

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université DJILELI BOUNAAMA Khemis-Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie



**Projet de Fin d'Etude**  
**Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**  
**Option : STRUCTURES**

**THEME**

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT**  
**EN R+7 A USAGE D'HABITATION**

**Réalisé par :**  
**Fehim Chaima**  
**Angoud siham**

**Dirigé par :**  
**Dr. A.CHEHAT**

**Promotion : 2020.**

# Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Dr. A. CHEHAT** pour l'encadrement de ce mémoire.*

*Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.*

*Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Khemis Miliana, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.*

*Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Fehim Chaima / Angoud Siham*

# Dédicaces

*Je dédie cet humble travail avec grand amour, sincérité et fierté :*

*A mes chers parents, source de tendresse, de noblesse et d'affection.*

*A mon frère et à mes sœurs, en témoignage de la fraternité, avec mes souhaits de  
bonheur et de succès.  
Et à tous les membres de ma famille.*

*A tous mes amis sans exception et à tout qui compulse ce modeste travail.*

*A mon binôme chaima*

*A toute la promotion 2020 (Master II structure).*

*Angoud Siham*

# Dédicaces

*Je dédie cet événement marquant de ma vie :*

*A ma chère mère en particulier qui n'a jamais cessé de m'apporter son soutien*

*A toute ma famille sans exception*

*A tous mes amis*

*A tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin*

*A toute la promotion 2020 (Master II structure).*

*A mon binôme Siham*

*Fehim Chaima*

## ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف الى هيكلة ودراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من) طابق أرضي + سبعة طوابق) والمقرر بنائها في ولاية بومرداس والمصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا Iib.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نضام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل

- قانون الخرسانة المسلحة

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج (Sap 2000 V 19.1.0) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية.

## RESUME

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment (RDC+7 étages), qui sera implanté à BOUMEDES, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité Iib.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portiques  
Contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA99 version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel. (Sap 2000 V 19.1.0)

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

## ABSTRACT

This project is a conception and study of a building containing two blocs (RDC+7floors ), it will be implanted at BOUMERDES , this région is classified in the zone of average seismicity Iib .

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system withshear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to theAlgerian standards (RPA99 version 2003) and the technical document CBA93.

The seism study has been realized according to the numerical method (finite element method) using theprogram. (Sap 2000 V 19.1.0)

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation

# Sommaire

Remerciements.....	
Résumé.....	
Liste des tableaux.....	
Liste des figures.....	
Notations.....	
Introduction générale.....	

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction : .....	Erreur ! Signet non défini.
I-1 Présentation de l'ouvrage : .....	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Description de l'ouvrage : .....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1 caractéristiques géométriques : .....	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Description de la structure : .....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Système de contreventement : .....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2 Lesplanchers:.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.3 Maçonnerie: .....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.4 Revêtement: .....	Erreur ! Signet non défini.
I-3-5 Acrotère .....	2
I-3-6 Les escaliers.....	2
I-3-7 L'infrastructure.....	Erreur ! Signet non défini.
I-4 Caractéristique mécanique des matériaux : .....	Erreur ! Signet non défini.
I-4-1Béton:.....	Erreur ! Signet non défini.
I-4-1-1caractéristique du Béton : .....	Erreur ! Signet non défini.
I-4-1-2Ciment .....	3
I-4-1-3Granulats.....	3
I-4-1-4Eau de gâchage: .....	Erreur ! Signet non défini.
I-4-1-5compositiondebéton .....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2. Béton armé : .....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2.1la résistance dubéton .....	4
Résistance caractéristique à la compression: ►► Art [A.2.1.1.1] ◀◀ .....	4
Résistance caractéristique à la traction: ►► Art [A.2.1.1.2] ◀◀ .....	Erreur ! Signet non défini.

