^2)} = 2.93 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- ❖ **Vérification:**

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c286} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$  Condition vérifiée

Le choix : 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml

Ar: 5T8 = 2,513 cm<sup>2</sup>/ml

- **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq S_{\max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(48; 33 \text{ cm}) = 33.00 \text{ cm}$$

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

**b- En appuis:**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bu}} = \frac{0.492 \cdot 10^4}{1 \cdot 140^2 \cdot 14.2} = 0.015 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.015}) = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \cdot 0.019) = 0.992$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.492 \cdot 10^6}{0.992 \cdot 14 \cdot (348 \cdot 10^2)} = 1.02 \text{ cm}^2 \text{ soit armature}$$

- ❖ **Vérification:**

- ✓ **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, \text{cal}) = \max(1.69, 1.11) \rightarrow A_s = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : 5T10 = (3.92 cm<sup>2</sup>/ml)

Les armatures des répartitions :

$$A_r = 3.92 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : 5T8 cm<sup>2</sup>/ml = 2,513 cm<sup>2</sup>/ml

- ✓ **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq S_{\max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(48; 33 \text{ cm}) = 33.00 \text{ cm}$$

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

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau$ , tel que :

$$\tau = \text{Min}(0.10f_{c28} : 3\text{MPa}) = 2.50\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{2.19 \cdot 10^4}{1000 \cdot 140} = 0.156\text{MPa} \leq \tau_u = 2.50\text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.2.5. Calcul à l'état limite service (ELS):**

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}}L^2 / 8 = 0.97 \cdot 4.90^2 / 8 = 2.91\text{t.m}$$

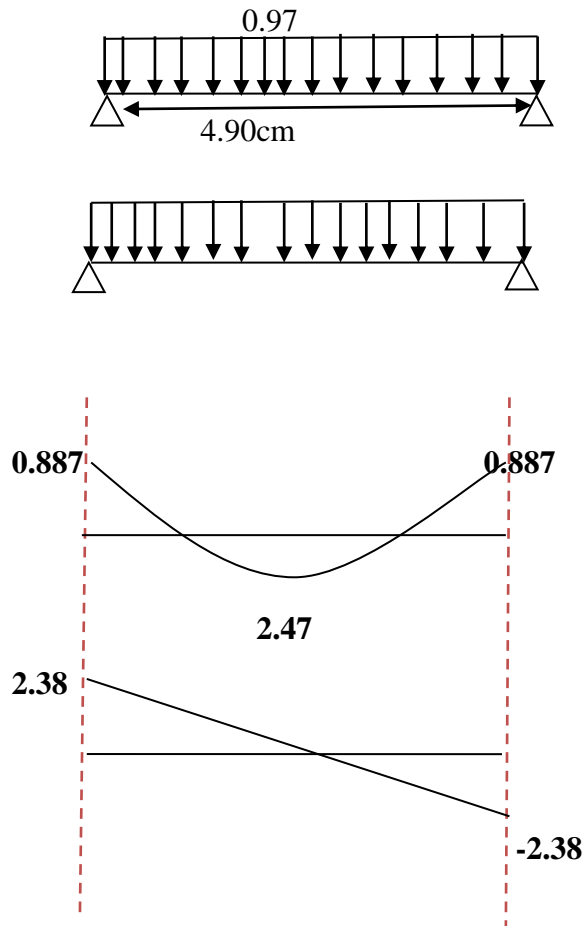
$$V_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} L / 2 = 0.97 \cdot 4.90 / 2 = 2.38\text{t}$$

➤ **On travée :**

$$M_{\text{travées}} = 0.85M \longrightarrow M_{\text{trvées}} = 0.85 \cdot 2.91 = 2.47\text{t.m}$$

➤ **On appui :**

$$M_{\text{appui}} = 0.3M \longrightarrow M_{\text{appui}} = 0.3 \cdot 2.91 = 0.887\text{t.m}$$



**a- En travée:**

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} \text{ avec } \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{f_{tj} \cdot \eta} \right) \quad \eta = 1.6 ; f_{tj} = 0.6 + (0.06 \cdot 25) = 2.1\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{2.1 \cdot 1.6} \right) = 202\text{MPa}$$

$$\mu_l = \frac{1.003 \cdot 10^4}{1 \cdot 140^2 \cdot 202} = 0.0025$$

$$K = 0.021 \beta_l = 0.920$$

$$\sigma_{bc} = K \bar{\sigma}_{st} = 0.021 \cdot 202 = 4.24 \beta$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \quad A' = 0$$

**b- En appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{0.29 \cdot 10^4}{1 \cdot 140^2 \cdot 202} = 0.0007$$

$$K = 0.012 \quad \beta l = 0.950$$

$$\sigma_{bc} = k \bar{\sigma}_{st} = 0.012 \cdot 202 = 2.424$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \implies A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \bar{\sigma}_{st} \beta l} = \frac{0.29 \cdot 10^6}{14 \cdot 0.950 \cdot 202 \cdot 10^2} = 1.16 \text{ cm}^2 < A_u$$

**condition vérifiée**

➤ **Finalement :**

**Appui :** A principale = 5T10 espacement = 20cm

A répartition = 5HA8 espacement = 20cm

**Travée :** A principale = 5T12 espacement = 20cm

A répartition = 5T8 espacement = 20cm

Vérification de la flèche:

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1.  $h/L \geq 1/16$

2.  $A_s / b d \leq 4,2 / f_e$

3.  $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons

$$h/L \geq 1/16 \quad 16 / 300 = 0,053 \leq \Delta \quad 0,0625$$

**condition non vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est :  $\Delta\delta_t = \Delta\delta_i - \Delta\delta_v$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si } L > 5\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{MserL^2}{10EI\delta_i} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{MserL^2}{10EI\delta_v} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L = 3,00\text{m}$ .

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{100 \cdot 16^3}{12} + 15 * 5.56 * \left(\frac{16}{2} - 16\right)^2 = 39470.93 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I\delta_i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I\delta_v = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * ft28}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \quad (1) \\ \lambda_v = \frac{0.02 * ft28}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 0.4 \lambda_i \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{As}{b0d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} \end{array} \right. \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{Mser}{AsZ} \quad \text{et } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Asd}{bh + 15As} = \frac{\left(100 \cdot \frac{16^2}{2}\right) + (15 \cdot 5.56 \cdot 16)}{(16 \cdot 100) + (15 \cdot 5.56)} = 8.40$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 16 - \frac{8.40}{3} = 13.2 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{Mser}{AsZ} = \frac{1.003 \cdot 10^4}{5.65 \cdot 13.2} = 134.49 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{5.65 \cdot 10^{-3}}{100 \cdot 16 \cdot 10^3} = 0.0035$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} = \frac{1.75 \cdot 2.1}{(4 \cdot 0.0035 \cdot 134.49) + 2.1} = 0.922$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.0035 \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 6 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 2.4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I\delta_i = \frac{1.1 \cdot 39470.93}{1 + (6 \cdot 0.922)} = 6646.94 \\ I\delta_v = \frac{39470.93}{1 + (2.40 \cdot 0.922)} = 12285.52 \end{array} \right.$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{1.003 \cdot 3^2}{10 \cdot 32164.2 \cdot 6646.94} = 0.42 \\ \delta_v = \frac{1.003 \cdot 3^2}{10 \cdot 10818.87 \cdot 12285.52} = 0.67 \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Mser (KN.m)	AS (Cm <sup>2</sup> )	$\rho$ 10 <sup>-3</sup>	Z (Cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I <sub>0</sub> (Cm <sup>4</sup> )	I $\delta i$ (Cm <sup>4</sup> )	I $\delta v$ (Cm <sup>4</sup> )
1.003	5.65	0.0035	13.2	134.49	6	4.2	.0.992	39470.93	0.42	0.67

Tableau III.2: Vérification de la flèche.

$$\Delta\delta_T = \delta v - \delta i = 0.67 - 0.42 = 0.25 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.60 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\Delta\delta_T < \bar{f}$$

### III.3.3. Etude de la poutre palière :

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

- **La flexion simple** : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier
  - **la torsion** : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre
- Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.00m, son schéma statique est le suivant :

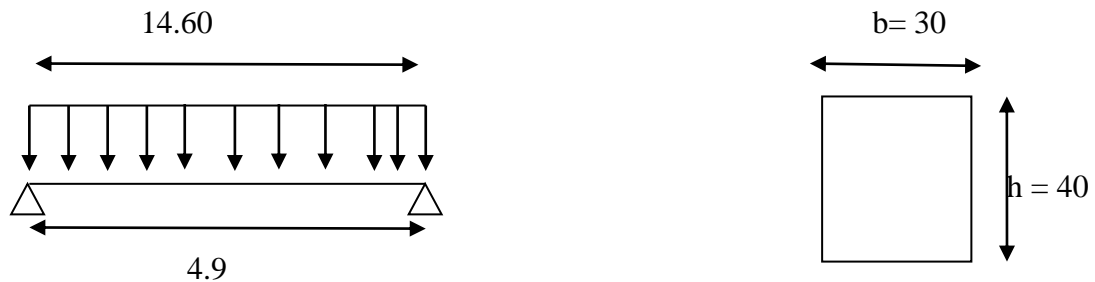


Figure.III.6 : Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

#### III.3.3.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 32 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \implies 4 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Le [RPA99] préconise :

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

Nous prenons :  $h = 40\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$

### III.3.3.2.Charges qui agissent sur la poutre palière:

**Remarque** : dans notre cas la poutre palière soumise à la charge due à l'escalier et la charge due à la planche.

La poutre palière est soumise à

1. poids propres :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :  $R_{\text{és}} = (14,604 \times 3,00) / 2 = 21,90\text{KN/ml}$

2. Réaction de plancher sur la poutre :

$q_u = 1,35G_{\text{plière}} + 1,50Q_{\text{plière}} = 1,35 \times 4,95 + 1,5 \times 2,5 = 10,43\text{KN.m}$

$R_{\text{pl}} = (10,43 \times 3,00) / 2 = 15,64\text{KN/ml}$

#### ❖ Combinaison de charge à l'ELU :

$q_u = 1,35 \times G + (R_{\text{escalier}} + R_{\text{plancher}})$

$q_u = 1,35 \times 3 + (21,90 + 15,64) = 41,59\text{KN/ml}$

$M_0 = q_u l^2 / 8 = 41,59 \times (3)^2 / 8 = 46,78\text{KN.m}$

$T_u = R_a = R_b = q_u \times l / 2 = 62,38\text{KN}$

#### ❖ Ferrailage de la poutre palière :

##### ❖ Flexion simple :

##### ➤ ELU

$M_{\text{max}} (\text{en travée}) = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 46,78 = 39,76\text{KN.m}$

$M_{\text{max}} (\text{en appui}) = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 46,78 = 23,39\text{KN.m}$

$h = 40\text{cm}$ ,  $c = c' = 3\text{cm}$ ,  $d = 37\text{cm}$ ,  $b = 30\text{cm}$ ,  $f_{\text{bu}} = 14,20\text{MPa}$

##### ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{39,76 \times 10^3}{0,03 \times 370^2 \times 14,20} = 0,068 < 0,392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 0.088 \quad \beta = 0.964$$

$$A_{ult} = \frac{M_{ult}}{bd\sigma_s} = \frac{39.76 \cdot 10^5}{0.964 \cdot 37 \cdot (348 \cdot 10^2)} = 3.20 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{23.39 \cdot 10^3}{0.3 \cdot 370^2 \cdot 14.20} = 0.040 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.051 \quad \beta = 0.979$$

$$A_{ult} = \frac{23.39 \cdot 10^5}{0.979 \cdot 37 \cdot (348 \cdot 10^2)} = 1.85 \text{ cm}^2$$

	Mu(KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\sigma_s$	As (cm <sup>2</sup> )	As.adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	39,76	0.068	0.088	0.964	348	3.20	4.62	3T14
Appui	23.39	0.040	0.051	.0979	348	1.85	3.39	3T12

Tableau III.3: Ferrailage de la poutre

✓ **Vérification:**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{adopté}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$ARPA = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 < A_{s, \text{adopté}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{62.38 \cdot 10^3}{(0.30 \cdot 0.37) \cdot 10^6} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

❖ **ELS :**

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

✓ **Vérification de la flèche**

$$h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow \frac{30}{40} = 0.13 > 0.0625$$

condition vérifiée.

$$A_s / b d \leq 4,2 / f_e \Leftrightarrow \frac{4.62}{30 \times 37} = 0.041 < 0.0105$$

condition vérifiée.

$$h/L \geq 1/10 \text{ (Mt/Mo)} \Leftrightarrow 0,13 > (39.76 / 46.78) / 10 = 0,085.$$

condition vérifiée.