I.4.2.2 Moduled'élasticité :.....	5
I.4.2.3 Moduled'élasticité :.....	6
a) Etat Limite Ultime (E.L.U): .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
b) Etat Limite Service(E.L.S):.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.3 Les aciers .....	6
État Limite de Service (ELS) : .....	7

## CHAPITRE II : Prédimensionnement

II.1. Introduction :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2 Pré dimensionnement des planchers :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.1 Plancher à corps creux :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2. Dalle pleine : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2.1. Critère de résistance : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3 Evaluation des charges : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.1 Plancher « terrasse inaccessible » :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.2 Plancher étage courant :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.3. Maçonneries:.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.1.1 Murs extérieurs(doublescloisons):.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.1.2 Murs intérieurs(simplecloison): .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4 Pré dimensionnement des poutres : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II-5Prédimensionnement des poteaux: .....	<b>Erreur ! Signet non défini.4</b>
II 5.1. Les étapes de pré dimensionnement :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II 5.3. Dimensions des poteaux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.4. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.5. Calcul de l'effort $N_{uadm}$ :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.6. Descente des charges : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5.6.1 Charges Permanentes : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II 5.6.2 Charges d'exploitation : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.8</b>
Loi de dégression :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.8</b>
II.5.6.3 Vérification selon le RPA99v2003 :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II-6Pré dimensionnement des voiles :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaire

III.1. L'acrotère : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1. 1.Introduction : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2. Principe de calcul : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.3. Charges permanentes et d'exploitations : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.4. Calcul des efforts : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5. Calcul du ferrailage : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.1. À E L U : .....	Erreur ! Signet non défini.
Calcul de l'excentricité : .....	Erreur ! Signet non défini.
Calcul du moment de flexion : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.5.2. Vérification à l'E.L.S : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2. Plancher à corps creux : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1. La dalle de compression : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2. Calcul des poutrelles : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2 .2.1. Avant coulage : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.2. Après coulage : .....	Erreur ! Signet non défini.
1. Méthode de calcul : .....	Erreur ! Signet non défini.
a .la méthode forfaitaire : .....	Erreur ! Signet non défini.
b. Méthode CAQUOT : .....	Erreur ! Signet non défini.
2. Evaluation des charges et surcharges : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.2.1. Sollicitations de calcul : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.3. Récapitulations.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.4. Calcul du ferrailage : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.5. Vérification au cisaillement .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.6. Vérifications nécessaires : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.7. Vérifications préliminaires de la flèche : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2.8. Calcul de la flèche .....	Erreur ! Signet non défini.
III.3. ESCALIER : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1. INTRODUCTION : .....	Erreur ! Signet non défini.



III.3.2. Pré dimensionnement : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.3.1. Charges permanentes .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.3.2. Surcharges d'exploitation : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III. 3.4. Détermination des efforts .....	47
III. 3.4.1. à L'ELU .....	47
3.4.2. à L'ELS : .....	48
III.3.5. Calcul du ferrailage .....	49
Condition de non fragilité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Les armatures de répartition .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Vérification de l'espacement : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.6. Vérification à l'E.L.S .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Vérification de l'effort tranchant : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.7. Vérification de la flèche .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.Calcul de la poutre palière (brisée) : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.1. Pré dimensionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.2.Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[Art 7.5.1]	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.3. Charges revenants à la poutre .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.4. Ferrailage de la poutre et vérification a ELS : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.4.1.Vérification de l'effort tranchant : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Vérification des armatures longitudinales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.4.2.Armatures transversales : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.4.3. Vérification de la flèche : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5. Calcul des dalles pleines : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.1. Définition : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.2. Méthode de calcul : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3. Principe de calcul : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3.1. Calcul des moments : .....	57
1)Travail externe : .....	57
2) Travail interne : .....	57
III.5.3.2. Le ferrailage : .....	59
Vérifications de l'espacement : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3.3. Vérification de l'ELS : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3.4.Vérification de l'effort tranchant : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3.5. Vérification de la flèche.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

III.5.4.1.Calcul des moments : .....	Erreur ! Signet non défini.
Travail externe.....	Erreur ! Signet non défini.
Travail interne .....	Erreur ! Signet non défini.
Principe du travail virtuel .....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4.2.Le ferrailage : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4.3. Vérification de l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4.4.Vérification de l'effort tranchant : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4.5. Vérification de la flèche.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6. Etude de la dalle machine : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.1.Introduction : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2. Pré dimensionnement .....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : .....	66
III.6.4. Poids de la machine supportée : .....	66
III.6.5 Calcul des sollicitations : .....	67
III.6.5.1. Méthode de calcul : .....	67
III.6.6. Calcul de ferrailage : .....	69
III.6.7. Vérification de l'effort tranchant : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.8. Vérification à l'ELS : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.9. Vérification de la flèche : .....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.10. Vérification du poinçonnement : .....	Erreur ! Signet non défini.