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t ; b/10) \text{ d'où } \phi_t \leq \min (11,42 ; 14 ; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ La section d'armatures transversales est  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ 

$$St \leq \min (0,9.d ; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } St \leq \min (33.3 ; 40) \text{ d'où } St \leq 33,3 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b = 2.01 \cdot 400 / 0,4 \times 30 = 67 \text{ d'où } St \leq 67.00 \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$ .❖ **Torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément reparti sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier. Dans notre cas il faut faire l'équilibrage entre les réactions de la poutre et les réactions de plancher

$$q_u = 1.35G + (R_{\text{escalier}} - R_{\text{plancher}}) = (1.35 \times 3) + (21.90 - 15.64) = 10.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{tor}} = q_u l^2 / 8 = 10.31 \times 3^2 / 8 = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l / 2 = 10.31 \times 3 / 2 = 15.46 \text{ KN}$$

D'après le [CBA], la contrainte de torsion  $\tau_{ut}$  est comme pour les sections creuses

$$\tau_{ut} = M_{\text{tor}} / 2 \cdot \Omega \cdot b_0$$

Avec  $M_{\text{tor}}$  : Moment de torsion ;  $b_0$  : épaisseur réel de la paroi ;  $\Omega$  = aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (5/6 \times a) \times (b - a/6) = 777,77 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = a / 6 = 40 / 6 = 6.66 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tor}} = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \times 11.59 = 3.477 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{ut} = 2.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{uv} = T_u / b \cdot d = 15.46 \times 103 / (300 \times 370) = 0,14 \text{ MPa}$$

 $\tau_{uv}$ : contrainte tangente de cisaillement.

- La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Armatures :**

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

- **Longitudinales :**

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\Sigma A_l = M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

Avec  $\Sigma A_l$  : La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire  $\Omega$

$$U = 2 \cdot (b-a/6) \cdot 2 = 93,33 \text{ cm}$$

$$\Sigma A_l = 0,60 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{lmin} \geq 0.4 \cdot b \cdot U / f_e$$

$$A_{lmin} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_l = 2,80 \text{ cm}^2$ , on adopte **2HA14** soit  $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles. Dans notre cas puisque les angles sont déjà encombrés par les barres de flexion, celles de la torsion seront placées aux milieux des grands cotes.

- **Transversales :**

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

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

$$st \text{ (RPA)} \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \Rightarrow \text{z. courant} \\ \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10 \quad \Rightarrow \text{z. nodale} \end{cases}$$

On adopte :  $St = 15 \text{ cm}$  pour la zone courant.

$St = 8 \text{ cm}$  pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

$$A_t = 0,09 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{tmin} \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e$$

$$A_{tmin} \geq (0,4 \times 30 \times 15) / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **1cadre T8**.

❖ **Ferraillage des escalier :**

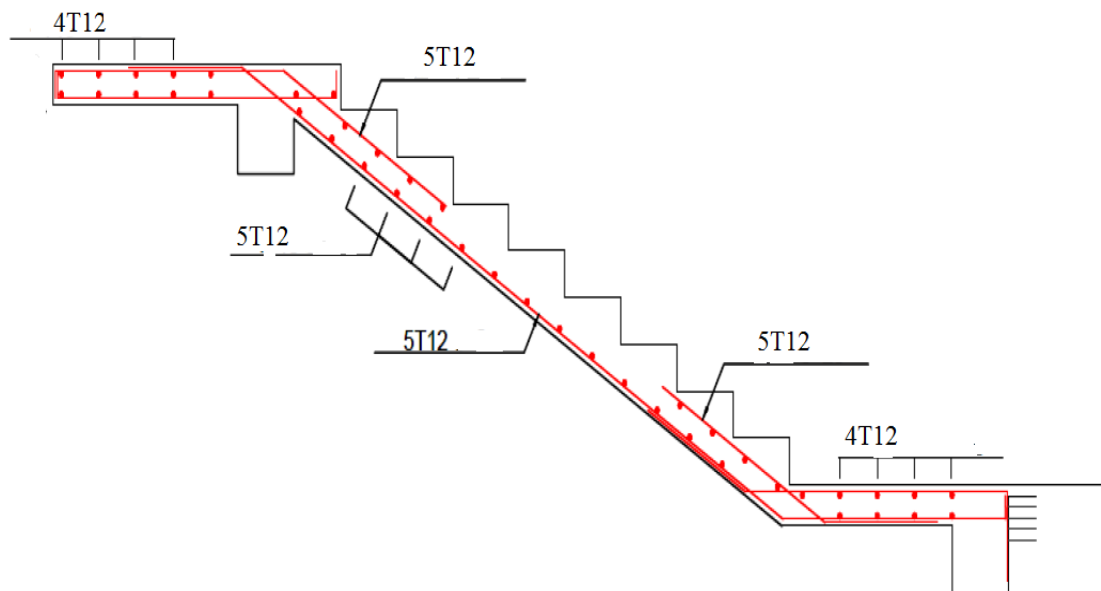
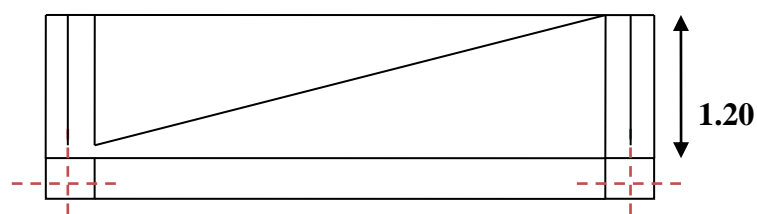


Figure III.6.Ferraillage des escaliers

### III.4.Balcon

#### III.4.1.Etude d'un type de balcon : (3 cotes) :



Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres et libre dans l'autre coté.

l'épaisseur est conditionnée par :

$$L_x/15 \leq e \leq L_x / 10 \longrightarrow L = 1,20 \text{ m}$$

$$8 \leq e \leq 12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Dalle appuis sur trois côtés :

**G=6.57**

**Q= 3.5**

**P (garde-corps)= 50kg/m**

$L_x = 1.20 \text{ m} ; L_y = 11.25 \text{ m} ; e = 15 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{11.25} = 0.10$$

$0.10 < 0,4 \longrightarrow$  Donc la dalle porte suivant un seul sens  $L_x$

- **Combinaison des charges :**

**a) L'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 \longrightarrow Q = q_u = 1,35 (0,657) + 1,5 (0,350) \longrightarrow q_u = 1,411 \text{ t/ml}$$

**b) L'ELS :**

$$q_s = G + Q \longrightarrow Q = q_s = (0,657 + 0,350) \longrightarrow q_s = 1.00 \text{ t/ml}$$

- **A L'ELU :  $q_u = 1,411 \text{ t/m}$**

Tableau de Bares

$M_{tx} = 0,1872 \text{ t.m}$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.31 \\ \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Max} = 0,6096 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$T_{\text{max}} = 0,2192 \text{ t}$

- **A L'ELS :  $q_s = 1.00 \text{ t/m}$**

Tableau de Bares

$M_{tx} = 0,1119 \text{ t.m}$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.31 \\ \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Max} = 0,3728 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 3,92$$

### C) 1. Calcul de Ferrailage :

La Fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (Variation de la température, l'eau, l'humidité, la neige etc.....). Le calcul effectuera donc à l'ELU et l'ELS.

#### A. ELU :

##### ✓ En Travée :

$$M_{tx} = 0,1872 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,1872 \times 10^5 / 100 \cdot 182 \cdot 142 = 0,004$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,005$$

$$Z = d [1 - 0,4\alpha] = 17,96 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,004 < 0,186 \longrightarrow \text{Domaine 1a}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s = 0,30 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopte : 5T10 (} A_s = 3,93 \text{ cm}^2)$$

##### ✓ En appuis :

$$M_{ax} = 0,6096 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,6096 \times 10^5 / 100 \cdot 182^2 \cdot 142 = 0,0132$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,016$$

$$Z = d [1 - 0,4\alpha] = 17,88 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0132 < 0,186 \longrightarrow \text{Domaine 1a}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s = 0,98 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopte : 5T10 (} A_s = 3,39 \text{ cm}^2)$$

#### ❖ Condition de non Fragilité :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq 0,23 b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

**condition vérifiée.**

#### ❖ Vérification à l'ELS :

Fissuration Préjudiciable :

##### • En Travée :

$$M_{tser} = 0,1119 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

##### • Position de l'axe neutre :

$$B \cdot x^2 / 2 + n \cdot A_s \cdot (d - x)$$

$$X_1 = 50x^2 - 15(3,39)(18-x) = 0$$

$$X_1 = (-50,85 + 430,86) / 100 = 3,80 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15 A_s (d-x)^2 \longrightarrow I = 100(3,80)^3 / 3 + 15(3,39)(18-3,80)^2$$

$$I = 12082,46 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{tser} x / I = 0,1119 \cdot 10^5 \cdot 3,80 / 12082,46 = 3,51 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,51 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

**condition vérifiée.**

- ❖ **Contrainte d'Acier :**

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min \{ 2/3 f_e, 110(q_{ftj})^{1/2} \} \longrightarrow \min \{ 266,66 ; 2020 \}$$

$$\sigma_s = 15 M_{tser} (d-x) / I = 15 \cdot 0,1119 \cdot 10^5 \cdot (18-3,80) / 12082,46 = 197,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = 197,26 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_s = 2000 \text{ kgf/cm}^2$$

**condition vérifiée.**

- ❖ **En Appuis :**

$$M_{ser} = 0,3728 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Position de l'axe neutre :**

$$Bx^2 / 2 + n A_s (d-x)$$

$$X_2 = 50x^2 - 15(3,39)(18-x) = 0$$

$$X_2 = 3,80 \text{ cm}$$

- ❖ **Vérification des contraintes :**

- ❖ **Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{tser} x / I = 0,1119 \cdot 10^5 \cdot 3,80 / 12082,46 = 3,51 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,51 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

**condition vérifiée.**

- ❖ **Contrainte d'Acier :**

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min \{ 2/3 f_e, 110(q_{ftj})^{1/2} \} \longrightarrow \min \{ 266,66 ; 2020 \}$$

$$\sigma_s = 15 M_{tser} (d-x) / I = 15 \cdot 0,1119 \cdot 10^5 \cdot (18-3,80) / 12082,46 = 197,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = 197,26 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_s = 2000 \text{ kgf/cm}^2$$

**condition vérifiée.**

❖ **Contrainte d'Acier :**

❖ **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma's = \min \{2/3f_e, 110(qftj)^{1/2}\} \longrightarrow \min \{266,66 ; 2000\}$$

$$\sigma_s = 15Maser (d-x)/I = 15.0, 3728.105. (18-3,80) / 12082,46 = 657,20\text{kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = 657,20\text{kgf/cm}^2 < \sigma's = 2000\text{kgf/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$St \geq St_{max} = \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } St = 20 \text{ cm}$$

**C) 3. Armatures de répartition :**

▪ **Appuis :**

$$Ar = As / 4 = 3,39 / 4 = 0,84 \text{ cm}^2$$

**Donc on adopte : 5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup> espacée de 20 cm**

▪ **Travée :**

$$Ar = As / 4 = 3,39 / 4 = 0,84 \text{ cm}^2$$

**Donc on adopte : 5T8 = 2,51 cm<sup>2</sup> espacée de 20 cm**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier :  $\tau_u < \tau$

$$\tau_u = \frac{V_n}{bd} \leq \tau = \min (0.15f_c28 ; 5\text{MPa}) \longrightarrow \tau = 2\text{MPa} \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$T_u = 0,2192 \text{ t} ; \tau_u = T_u / b.d. = 0,2192.10^3 / 100. (18) = 0,121 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 0,121 < \tau = 2\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :** Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{ht}{lx} \geq \frac{l}{16} \longrightarrow 0,12 > 0,062 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$As / b.d. = 3,39 / 1800 = 0,0018 < 3,6 / f_e = 3,6 / 400 = 0,009 \quad \text{condition vérifiée.}$$

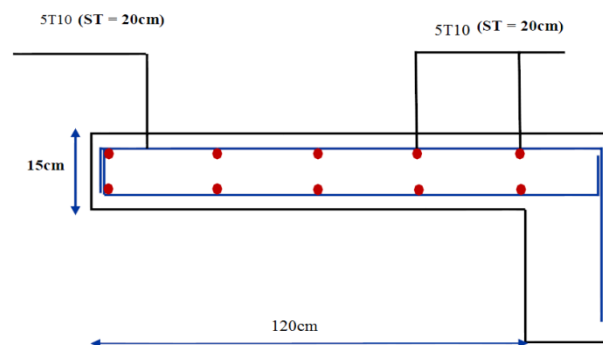


Figure III. 7. Ferrailage de balcon

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

### IV.1.Introduction:

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période...etc.**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

### IV.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ Version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- méthode statique équivalente

### IV.3. Méthode statique équivalente :

#### ❖ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### ❖ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation.

**Avec :**  $6H \leq 5m$  en zone I et IIa,

**b.** Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

**Remarque :** Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

#### **IV.3.1.Méthode dynamique modale spectrale :**

Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### **❖ Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

#### **IV.3.2.Méthode d'analyse dynamique :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

#### **IV.3.3.Méthode d'analyse modale spectrale :**

##### **❖ Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### **❖ Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

#### IV.3.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

##### ❖ Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient :  $A=0,15$

##### ❖ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R=3.5$

##### ❖ Facteur de qualité Q :

###### 1. Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 26.10/13.50 = 1,93 < 4$$

Donc le critère est observé  $p_q = 0$

###### 2. Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation  $p_q = 0$

###### 3. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

###### 4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q=1 \pm \sum_1^6 p_q).$$

Critère « q »	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$\Sigma$	0.25

**Tableau V.1: Pénalités du facteur de qualité**

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,1 \implies Q = 1.25$$

Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \leq 0.7$$

$\xi$ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend  $\xi=10$  %.

$$D'où : \eta = 0,763 \geq 0,7$$

Période T1 et T2 du site considérée S2 :

$$T1 = 0,15s \quad T2 = 0.40s$$

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003,)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$ELU = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \pm 1.2 * E$$

$$0.8 * G \pm E$$

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

On a donc

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_t * h_N^{3/4} \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_t$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_t$ : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 1

$C_t = 0,05 T C$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

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

Avec :  $T_2 = 0,40$  sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 39.22$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$d_x = 28.85$$

$$d_y = 20.10$$

$$T = C_t * h_N^{3/4} = 0.05 * (39.22)^{3/4} = 0.78 \text{ s} \quad \text{Dans les deux directions}$$

$$T_x = \min (0.66, 0.78) \longrightarrow T_x = 0.66$$

$$T_y = \min (0.78, 0.79) \longrightarrow T_y = 0.78$$

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3 \text{ s} \quad D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.37; D_y = 1.22$$

$$T = \max (Tx, Ty) = 0.79$$

#### VI.4. Poids total de la structure :

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_i^n W_i \quad \text{avec } W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitation.  $W_{Qi}$

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, présent les masses calculé le Robot.

$$W_t = 77098,58 \text{ KN}$$

#### VI.5. Modélisation de la structure :

##### VI.5.1. Position des voiles :

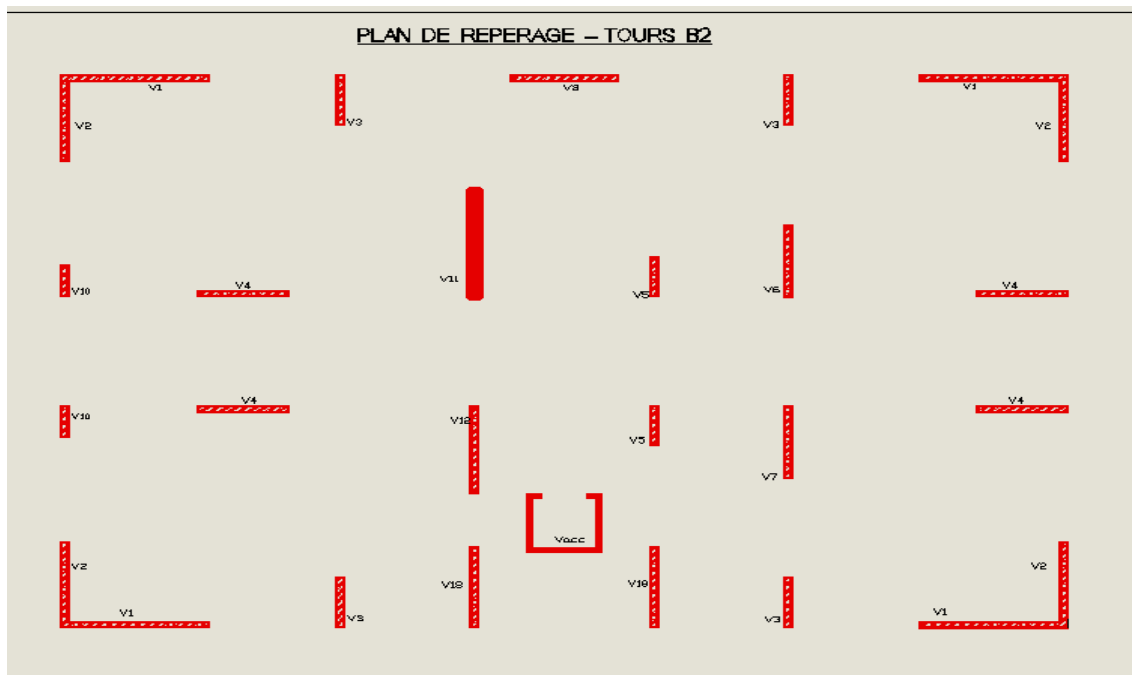
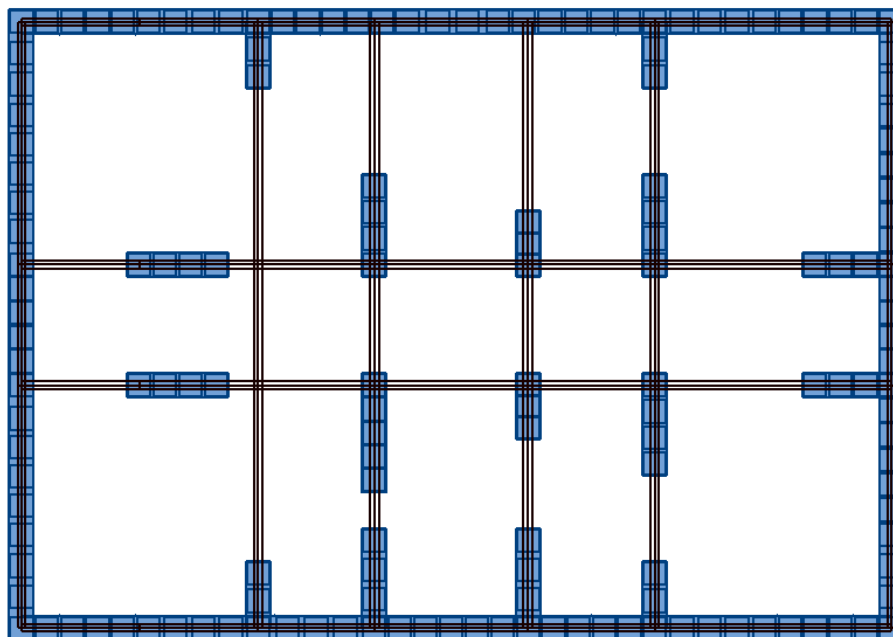
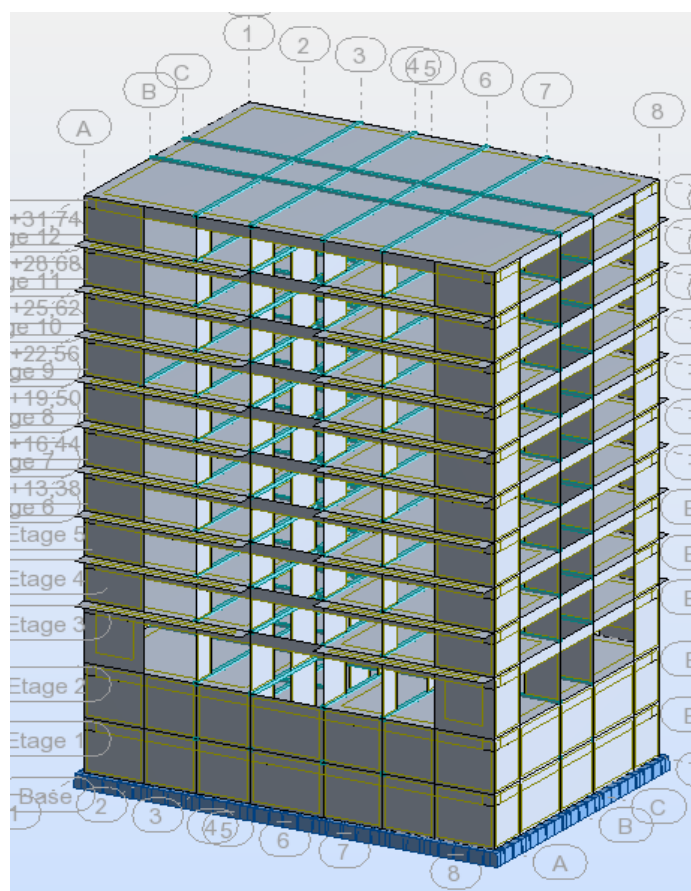


Figure IV.1: 1 ère disposition des voiles



**Figure IV.2: 2ème disposition des voiles**

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT »



**Figure IV.3. Vue de la structure modélisée**

#### IV.5. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure

W : poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux)

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.38 \cdot 1.25}{3.5} * 77098,58 = 5699.78 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.22 \cdot 1.25}{3.5} * 77098,58 = 5038.94 \text{ KN}$$

Résultats de calcul :

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$
1	0,95	0,85	59,64	0,85	59,64
2	0,79	61,70	61,01	60,85	1,37
3	0,51	63,20	63,74	1,51	2,73
4	0,24	63,22	76,63	0,02	12,90
5	0,21	76,88	76,66	13,66	0,03
6	0,15	76,89	76,66	0,00	0,00
7	0,14	76,89	76,66	0,00	0,00
8	0,14	76,93	76,93	0,04	0,27
9	0,14	76,93	76,93	0,00	0,00
10	0,13	76,93	76,93	0,00	0,00
11	0,13	76,93	76,93	0,00	0,00
12	0,13	76,93	76,93	0,00	0,00
13	0,13	76,93	76,93	0,00	0,00
14	0,13	76,93	76,93	0,00	0,00
15	0,13	76,93	76,94	0,00	0,00

**Tableau VI.2: Taux de participation modale**

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{emp} = 0.79s$$

$$T_{dyn} = 0.95s$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que :  $1.3T_{emp} > T_{dyn} \Rightarrow 1.03s > 0.95s$  Condition vérifiée.

- Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx)
- Le 2ème est une translation suivant l'axe (yy)
- Et le 3ème mode de torsions

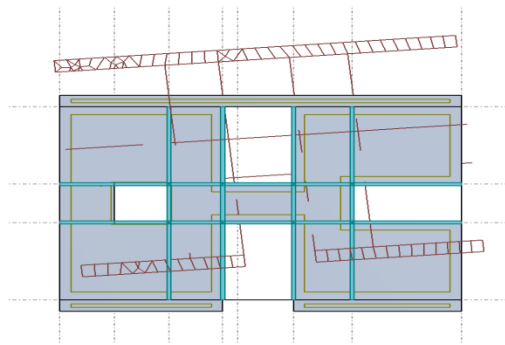


Figure IV.4. Mode 1

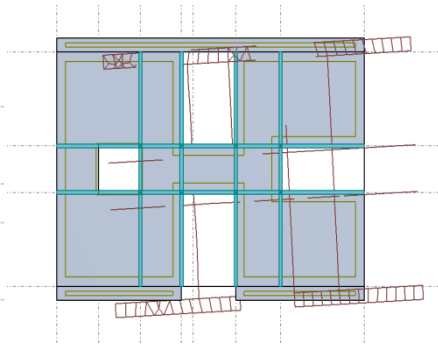


Figure IV.5. Mode 2

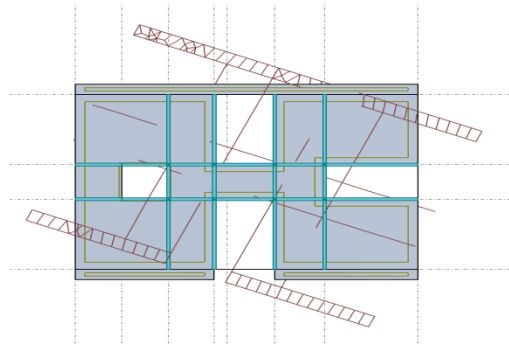


Figure IV.6. Mode 3

➤ **Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003**

Direction xx : 14ème mode : Masse cumulée = 76.93%

Direction yy : 15ème mode : Masse cumulée = 76.94 %

Masse cumulée < 90% Condition non vérification

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $k$ ) à être tel que :

Selon l'article 4.3.4 de l'RPA : dans le cas où la condition des 90% n'est pas vérifiée, le nombre minimal de mode ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.2 \text{ sec}$$

**Pour notre cas :**

$$K \geq 3 \times \sqrt{12} = 11 \text{ modes}$$

$$T_{11} = 0.13 \leq 0.2 \text{ sec}$$

**condition vérifiée**

**IV.6. Evaluation des excentricités :**

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- ❖ Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} Ext = Xm - Xt \\ Eyt = Ym - Yt \end{cases}$$

Avec :

$Xm, Ym$  : Les coordonnées du centre de masse.

$Xt, Yt$  : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

$$\begin{cases} Ext = 1,44 \\ Eyt = 1,01 \end{cases}$$

Avec :

$$Lx = 28.85m \quad Ly = 20.10m$$

Niveaux	Wi(KN)	G(X.Y) [m]	R(X.Y) [m]	Ix (KN/m <sup>2</sup> )	Iy (KN/m <sup>2</sup> )	Ex0 (m)	Ey0 (m)
Sous-sol	2895,18	14,65 ; 9,69	16,91 10,27 - 5,39	17519 ,92	297459,25	2,27	0,59
Sous-sol	2905,62	14,59 ; 9,67	16,91 10,27 - 1,64	17549,28	299719,40	2,32	0,60
RDC	2436,93	14,52 ; 9,90	14,65 10,74 2,85	15835,93	240006,06	0,13	0,84
1 <sup>er</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 10,74 6,36	13160,84	193213,72	0,11	0,78
2 <sup>ème</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 10,74 9,42	13161,47	193220,03	0,11	0,78
3 <sup>ème</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 ; 10,74	13162,10	193226,33	0,11	0,78
4 <sup>ème</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 ; 10,74	13162,73	193232,64	0,11	0,78
5 <sup>ème</sup>	2062,62	14,35 ; 9,96	14,65 ; 10,74	13293,35	197460,76	0,31	0,78
6 <sup>ème</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 ; 10,74	13164,00	193245,25	0,11	0,78
7 <sup>émé</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 ; 10,74	13164,63	193251,55	0,11	0,78
8 <sup>ème</sup>	2024,91	14,54 ; 9,95	14,65 ; 10,74	13165,26	193257,86	0,11	0,78
9 <sup>ème</sup>	1714,75	14,52 ; 9,76	14,65 ; 10,74	95861,52	169791,51	0,13	0,97

**Tableau IV.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.**

### Détermination de la force sismique par la méthode statique

#### Équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le

RPA99/2003 par la formule suivante :

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

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente  $V_{statique}$  correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (Temp).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	Vst (kN)	0,8Vst (kN)	Vdyn (kN)	Vdyn≥0,8Vst
X	5699,78	4559,83	4042,66	CNV
Y	5038,94	4031,15	3559,82	CNV

**Tableau IV.4: les forces sismiques des deux directions.**

La force sismique au bas obtenu par la méthode d'analyse modale spectrale dans le sens x ne dépasse pas 80% de la résultante de la force sismique déterminée par l méthode statique équivalente V. Pour solutionner cet inconvénient selon le ART 4.3.6 RPA 99/v2003, il y a eu une nécessité augmenter les paramètres de la réponse. Nous avons opté pour une augmentation du facteur de 1 à 1.1, proportionné par le rapport  $0.8 V_{yst} / v_{ydyn}$  qui nous a donné les résultats suivant :

$$V_x = \frac{4559,83}{4042,66} = 1.13$$

$$V_y = \frac{4031,15}{3559,82} = 1.14$$

Sens	Vst (kN)	0,8Vst (kN)	Vdyn (kN)	Vdyn≥0,8Vst
X	5699,78	4559,83	4568,21	CV
Y	5038,94	4031,15	4058,20	CV

**Tableau IV.5: les forces sismiques des deux directions**

#### IV.7.Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 5.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure ;

$\delta_{eK}$  est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ;

**R** est le coefficient de comportement ( $R = 3,5$ ) ;

étage	SS	SS	RDC	1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup>	8 <sup>eme</sup>	9 <sup>eme</sup>
$\Delta K_{dx}$	0,041	0,092	0,575	0,589	0,670	0,713	0,728	0,722	0,699	0,668	0,634	0,695
$\Delta K_{dry}$	0,051	0,136	0,718	0,764	0,877	0,934	0,949	0,923	0,907	0,847	0,793	0,785

**Tableau IV.6: Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.**

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e \longrightarrow 0,1 \leq 1\% h_e = 4,76 \text{ cm}$ , donc la condition est vérifiée

5.11. Vérification de l'effet  $P - \Delta$  :

Les effets du 2eme ordre ou effet  $P - \Delta$  peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_k$  : 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'.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : hauteur de l'étage 'K'.

Suivant (XX) :

Niveaux	H (cm)	VK <sub>x</sub> (KN)	Pk	ΔK <sub>x</sub> (cm)	Θ <sub>x</sub>
Sous sol	374	4527,87	7313,62	0,041	<b>0.00017</b>
Sous sol	374	4516,39	7264,95	0,092	<b>0.00039</b>
RDC	420	4484,00	6530,81	0,575	<b>0.0019</b>
1 <sup>er</sup> étage	306	4342,15	6118,79	0,589	<b>0.0027</b>
2 <sup>eme</sup> étage	306	4119,57	6118,79	0,670	<b>0.0032</b>
3 <sup>eme</sup> étage	306	3833,49	6118,79	0,713	<b>0.0034</b>
4 <sup>eme</sup> étage	306	3510,37	6118,79	0,728	<b>0.0041</b>
5 <sup>eme</sup> étage	306	3162,84	6163,04	0,722	<b>0.0045</b>
6 <sup>eme</sup> étage	306	2775,06	6118,79	0,699	<b>0.0050</b>
7 <sup>eme</sup> étage	306	2316,57	611879	0,668	<b>0.0057</b>
8 <sup>eme</sup> étage	306	1740,50	6118,79	0,634	<b>0.0072</b>
9 <sup>eme</sup> étage	306	1012,14	7015,84	0,695	<b>0.015</b>

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet pΔ sens XX

Suivant (YY) :

Niveaux	H (cm)	VKy (KN)	Pk	ΔKy (cm)	Θ <sub>y</sub>
Sous sol	374	4022,69	7313,62	0,051	<b>0.00024</b>
Sous sol	374	4012,10	7264,95	0,136	<b>0.00065</b>
RDC	420	3978,29	6530,81	0,718	<b>0.0028</b>
1 <sup>er</sup> étage	306	3844,67	6118,79	0,764	<b>0.0039</b>
2 <sup>eme</sup> étage	306	3635,89	6118,79	0,877	<b>0.0048</b>
3 <sup>eme</sup> étage	306	3371,76	6118,79	0,934	<b>0.0055</b>
4 <sup>eme</sup> étage	306	3082,88	6118,79	0,949	<b>0.0063</b>
5 <sup>eme</sup> étage	306	2784,54	6163,04	0,923	<b>0.0066</b>
6 <sup>eme</sup> étage	306	2460,10	6118,79	0,907	<b>0.0072</b>
7 <sup>eme</sup> étage	306	2072,62	611879	0,847	<b>0.0081</b>
8 <sup>eme</sup> étage	306	1571,37	6118,79	0,793	<b>0.0097</b>
9 <sup>eme</sup> étage	306	919,70	7015,84	0,785	<b>0.016</b>

Tableau IV.8: Vérification de l'effet pΔ sens YY

**IV.9.Conclusion :**

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

### V.1.Introduction :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

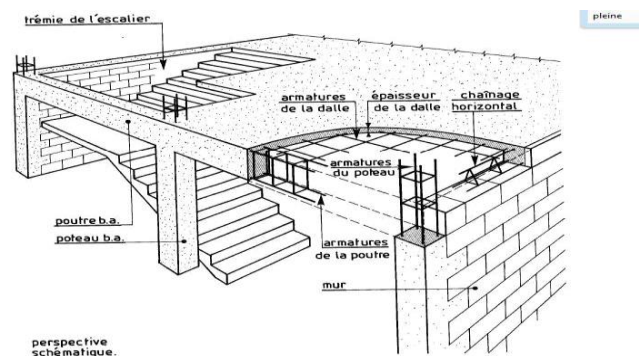
### V.2. Les planchers :

#### V.2.1.Introduction :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage)

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) Ils peuvent être entièrement préfabriqués.