## **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

IV.1 Introduction : .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1 Centre de masse : .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2. Centre de torsion : .....	75
Centre de Masse et de rigidité : .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.3. Excentricité .....	77
IV.2.3.1 Excentricité théorique :.....	77
IV.3 Choix de la méthode de calcul : .....	78
IV. 3.1 Introduction : .....	78
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : .....	78
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique : .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1. Vérification de comportement .....	Erreur ! Signet non défini.

IV. 4.2. Vérification des périodes .....	83
IV. 4.3. Vérification de participation massique : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA : Art4.3.6]	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : [RPA : Art 4.4.1] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.5. Vérification des déplacements : [RPA : Art 4.4.3] .....	89
IV.4.6 Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : [RPA : Art 7.9] : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.7 Vérification de l'effort normal: [RPA: Art 7.1.3.3] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux**

V.1. Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2. Ferrailage des poutres : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.1. Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.2 Recommandation du R.P.A2003 : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.2.1. Armatures longitudinales : [1]►►[Art 7.5.2.1.]◀◀ .....	95
V.2.2.2 Armatures transversales : .....	95
V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : .....	96
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : .....	87
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : .....	98
V.2.6. Calcul des armatures transversales : .....	99
V.2.7. Vérification de la flèche : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3 Ferrailage des poteaux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1 Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2.1. Recommandations des règlements : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferrailage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.2.3. Détermination des armatures a l'ELU de résistance : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4. Détermination des armatures transversales : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.1. Calcul de la contrainte de cisaillement $\tau_u$ : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.4.2. Calcul des armatures transversales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4 Ferrailage des voiles : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4.1 Introduction : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4.2 Voiles pleins : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

V.4.2.1. Calcul des armatures verticales (sens x ).....	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2.1.1 Armatures horizontales (Sens X).....	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2.2 Calcul des armatures verticales (sens y ).....	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2.2.2 Armatures horizontales (sens Y) : .....	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2.3. Armatures transversales : .....	Erreur ! Signet non défini.
V.4.3. Voiles avec ouvertures : .....	Erreur ! Signet non défini.
a.Ferraillage des trumeaux.....	Erreur ! Signet non défini.
b.Ferraillage des linteaux : .....	Erreur ! Signet non défini.

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2. Type de la fondation : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.3. Connaissance du lieu et du sol : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4. Choix du type de fondation : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1 Semelle isolée : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2. Semelles filantes : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3Radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.1 Dimensionnement du radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.2. Vérification au non poinçonnement : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.3. Etude du débord du radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3.4. Calcul de D (débord) : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.4.Vérification des contraintes dans le sol : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.5.Vérification de la stabilité du radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.6 Calcul de ferraillage : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.6.1 Ferraillage de la nervure : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.6.2 Ferraillage du radier : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.7 Les longrines : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.7.1 Introduction : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.7.2. Pré dimensionnement : [1]:▶▶[Art 10.1.1.b]◀◀:.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.7.3. Sollicitations : .....	Erreur ! Signet non défini.
VI.7.4 Ferraillage.....	Erreur ! Signet non défini.

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I :

Tableau I-1. Dimensions du bloc ..... Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE II :

Tableau II.1 Les charges permanentes du plancher terrasse ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.2 Les charges permanentes du plancher courant ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.3 charges permanentes du mur extérieur ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.4 Charges permanentes du mur intérieur ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.5 pré dimensionnement des poutres ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.6 pré dimensionnement des poteaux ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.7 détermination de la longueur de flambement ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.8 Calcul de Nu ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.9 charges permanentes ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.10 Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage ..... 19

Tableau II.11 Tableau de vérification ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau II.12 vérifications de coffrage des poteaux ..... Erreur ! Signet non défini.

## CHAPITRE III

Tableau III.1 Evaluation des charges et surcharges ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.2 Evaluation des efforts ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.3 Les données ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.4 Les charges de la poutrelle avant coulage ..... 29