#### V.1.Plancher en béton arme (dalles)

**V.2.2. Etude des planchers dalle plein :**

$$\rho = 785 / 805 = 0.97 \quad 0.4 < \rho < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

**V.2.2.1. Evaluation des charges :**

- Du Sous-sol

$$\begin{cases} G = 7.45 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**V.2.2.2. Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} qu = (1.35G + 1.5Q) * 1 = 13.80 \text{ KN/m}^2 \\ qs = (G + Q) * 1 = 9.95 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**V.2.2.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :**

- ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0.0506 * 13.80 * 6.70^2 = 31.34 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.6864 * 31.34 = 21.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0506 * 13.80 * 6.70^2 = 31.34 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.6864 * 31.34 = 21.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times qu \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0528 * 9.95 * 6.7^2 = 23.58 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8502 * 23.58 = 20.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### V.2.2.4. La réduction des moments:

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 0.85 M_x = 25.78 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 9.4 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} M_t = 0.85 M_y = 18.28 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.30 M_y = 6.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t = 0.85 M_x = 20.04 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 7.07 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} M_t = 0.85 M_y = 17.03 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.30 M_y = 6.012 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### V.2.2.5. Calcul des ferrillages :

Sens xx :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_1}{b * \sigma_b * d^2} = \frac{25780}{100 * 14.2 * 22.5^2} = 0.0358 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta * \sigma_s * d} = \frac{25780}{0.984 * 348 * 22.5} = 3.34 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte:  $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 = 4\text{T}10$

Espacement = 25cm

- Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 3.39/4 = 0.89 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte :  $A_r = 0.98 \text{ cm}^2 = 5\text{T}5$

- **En appuis:**

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{9400}{100 \cdot 14.2 \cdot 22.5^2} = 0.01 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{9400}{0.996 \cdot 348 \cdot 22.5} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte:  $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4T10$

Espacement = 25cm

### V.2.2.6.Vérification à l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 22.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

#### 2. Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{2h ; 25\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min = \{50 ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition:**

$$St \leq \min \{3h; 33\}$$

$$St \leq \min = \{75\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

**Appui :**  $St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ .

**Travée :**  $St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ .

**Condition vérifiée**

### V.2.2.7. Vérification à l'ELS :

➤ **Aux travées :**

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 58.95y_1 - 1326.37$$

$$y_1 = 4.59$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.59^3) / 3 + 15(3.93 * (22.5 - 4.59)^2) = 19062.27 \text{cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (20040 / 19062.27) * 4.59 = 4.82 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.82 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

**Condition vérifiée**

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_s$ : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right) = 201.63 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 20040 / 19062.27) \cdot (22.5 - 4.59) = 282.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 282.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s$$

**Condition non vérifiée**

- **Aux appuis:**
- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)
- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 47.1y_1 - 1059.75$$

$$y_1 = 1.87$$

### 3. Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 1.87^3) / 3 + 15(3.14(22.5 - 1.87)^2) = 20263.85$$

### 4. Contraintes dans le béton :

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (6012 / 20263.85) \cdot 1.87 = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**Condition vérifiée**

### 5. Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_s$ : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 6012 / 20263.85) \cdot (22.5 - 1.87) = 91.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 91.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Niveau	ELU		ELS	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Étage courant	115.64	-235.41	84.17	-171.36

Tableau V.1: Les valeurs des moments de chaque niveau en sens x-x

V.I.ferraillage des planchers

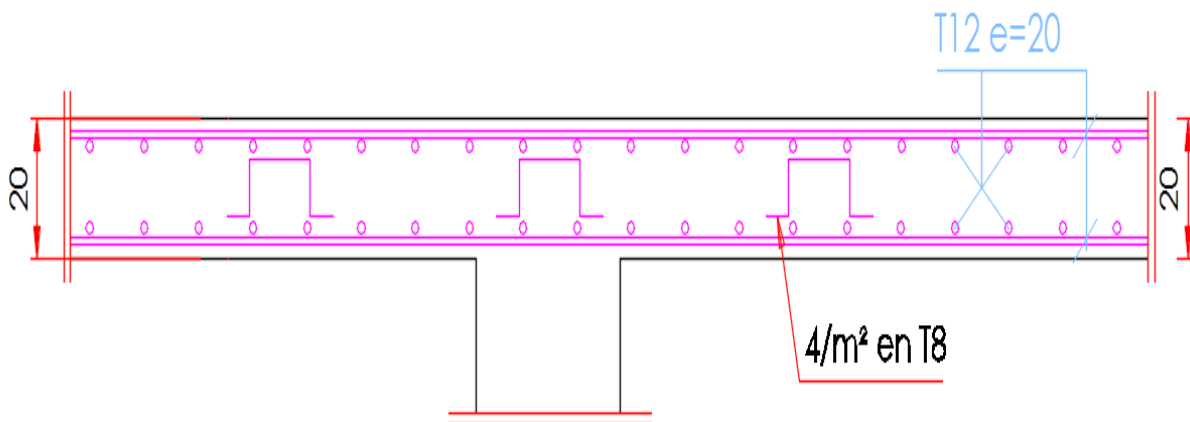


Figure .V.2.ferraillage des planchers

**V.II. Etude des voiles :****V.II.1.Introduction :**

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

**V.II.2.Combinaison des charges :**

En fonction du type des sollicitations, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale : (selon BAEL 99)**

ELU :  $1.35G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

- **Combinaison accidentelle : (selon RPA 99 version 2003)**

$G + Q + E$

$0.8G + E$

**V.II.3.Voile 1 (L= 4.20m) :**

Type	L (m)	e(m)	Combinaison	N max	M max	T (KN)
Voile 1x	4.20	0.20	<b>G+Q+Ex</b>	105,69	365,59	74,19
			<b>G+Q+Ey</b>	110,82	224,46	70,93
			<b>0.8G+Ex</b>	76,46	313,02	53,44
			<b>0.8G+Ey</b>	81,58	176,67	50,17
			<b>ELU</b>	192,57	143,02	102,44
			<b>ELS</b>	139,21	104,79	75,08

Tableau V.3 : sollicitation des voiles

Combinaison : 0.8G+Ey

### V.II.3.1.Ferrailage vertical :

$$N = 8158 \text{ KN}$$

$$M = 17667 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M*V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 2.1 \text{ m}$$

$$I = (b*h^3) / 12 = 1.23 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M*V}{I} = \frac{8185}{608.73} + \frac{17667*2.1}{1.23}$$

$$\sigma_t = 30176.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M*V}{I} = \frac{8185}{608.73} - \frac{17667*2.1}{1.23}$$

$$\sigma_c = -17657.55 \text{ KN/m}^2$$

On a  $\sigma_t > 0$  et  $\sigma_c < 0$  donc la section est partiellement comprimée

$$\text{tg}\alpha = \frac{\sigma_c}{L1} + \frac{\sigma_t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t * L1}{\sigma_c}$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t * (L - LT)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) * LT = \sigma_t * L$$

$$L_t = \frac{\sigma_t * L}{(\sigma_c + \sigma_t)} = \frac{30176.61 * 4.2}{30176.61 + 17657.55} = 2.64$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{s}$$

$$F_t = S * \sigma_t$$

$$S = \frac{b * L_T}{2} = 0.26 \text{ m}$$

$$F_t = S * \sigma_t = 0.26 * 30176.61 = 7995.61 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{7995.61}{400} = 19.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 0.15\% * 20 * 420 = 12.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 12.60 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq a/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

**Selon BAEL 91 :**

$$St \leq \min (2a, 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (40, 33)$$

$$St \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Selon RPA 99 V 2003: } St \leq \min (1.5a ; 30\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (30, 30\text{cm})$$

$$St \leq 30\text{cm}$$

Donc on prend un espacement :  $St = 15\text{cm}$

**Selon RPA 99 v 2003 :**

Zone d'about :  $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 12.60 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante :  $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 8.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Pour les deux nappes du mur voile.

- **Armatures finales :**

$$A = \max (A \text{ calculée ; } A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A = 19.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Pour les deux nappes du voile.}$$

**6. Espacement :**

$$St = \min (1.5b ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :  $St = 30\text{cm}$  en zone courante.

$St' = St/2 = 15\text{cm}$  en zone d'about.

**V.II.3.2.Choix des armatures appliquées :**

- **Armatures verticales :**

On prend :

$$Av (\text{zone d'about}) = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2 \quad (\text{Pour les deux nappes du voile}).$$

$$Av (\text{zone courante}) = 7T14 = 10.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{Pour les deux nappes du voile}).$$

- **Armatures horizontales :**

$$Ah = \frac{Av_{total}}{4} = 6.69\text{cm}^2$$

On prend :  $Ah = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

On prend :

$$At (\text{zone d'about}) = \text{cadre } \Phi 8.$$

$$At (\text{zone courante}) = 4\text{épingle} / \text{m}^2$$

**V.II.3.3.Ferrailage horizontale :**

D'après RPA 99 version 2003 :

$$\text{Si } \tau_b \leq 0.025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$\text{Si } \tau_b > 0.025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b * a$$

$$\tau_b = \frac{v}{b*d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V \text{ max}$$

V max: l'effort tranchant maximum **Vmax** = 70.23

$$\tau_b = \frac{70.23*10^{-3}}{0.2*3.87} = 0.090 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.09\text{MPa} < 0.025*fc28 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.15\% b*a$$

$$A_t \geq 0.15\% * 420 * 20$$

On prend un diamètre : D = 12 mm

- **Armature de peau :**

$$A_c = 0.2\% b*L = 0.2\% * 20*420 = 16.8 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des voiles est regroupé dans le tableau suivant :

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal	
	A choisie	St	A choisie	St
<b>Voile 1</b>	8T16+7T14	15	5T14	15

**Tableau V.4 Ferrailage des voiles**

**7. Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau_b \leq 0.2 fc28$$

$$\tau_b = \frac{vu}{b*d}$$

$$V = 1.4*V \text{ max}$$

Type	Combinaison	V max	$\tau b$	$0.2 \cdot f_{c28}$	Observation
Voile 1	0.8G + E	-53,44	0.096	5	CV
	G + Q + E	-74,19	0.134	5	CV
	ELU	-102,44	0.132	5	CV

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement

V.II.3.4.Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot F_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 1x :  $N_{max} = 192.57 \text{ KN}$

$$V = \frac{192.57}{0.2 \cdot 25} = 0.038 \leq 0.3$$

Condition vérifiée

V.II.4.Voile 2 (L= 3.20) :

Type	L (m)	e(m)	Combinaison	Mmax	Nmax	T (KN)
Voile2	3.10	0.20	G+Q+Ex	52,95	-455,69	33,86
			G+Q+Ey	41,97	503,41	32,74
			0.8G+Ex	38,73	-358,92	17,56
			0.8G+Ey	27,75	600,17	16,43
			ELU	55,52	-813,18	45,70
			ELS	40,27	-605,74	32,49

Tableau V.6 : sollicitation des voiles

Combinaison : 0.8G + Ey

V.II.4.1.Ferraillage vertical :

N = 60017 KN

$$M = 2725 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 3.2/2 = 1.6 \text{ m}$$

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = 0.49 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{60017}{608.73} + \frac{2725 \cdot 1.6}{0.49}$$

$$\sigma_t = 8996.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{60017}{608.73} - \frac{2725 \cdot 1.6}{0.49}$$

$$\sigma_c = -8799.39 \text{ KN/m}^2$$

On a  $\sigma_t > 0$  et  $\sigma_c < 0$  donc la section est partiellement comprimée

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{L_T}$$

$$L_T = \frac{L_1 \sigma_t}{\sigma_c}$$

$$L_1 = L - L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_t (L - L_T)}{\sigma_c} =$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) \cdot L_T = \sigma_t \cdot L$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{8996.55 \cdot 3.1}{8799.39 + 8996.55} = 1.56$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{S}$$

$$F_t = S \cdot \sigma_t$$

$$S = \frac{b \cdot L_T}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$F_t = S \cdot \sigma_t = 1403.46 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{1403.46}{400} = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 0.15\% * 20 * 310 = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 9.3 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq a/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

**Selon BAEL 91 :**

$$St \leq \min(2a ; 33) \Rightarrow St \leq \min(40 ; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Selon RPA 99 V 2003: } St \leq \min(1.5a ; 30) \Rightarrow St \leq \min(30, 30)$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement :  $St = 15 \text{ cm}$

**Selon RPA 99 v 2003 :**

Zone d'about :  $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 9.3 \text{ cm} \rightarrow$  Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante :  $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 6.2 \text{ cm} \rightarrow$  Pour les deux nappes du mur voile.

- **Armatures finales :**

$$A = \max(A \text{ calculée ; } A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A = 3.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ Pour les deux nappes du mur voile.}$$

**Espacement :**

$$St = \min(1.5b ; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :

$St = 20\text{cm}$  ..... en zone courante.

$St' = St/2 = 10\text{cm}$  .....en zone d'about

**Choix des armatures appliquées :**

- **Armatures verticales :**

On prend :

$A_v$  (zone d'about) =  $8.04\text{ cm}^2 = 4\text{T}16$  (Pour les deux nappes du voile).

$A_v$  (zone courante) =  $9.24\text{cm}^2 = 6\text{T}14$  (Pour les deux nappes du voile).

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{A_{v\text{total}}}{4} = 4.32\text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 4.52\text{ cm}^2 = 4\text{T}12$

- **Armatures transversales :**

On prend :

$A_t$  (zone d'about) = cadre  $\Phi 8$ .

$A_t$  (zone courante) = 4épingle/ $\text{m}^2$

### V.II.4.3.Ferrailage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003 :

Si  $\tau_b \leq 0.025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% b*a$

Si  $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b*a$

$$\tau_b = \frac{V}{b*d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V_{\text{max}}$$

$V_{\text{max}}$  : L'effort tranchant maximum  $V_{\text{max}} = 63.98\text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{63.98}{0.2*2.79} = 0.114\text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.144 \text{ MPa} < 0.025 * f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$A_t \geq 0.15\% * 310 * 20$$

$$A_t \geq 9.3$$

On prend un diamètre :  $D = 12\text{mm}$

- **Armature de peau :**

$$A_c = 0.2\% b * L = 12.4 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des voiles est regroupé dans le tableau suivant

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal	
	A choisie	St	A choisie	St
<b>Voile 2</b>	4T16+6T14	15	4T12	15

**Tableau 6.7 : Ferrailage des voiles**

#### V.II.4.4.Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b * d}$$

$$V = 1.4 * V_{\text{max}}$$

Type	Combinaison	V max	$\tau b$	$0.2 \cdot f_{c28}$	Observation
Voile 1X	0.8G + E	24.58	0.396	5	CV
	G + Q + E	47.40	0.764	5	CV
	ELU	63.98	1.03	5	CV
	ELS	45.48	0.733	5	CV

V.8.Vérification des contraintes de cisaillement

V.II.4.5.Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 1x : N max = 503,41KN

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} = \frac{503.41 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 25} = 0.10 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.II.5.Schéma Ferrailage de voiles :

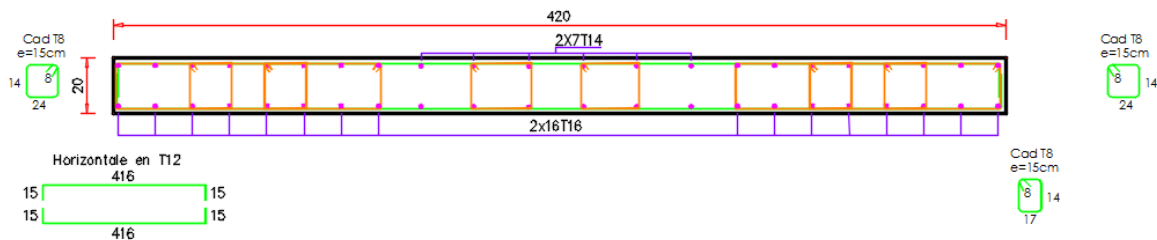


Figure.V.3. Schéma Ferrailage de voiles

V.II.4.Voile périphérique :

VII.4.1.Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de Reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q: surcharge d'exploitation  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .
- $\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- $\varphi$  : angle de frottement interne du sol  $\varphi = 22.17^\circ$
- $K_a$  : coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.452$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \varphi) = 0.452$$

#### V.II.4.2.Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on à :  $e = 20 \text{ cm}$

#### V.II.4.3.Calcul des charges :

##### 1. Poussée des terres :

$$P1 = K_a \cdot \gamma \cdot (h^2/2)$$

Avec :

P1: Poussé des terres

$\gamma$  : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

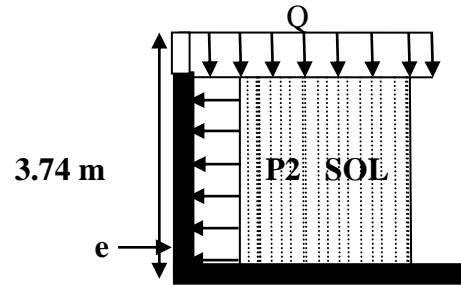


Figure .V.4 : Schéma statique d'une voile périphérique

### 8. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35\gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1,35 \times 19,4 \times 3,74 \times 0,452 = 44,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_u = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 32,79 \text{ KN.m}$$

#### V.II.4.4. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 1,87\text{m}$$

$$L_y = 3,74\text{m}$$

$$L_x/L_y = 1,87/3,74 = 0,50 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle portent en deux sens}$$

$$\text{Avec: } \vartheta = 0$$

$$\text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,966 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0,1000 \\ \mu_y = 0,3671 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,966 \times 44,27 \times 1,87^2 = 149,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 37,83 \text{ KN.m}$$

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M0x (kN. m)	149.54	11.46
	M0y(kN. m)	37.83	4.20
Moment sen travée	Mtx(kN. m)	127.10	9.76
	Mty (kN. m)	32.15	3.57
Moment sen appui	Max (kN. m)	44.86	3.44
	May (kN. m)	11.34	1.26

#### V.9.Détermination des moments fléchissant du mur voile.

- Aux travées :

$\mu = \frac{Mt}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{12710}{100 \cdot 14.2 \cdot 3.36^2} = 0.235 \leq 0,392$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.33$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.864$
- $\sigma_s = \frac{y_s}{f_e} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{12710}{0.864 \cdot 348 \cdot 3.36} = 12.85 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 12T12 = 13.75 \text{ cm}^2$ ,

#### 9. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{12.85}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ,

- **Aux appuis:**

$\mu = \frac{Ma}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{3783}{100 \cdot 14.2 \cdot 3.36^2} = 0.23 \leq 0,392$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.34$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.863$

- $\sigma_s = \frac{\gamma_s}{f_e} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{3783}{0.863 \cdot 348 \cdot 3.36} = 8.70 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 12T12 = 13.75 \text{ cm}^2$ ,

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{8.70}{4} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$ ,

- **Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \rho = 0.23 \cdot 100 \cdot 3.36 = 7.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7.28 < A_t = 12.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7.28 < A_{ap} = 8.70 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

- **Aux travées :**

✓ **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) = 50y^2 + 192.75y - 674.64$$

$$y1 = 2.15$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2] = 100 \cdot 2.15^3 / 3 + 15[15.71 \cdot (3.36 - 2.15)^2]$$

$$I = 616.41$$

- **contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y1 = (976 / 616.41) \cdot 2.15$$

$$\sigma_{bc} = 3.4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y1) = (15 \cdot 976 / 616.41) \cdot (3.36 - 2.15)$$

$$\sigma_s = 28.73 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

- **Aux appuis:**

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) * y_1 = (344/616.41) * 2.15 = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$  : Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 100 * \sqrt{2 * n}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser}/I * (d - y_1) = (15 * 344/616.41) * (3.36 - 2.15) = 8.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 8.37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

### **V.III.Les poutre :**

#### **V.III.1.Poutre Noyée Chainages (20x55):**

##### **V.III.1.1.Introduction :**

Les poutres noyées sont des coutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

##### **V.III.1.2.Les moments de la poutre:**

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

## V.III.1.3. Combinaisons d'actions :

- Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

## V.III.1.4. Calcul de ferrailage :

- Ferrailage longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ d = 0,9 \cdot h = 22,5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h = 25 \text{ cm} \\ d' = 0,1 \cdot h = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- En travée
- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,81 \text{ soit } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 = 3T12$$

- En appuis
- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,81 \text{ soit } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 = 3T12$$

- **RPA** :  $0,5\%b \times h = 0.5 * 30 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

#### Vérification à l'ELS :

- **Aux travées :**
- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)
- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*A_{min}*(d-y_1) = 15y_1^2 + 12.15y_1 - 273.37$$

$$y_1 = 3.88$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2] = 30*3.88^3/3 + 15[3.39*(22.5-3.88)^2]$$

$$I = 18214.02 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = 11375 / 18214.02 * 3.88 = 9.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.20 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **Aux appuis :**
- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*A_{min}*(d-y_1) = 15y_1^2 + 12.15y_1 - 273.37$$

$$y_1 = 3.88$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2] = 30 \cdot 3.88^3 / 3 + 15[3.39 \cdot (22.5 - 3.88)^2]$$

$$I = 18214.02 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (23180 / 18214.02) \cdot 3.88 = 4.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **Ferraillage transversal :**

- **Vérification de la contrainte tangente :**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 211.31 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma b} = 2.5 \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21131}{300 \cdot 225} = 0.31 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35} \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{20}{35} ; 16 ; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi t = 8 \text{ mm}$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement :

Selon le B.A.E.L 91

$$St1 \leq \min(0.9d ; 40) = 20.25 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t * f_e}{0.4b} = \frac{2.01 * 400}{0.4 * 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St3 \leq \frac{0.9 A_t * f_e}{\gamma_s * b [\tau_{ur} - (0.3 k * f_{tj})]} = \frac{0.9 * 2.01 * 400}{1.15 * 30 * [1.05 - (0.3 * 1 * 2.1)]} = 49.93 \text{ cm}$$

Soit :  $St' = 12.5 \text{ cm}$

Selon RPA99/V2003

En zone nodale :

En zone nodale :  $St \leq \min( ; 12\phi_l) \rightarrow$  soit  $St = 10 \text{ cm}$ .