Tableau III.5 Calcul des moments ..... 29

Tableau III.6 Méthode de CAQUOT ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.7 Evaluation des charges et surcharges ..... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.8 Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU) Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS) Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU) Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS) .....	36
Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU) .....	38
Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS) .....	38
Tableau III.14 Récapitulation des efforts internes .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III-15 calcul de ferrailage et vérification a l'E.L.S .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.16 ferrailages longitudinaux des poutrelles .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.17 Charge permanente du palier de repos .....	46
Tableau III.18 Charge permanente de la paillasse de l'escalier .....	47
Tableau III.19 Combinaison des charges de l'escalier .....	47
Tableau III.20 Récapitulation des efforts de l'escalier E.L.U .....	47
Tableau III.21 Récapitulation des efforts de l'escalier E.L.S .....	48
Tableau III.22 Les données. ....	49
Tableau III.23 Calcul des sections d'acier .....	49
Tableau III.24 Les armatures de répartition .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.25 Vérification de l'espacement des armatures .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.26. Vérification du ferrailage de l'escalier à E.L.S .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.27 Vérification de la flèche de l'escalier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.28 Les efforts agissants sur la poutre palière .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.29 calcul de ferrailage et vérification a l'E.L.S .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.30 Travail externe .....	57
Tableau III.31 Travail interne .....	58
Tableau III.32 les actions sur la dalle .....	58
Tableau III.33 Ferrailage de la dalle pleine. ....	59
Tableau III.34 Vérification à l'E.L.S .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.35 Vérification de la flèche .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.36 Travail externe .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.37 Travail interne .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau III.38 les actions sur la dalle .....	63
Tableau III.39 Ferrailage de la dalle pleine. ....	63
Tableau III.40 Vérification à l'E.L.S .....	64
Tableau III.41 Vérification de la flèche .....	64
Tableau III.42 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations .....	66
Tableau III.43 Les charges concentrées .....	67
Tableau III.44 Les charges et surcharges .....	67

Tableau III.45 Les données .....	69
Tableau III.46 Calcul des sections d'acier de la dalle.....	69
Tableau III.47 Calcul de moment de service.....	71
Tableau III.48Vérification à L'ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE IV

Tableau IV.1 Centre de Masse et centre de rigidité .....	76
Tableau IV.2 Calcul de l'excentricité théorique .....	77
Tableau IV.5 Coefficient d'accélération de zone A.....	79
Tableau IV.6 Justification du coefficient de comportement R Suivant X.....	79
Tableau IV.7 Justification du coefficient de comportement R Suivant Y.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IV.8 détermination du facteur de qualité Q.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau.IV.9 Vérification de comportement.....	83
Tableau IV.10 Vérification des périodes .....	84
Tableau IV.11 Vérification de participation massique .....	85
Tableau. IV.12 Calcul de la force sismique .....	86
Tableau. IV.13 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	86
Tableau. IV.14 Vérification de stabilisation au renversement.....	87
Tableau.IV.15 Les forces sismiques de chaque niveau .....	88
Tableau. IV.16 Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	90
Tableau. IV.17 Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau. IV.18 Vérification l'effet P- $\theta$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau. IV.19 Vérification de l'effort normal.....	91

## CHAPITRE V

Tableau V.1 Les données de calcule .....	94
Tableau V.2 Ferrailage longitudinal des poutres principales. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-3 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	96
Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales. ....	96
Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires. ....	97

Tableau V.6 vérification des poutres principales selon la condition RPA et CBA.....	97
Tableau V.7 Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA .....	98
Tableau V.8 Calcul de $\tau_u$ .....	98
Tableau V.9 Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres .....	98
Tableau V-10 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement .....	99
Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres.....	100
Tableau V-12 : Calcul le ferrailage des poteaux à l'ELU .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-13 : vérification des armatures à ELS des poteaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.14 Les armatures transversales et leurs espacements .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.15 Vérification de la quantité d'armatures transversales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.16 Armatures verticales dans les voiles pleins .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.17 Le ferrailage final des voiles avec leurs espacements.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.18 Ferrailage horizontal des voiles avec leurs espacements.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.19 Armatures verticales dans les voiles pleins .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.20 Le ferrailage final des voiles avec leurs espacements.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.21 Ferrailage horizontal des voiles avec leurs espacements.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.22 Ferrailage des trumeaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.23 L'espacement des armatures verticales des trumeaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.24 Calcul des armatures horizontales et l'espacement des trumeaux	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.25 Contrainte de cisaillement des linteaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.26 Armatures longitudinales et de peau et transversales des linteaux (Traction/compression) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.27 Armatures longitudinales et transversales des linteaux (flexion)	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.28 Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles (sens X)	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V.29 Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles (sens Y)	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE V

Tableau IV.1 Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IV.2 Dimensionnement des semelles filantes suivant x. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IV-3 :Vérification du chevauchement entre les semelles. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IV.4 Dimensionnement des semelles filantes croisé.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IV.5 Vérification du chevauchement entre les semelles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI.6 Calcul des armatures longitudinales de la nervure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI.7.Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'EL	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>



# Liste des figures

## CHAPITRE I

Figure. I.1 Diagramme de contraint a L'ELU.....	6
Figure. I.2 Diagramme contrainte-déformation a L'ELS .....	6

## CHAPITRE II

Figure. II.1 :plancher à corps creux .....	9
Figure II-2 Composants d'un plancher terrasse .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-3 Composants d'un plancher courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
FigureII.4 Mur doubles cloisons et simple cloison.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.5 Dimensionnement de la poutre .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
FigureII.6 Sections des poutres.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
FigureII.7 Endroit du poteau le plus sollicité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-8 Section réduite du poteau .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.9La dégression des charges.....	19
FigureII-10 Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE III

Figure III.1 L'acrotère .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.2 Section de B.A à l'ELU.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.3 Ferrailage de l'acrotère.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.4 Disposition des armatures de la table de compression .....	28
Figure III.5 Schématisation de la poutrelle avant coulage.....	29
Figure III.6 Choix de disposition des étaitements.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.7 Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELU).....	35
Figure III.8Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELS) .....	35
Figure III.9 Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU) .....	37

Figure III.10 Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELS) .....	37
Figure III.11 Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU).....	39
Figure III.12 Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS) .....	39
Figure III.13 les sections considérées pour le calcul de ferrailage en travée (à gauche) et en appui (à droite).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.14 Disposition des armatures.....	45
Figure III.15 le schéma statique de l'escalier .....	45
Figure III.16 Schéma statique des efforts de l'escalier ELU .....	48
Figure III.17 Schéma statique des efforts de l'escalier ELS.....	49
Figure III.18 schéma statique de la poutre palière .....	52
Figure III.19 schéma statique de sollicitation et des travaux externe .....	57
Figure III.20 schéma statique de sollicitation et des travaux externe .....	61
Figure III.21 Dimensions de la dalle machine .....	65
Figure III.22 Différentes charges supportées par la dalle machine .....	66
Figure III.23 Les linges de ruptures .....	67
Figure III.24 Schéma caractéristique du poinçonnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE VI

Figure VI.1 Disposition du voile .....	77
Figure IV.2 Le comportement des trois premiers modes.....	82
Figure IV.3 Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.4 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE V

Figure V.1 Disposition des armatures pour les poutres .....	97
Figure V.2 Ferrailage des poutres principales. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-3 : Ferrailages des poutres secondaires .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.4 Définition de la zone nodale dans les poteaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.5 Disposition des armatures pour les poteaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.6 Ferrailage des poteaux ( 45×45).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.7 Ferrailage des poteaux ( 40×40).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.8 Ferrailage des poteaux ( 35×35).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.9 Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Figure V.10 disposition des armatures transversales (épingles).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.11 La zone de recouvrement des voiles.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.12 Moments et efforts tranchants dans les linteaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.13 Armatures du linteau selon le RPA 99 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V.14 Section du linteau .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## CHAPITRE VI

Figure VI.1 Schéma de Semelle isolée .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.2 chevauchement des semelles .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.3 semelles filante sur une seul direction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.4 semelles filante suivant deux direction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.5 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI.6 Schéma statique du bâtiment.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.7 Schéma de ferrailage des nervures .....	131
Figure VI.8 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI.9 Ferrailage des longrines .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

# Notations

## Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

$A_{\max}$ ,  $A_{\min}$  : Section d'acier maximale et minimale

$A_t$  : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

$B_r$  : Section réduite du béton d'un poteau.

$B_t$  : Section de la partie tendue.

$L_t$  : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

$E_{vj}$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_{ij}$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

$E_s$  : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

$I_e$  : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

$M_o$  : moment isostatique.

$M_t$  : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_a$  : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_u$  : Moment fléchissant à l'E.L.U.

$M_{ser}$  : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

$N_{ser}$  : Effort normal à l'E.L.S.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$T_u$  : Effort tranchant ultime.

$T_w$  : Effort tranchant à gauche.

$T_e$  : Effort tranchant à droite.

F : effort de traction.

$R_a$  : réaction à gauche.

$R_b$ : réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

## Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.  
b : Largeur de la section du béton.  
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)  
c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.  
d : Hauteur utile d'une section.  
f : Flèche.  
ep : épaisseur.  
a : épaisseur du voile.  
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.  
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.  
fe : Limite d'élasticité de l'acier.  
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.  
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.  
i : Rayon de giration.  
If : Longueur de flambement,  
St : Espacement d'armature transversale.  
Srep : Espacement de répartition.