En zone courante :  $St' \leq \frac{h}{2} = 12.5 \rightarrow St' = 12.5$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale :  $A_t = 0,3\% \times St \times b = 0.9 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_t = 0,3\% \times St' \times b = 1.12 \text{ cm}^2$

V.III.2.1. Poutres (25× 80) :

- ✓ Tableau des sollicitations :

Poutres	Mappui (kN. m)			Mtravée (kN. m)			T (KN)
	ELU	ELS	G+P+E	ELU	ELS	G+P+E	

Poutres (25×80)	-241.30	-175.49	-443.53	179.87	131.15	266.26	177.74
--------------------	---------	---------	---------	--------	--------	--------	--------

Tableau V. 11: Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Auto desk Robot

V.III.1.2. Calcul de ferrailage :

- Ferrailage longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \\ d = 0.9 \cdot h = 72 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h = 80 \\ d' = 0.1 \cdot h = 8 \end{array} \right.$$

- En travée :

✓ ELU :

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{179870}{25 \cdot 14.2 \cdot 72^2} = 0.09 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{179870}{0.952 \cdot 348 \cdot 72} = 7.54 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte:  $A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2 = 5T14$

Espacement = 25

- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_s = 7.54 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- En appuis:

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{241300}{25 \cdot 14.2 \cdot 72^2} = 0.13 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{241300}{0.936 \cdot 348 \cdot 72} = 10.28 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte:  $A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2 = 6T16$

Espacement = 25

- **Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_s = 10.28 \text{ cm}^2$$

- **RPA :  $0,5\% b \times h = 0.5 \cdot 25 \cdot 80 = 10 \text{ cm}^2$**

❖ **Vérification à l'ELS :**

- **Aux travées :**
- **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**
- **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 12.5y_1^2 + 10.8y_1 - 777.6$$

$$y_1 = 7.46 \text{ cm}^2$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A(d - Y)^2] = (25 \cdot 7.46^3)/3 + 15[4.52 \cdot (72 - 7.46)^2]$$

$$I = 28587.58 \text{ cm}^2$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (13115 / 28587.58) * 7.46 = 3.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- Aux appuis :
- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 12.5 y_1^2 + 14.4 y_1 - 1036.8$$

$$y_1 = 8.54 \text{ cm}^2$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2] = (25 * 8.54^3) / 3 + 15 * [4.52 * (72 - 8.54)^2]$$

$$I = 278232.53 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (17549 / 278232) * 8.08 = 0.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.509 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

- **Ferraillage transversal :**
- **Vérification de la contrainte tangente :**

La fissuration est préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 17774 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma b} = 2.5 \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17774}{250 \cdot 720} = 0.09 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35} \phi_{\text{max}} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{800}{35} ; 16 ; \frac{250}{10} \right)$$

$$\phi t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi t = 8 \text{ mm}$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement :**

**Selon le B.A.E.L 91**

$$St1 \leq \min(0.9d ; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} = \frac{2.01 \cdot 400}{0.4 \cdot 25} = 80.4 \text{ cm}$$

$$St3 \leq \frac{0.9 A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b [\tau_{ur} - (0.3 k \cdot f_{tj})]} = \frac{0.9 \cdot 2.01 \cdot 400}{1.15 \cdot 25 \cdot [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.1)]} = 56.30$$

Soit :  $St' \leq 40$

**Selon RPA99/V2003**

En zone nodale :

En zone nodale :  $St \leq \min( ; 12\phi_1) \rightarrow \text{soit } St = 10 \text{ cm.}$

En zone courante :  $St' \leq \frac{h}{2} = 40 \rightarrow St'=40$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale :  $At = 0,3\% \times St \times b = 0.9\text{cm}^2$

En zone courante :  $At = 0,3\% \times St' \times b = 1.12 \text{ cm}^2$

Résumée des calculs des ferrailages des poutres :

Poutres (cm2)	A calculée (cm <sup>2</sup> )		AminBAEL(cm <sup>2</sup> )	AminRPA(cm <sup>2</sup> )	Aadp(cm <sup>2</sup> )	
	At	Aa			A t	Aa
(25*30)	0.81	0.81	0.81	10	3T12	3T12
(25*80)	7.54	10.28	2.71	10	5T14	6T16

Tableau V.12:Ferrailage des poutres.

V.III.3.Schémas de ferrailage des poutres :

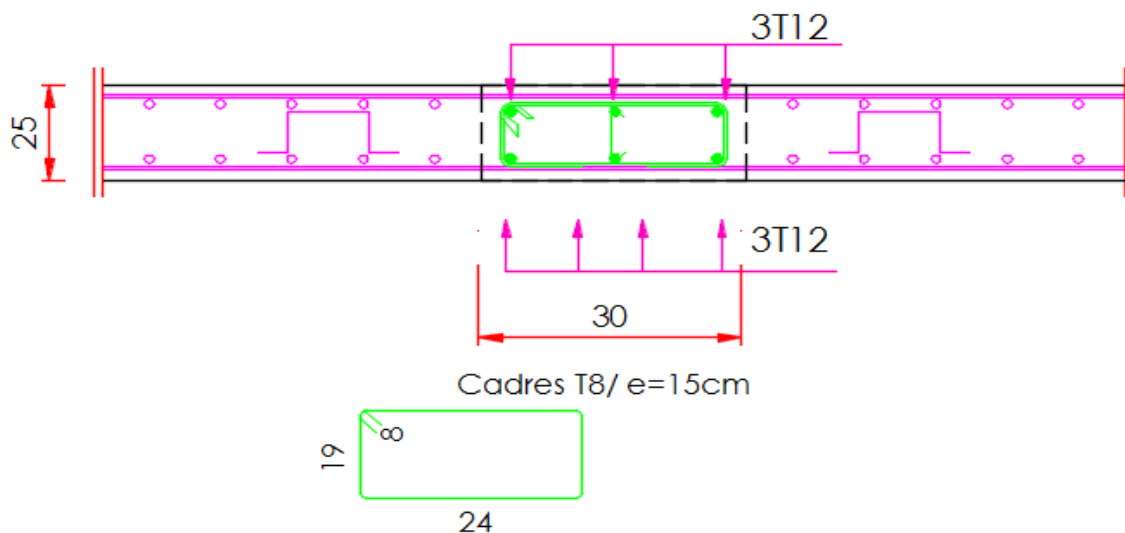


Figure .V.5.Schémas de ferrailage des poutres noyées

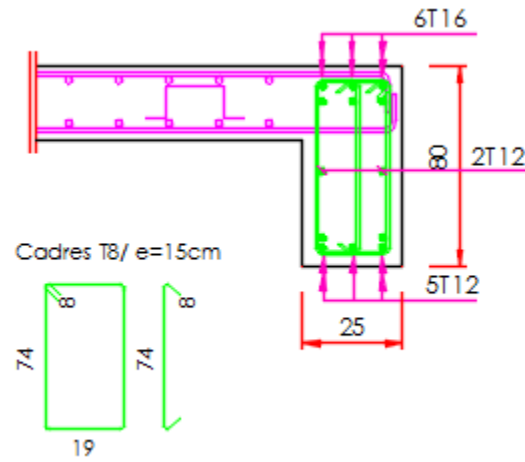


Figure .V.6.Schémas de ferrailage des poutres

## **Chapitre 06 : Etude de fondation**

**VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

**IV.1.1. Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

**VI.1.2. Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

**VI.2. Choix du type de fondation :**

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de , ainsi  $579.88m^2$  que le poids de la structure  $W = 77098,58KN$ , il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.
- ❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :  $\frac{S_s}{S_B} < 50 \%$ .

Avec :

$S_s$  : Est la surface de la semelle.

$S_B$  : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :  $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser}$  : Effort normal dû aux charges verticales.

On a :  $N = 75492,10 + 12605,63 = 88097.73KN$

$$S_s = S_s = \frac{88097.73}{250} = 352.39m^2$$

- **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 0.5 \rightarrow \frac{352.39}{579.88} = 0.60 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

**VI.3. Etude de radier :****VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

**VI.3.1.1. Condition de rigidité :**

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique.

$L_{\max}$  : La plus grande distance entre deux voiles = 6.70 m.

$b$  : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

$E$  : Module de déformation  $3.2 \times 10^6$  MPa

$I$  : Inertie d'une bande de 1 m du radier  $I = \frac{bh_r^3}{12}$ .

$h_r$  : Hauteur du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.  $K = 40$  MN/m<sup>3</sup>.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 8.05^4}{3.2 \times 10^7 \times \pi^4}} = 1.37$$

$$h_r \geq 1.37\text{m}$$

**VI.3.1.2. Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{8.05}{8} \leq h_r \leq \frac{8.05}{5}$$

$$1.61 \leq h_r \leq 2.01$$

$$h_r = 1.70 \text{ m}$$

**VI.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :**

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 7.85\text{m} \\ L_y = 8.05\text{m} \end{cases}$$

Avec :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7.85}{8.05} = 0.97 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{St} = \frac{88097.73}{579.88} = 151.92 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 151.92 \times \frac{7.85 \times 8.05}{(2 \times 7.85 + 8.05)} = 400.84 \text{ KN/m}$$

$$T_y = 151.92 \times \frac{8.05}{3} = 397.52 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = \mathbf{400.84 \text{ KN/ml}}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{\mathbf{400.84}}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = \mathbf{0.14 \text{ m}}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 1.40 \text{ m}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

#### VI.4. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = \mathbf{140 \text{ cm}}$$
 et surface du radier :  $S = 579.88 \text{ cm}^2$

#### VI.5. Combinaison d'action :

##### VI.5.1. Vérification des contraintes sous radier :

##### VI.5.1.1. A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc :  $\sigma_{\text{sol}} = \mathbf{3.75 \text{ MPa}}$  par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{(3 \times 3.7145) + 1.4855}{4} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

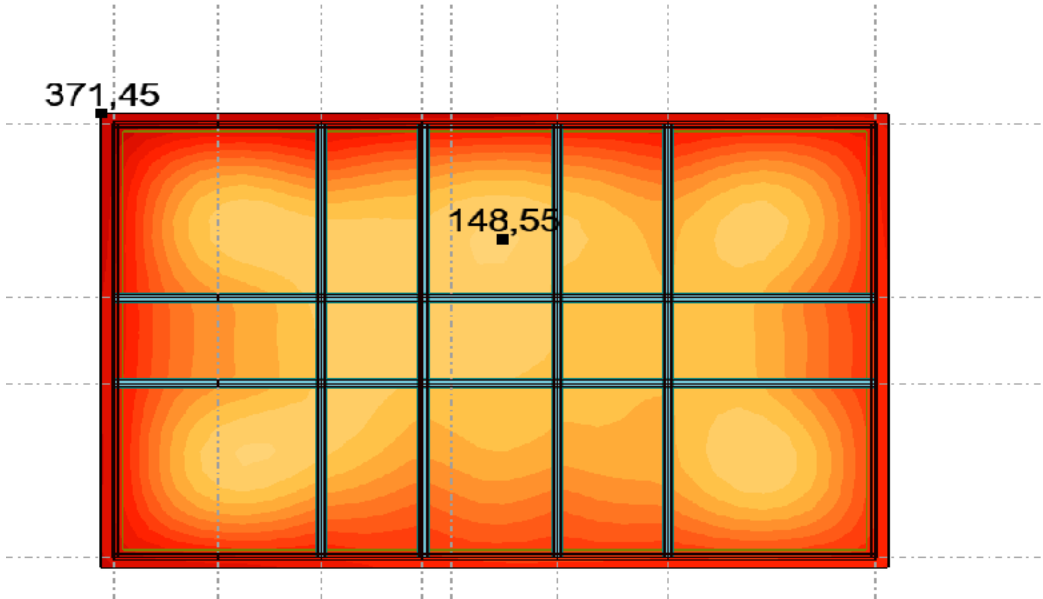


Figure VI .1 Cartographies A L'ELU.