## Majuscules grecques :

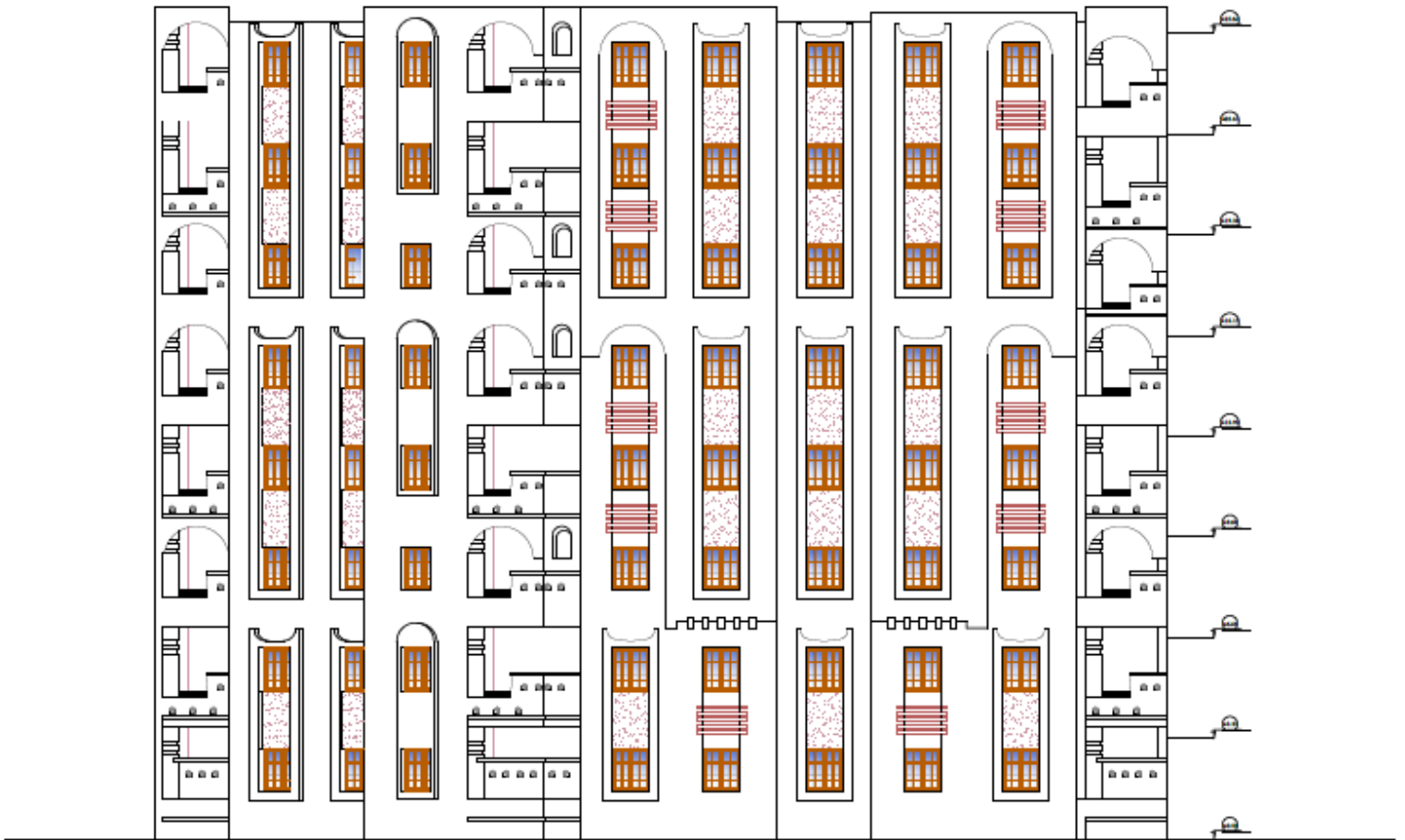
$\Delta$  : Variation.  
 $\Sigma$  : sommation.  
 $\Phi$ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.  
W : poids.