VI.5.1.2. A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.7118 + 1.0856}{4} = 2.30 \text{ MPa}$$

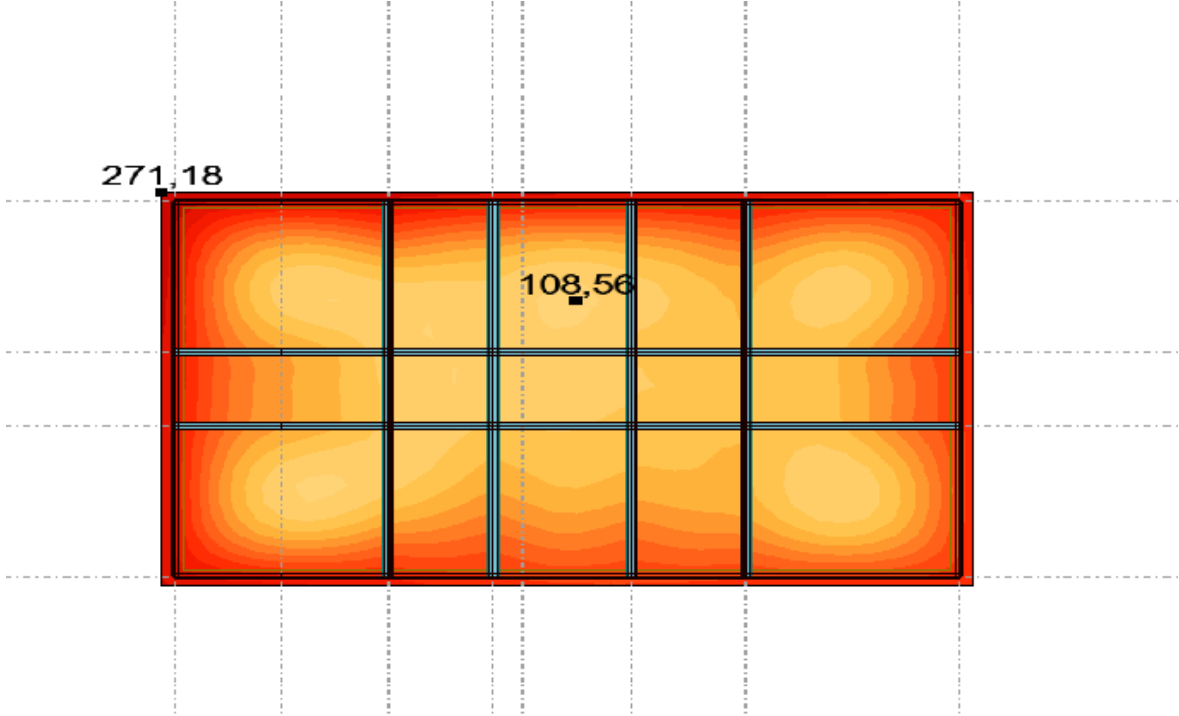


Figure VI.2 : Cartographies A L'ELS.

**VI.6. Vérification de l'effet de sous pression :**

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$$77098,58 \text{ KN} > 1.5 \times 579.88 \times 10 \times 8.88$$

$$77098.58 \text{ KN} > 77240.01 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

**VI.7. Ferrailage du radier**

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7.85}{8.05} = 0.97 \quad \text{si} \quad 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0397 \\ \mu_y = 0.8888 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0470 \\ \mu_y = 0.9366 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 315 \times 1 = 315 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m \times 1\text{m} = 230 \times 1 = 230 \text{ KN/m}^2$$

**VI.7.1. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :**

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0397 \times 315 \times 8.05^2 = \mathbf{810.38 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.8888 \times 810.38 = \mathbf{720.26 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0470 \times 230 \times 8.05^2 = \mathbf{700.51 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.9366 \times 700.51 = \mathbf{656.097 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

### VI.7.2. La réduction des moments :

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 810.38 = \mathbf{688.823 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 720.26 = \mathbf{540.195 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 810.38 = \mathbf{234.11 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 810.30 = \mathbf{405.15 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 720.26 = \mathbf{216.078 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 700.51 = \mathbf{595.43 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 656.097 = \mathbf{492.072 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 700.51 = \mathbf{210.153 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 656.097 = \mathbf{196.8291 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

### VI.7.3. Sens xx :

#### VI.7.3.1. En travée :

##### VI.7.3.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{688.823 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 126^2} = \mathbf{0.030} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = \mathbf{0.038}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.038 = \mathbf{0.984}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{688.823 \times 10^3}{0.984 \times 348 \times 126} = 15.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T20 = 18.85 avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

#### VI.7.3.1.2. Vérification à l'ELU :

##### VI.7.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{2.1}{400} = 15.21 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 15.21 \text{ cm}^2 < A_t = 18.85 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

##### VI.7.3.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(240 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

#### VI.7.3.1.3. Vérification à l'ELS :

##### VI.7.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 239.4 \times yl - 30164.4$$

$$yl = 22.28$$

##### VI.7.3.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 22.28^2}{3} + 15 \times (18.85 \times (126 - 22.28)^2)$$

$$I = 3058325.42 \text{ cm}^4$$

##### VI.7.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{405.15 \times 10^3}{3058325.42} \times 22.28 = \mathbf{2.95 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 2.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.

#### VI.7.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 405.15 \times 10^3}{3058325.42} \times (126 - 22.28) = \mathbf{206.10 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 206.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  Condition non vérifiée.

#### VI.7.3.2. En appuis :

##### VI.7.3.2.1. Calcule des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{405.15 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 126^2} = \mathbf{0.017} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = \mathbf{0.022}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.022 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{405.15 \times 10^3}{0.990 \times 348 \times 126} = \mathbf{9.33 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T20 =  $\mathbf{18.85 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

##### VI.7.3.2.2. Vérification à l'ELU :

###### VI.7.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{15.20 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = 15.20 \text{ cm}^2 < A_a = 15.71 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

**VI.7.3.2.2. Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(252 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.7.3.2.3. Vérification à l'ELS :****VI.7.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 139.95 \times yl - 17633.7$$

$$yl = \mathbf{17.43}$$

**VI.7.3.2.3.2. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 17.43^2}{3} + 15 \times (18.85 \times (126 - 17.43)^2)$$

$$I = \mathbf{3351013.17 \text{ cm}^4}$$

**VI.7.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{231.11 \times 10^3}{3351013.17} \times 17.43 = \mathbf{1.10 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.10 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

**VI.7.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 234.11 \times 10^3}{3351013.17} \times (126 - 17.43) = 136.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 136.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.7.4. Sens yy :

##### VI.7.4.1. En travée :

##### VI.7.4.1.1. Calcule des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{540.195 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 126^2} = 0.023 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.029 = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{540.195 \times 10^3}{0.989 \times 348 \times 126} = 12.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T20 = **18.85 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **20 cm/ml**

##### VI.7.4.1.2. Vérification à l'ELU :

##### VI.7.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{2.1}{400} = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 15.21 \text{ cm}^2 < A_t = 15.71 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### VI.7.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(280 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.7.4.1.3. Vérification à l'ELS :****VI.7.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 186.75 \times yl - 23530.5$$

$$yl = \mathbf{19.90}$$

**VI.7.4.1.3.2. Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 19.90^2}{3} + 15 \times (18.85 \times (126 - 19.90)^2)$$

$$I = \mathbf{3196176.46 \text{ cm}^4}$$

**VI.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{492.072 \times 10^3}{3196176.46} \times 19.90 = \mathbf{3.06 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.06 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

**VI.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 492.072 \times 10^3}{3196176.46} \times (126 - 19.90) = \mathbf{245.02 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{245.02 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

**Condition non vérifiée.**

**VI.7.4.2. En appuis :****VI.7.4.2.1. Calcule des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{196.8291 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 126^2} = \mathbf{0.0087} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0087}) = \mathbf{0.010}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.010 = \mathbf{0.995}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{196.8291 \times 10^3}{0.995 \times 348 \times 126} = \mathbf{4.51 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T20 = **18.85** avec un espacement  $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

#### VI.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :

##### VI.7.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{15.21 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{15.21 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{15.71 \text{ cm}^2}$  Condition vérifiée.

##### VI.7.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(280 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

#### VI.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :

##### VI.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.65 \times yl - 8523.9$$

$$yl = 12.38$$

##### VI.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 12.38^2}{3} + 15 \times (15.71 \times (126 - 12.38)^2)$$

$$I = 3047233.52 \text{ cm}^4$$

#### VI.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{196.8291 \times 10^3}{3047233.52} \times 12.38 = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

#### VI.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 196.8291 \times 10^3}{3047233.52} \times (126 - 12.38) = 110.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### VI.8. Ferrailage de radier :

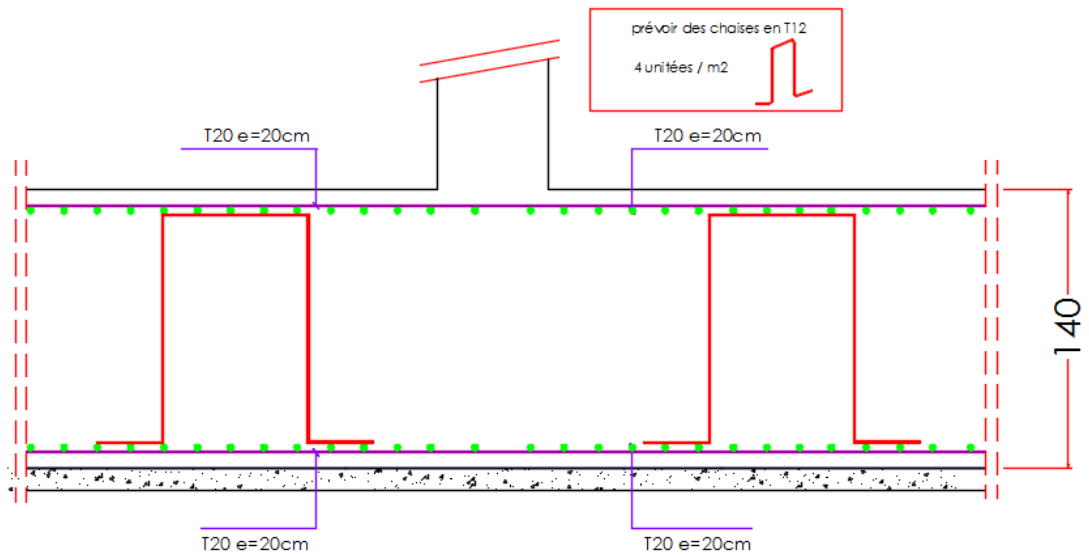


Figure VI .3. Ferrailage de radier

#### IV.8. Conclusion :

Ce dernier chapitre a été principalement dédié au calcul des fondations mais tout d'abord nous avons commencé le calcul du ferrailage des murs voiles périphériques tout en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA. Pour ce qui concerne aux fondations nous sommes optés pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûre et économique et nous avons mentionné par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrailé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (ROBOT) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants.

Quand le projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à la quelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs.

### Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le Sur dimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- Vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres.

L'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

## **Bibliographies**

### **Règlements :**

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. RB. C2-41.]
- Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]
- Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- Jean-Pierre Mougins, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrols 2000. [BAEL91]

### **Mémoires d'ingéniera :**

- 1- HARTANI nadjat ; HAMMOU fatma ; 2021 ; « Etude d'un bâtiment sous sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial », mémoire de fin d'étude master ; universitéde Mostaganem.
- 2- FERROUDJI Walid , GHELDANE Oussama; 2016 ; etude d'un batiment R+5 a usage d'habitation, mémoire de fin d'étude master ;université de ANNBA.
- 3- DAOUD Amel; 2017 ; « Etude d'un bâtiment R+4+deux entre sol, a usage multiple Contreventé par voiles porteurs » ; mémoire de fin d'étude master ; université de BOUIRA.

### **Site web :**

- 1- <https://www.mesaimalat.com.tr/fr/urun/ertf/>

### **Outils informatiques :**

- MS WORD
- MS EXCEL