## Minuscules grecques :

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement du poteau.  
 $\gamma$  : Coefficient de sécurité.  
 $\varepsilon$ : Déformation relative.  
 $\eta$ : Coefficient de fissuration.  
 $\lambda$ : Élanement mécanique.  
 $\mu$ : Coefficient de frottement.  
 $\nu$ : Coefficient de POISSON.  
 $\rho$  : Rapport de deux dimensions  
 $\sigma$  : Contrainte normale.  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle.  
 $\delta$ : Déplacement d'un niveau.

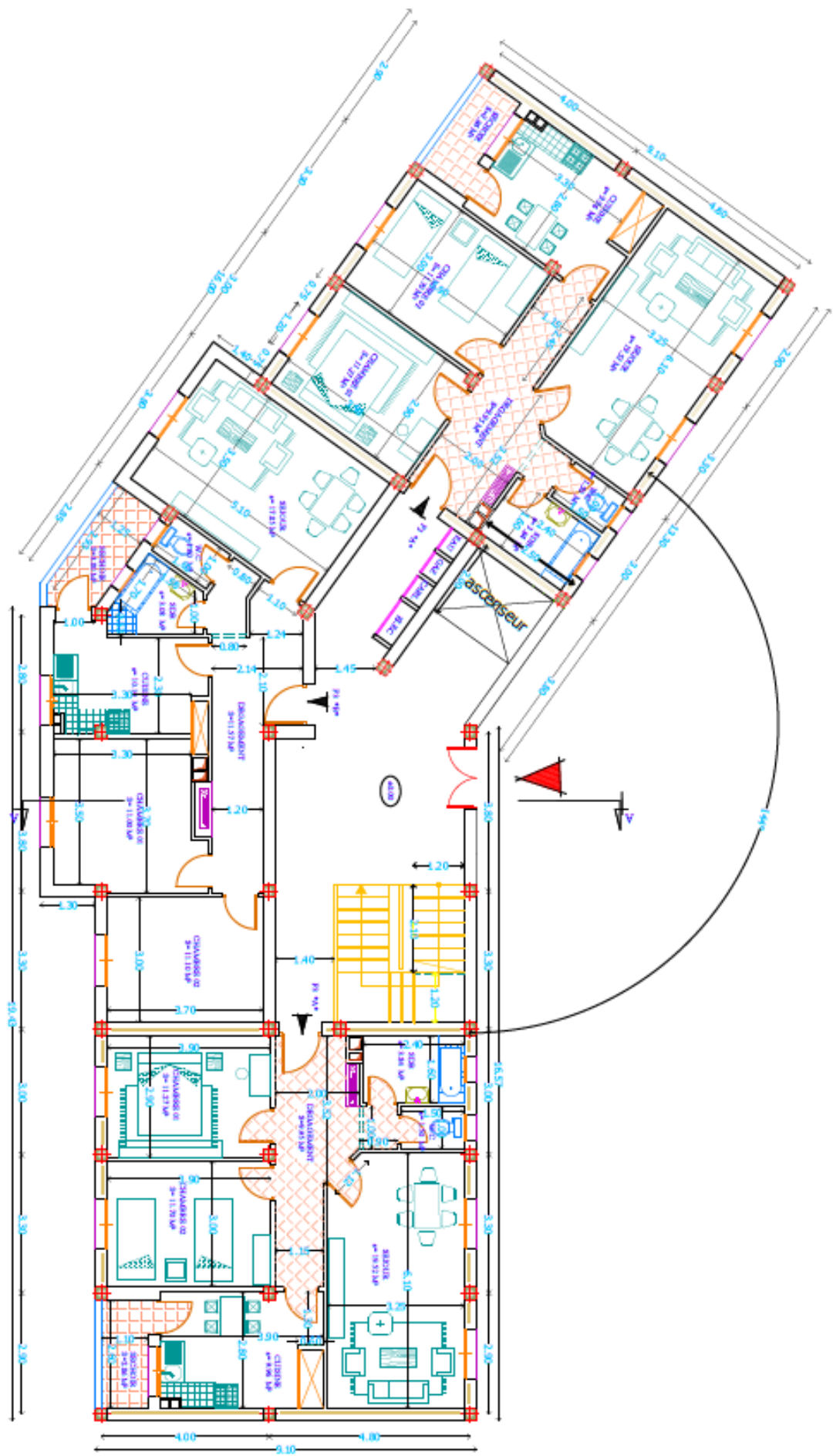
## Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.  
C.N.V : Condition non vérifiée.  
RDC : rez-de-chaussée.

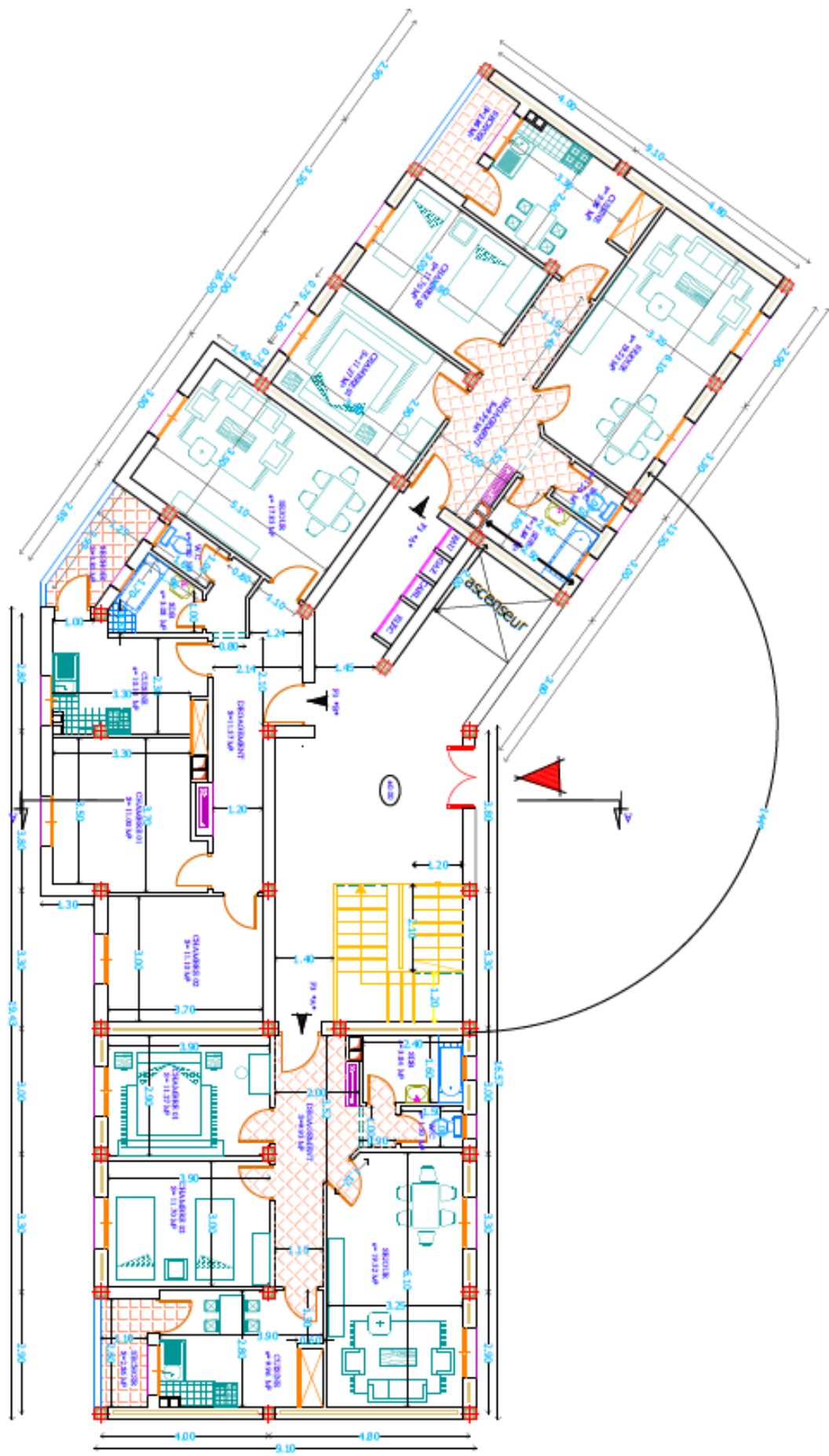


FACADE PRINCIPALE

VUE EN PLAN RD0C



VUE EN PLAN ETAGE





# Introduction générale

Le présent travail consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment en constitué d'un bâtiment en (R +7) à usage d'habitation, implanté à BOUMERDES.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

Une introduction sur l'ouvrage montrant les caractéristiques géométriques, l'ossature, le système de contreventement et les caractéristiques des matériaux (béton et aciers) sera le titre du premier chapitre.

Le second chapitre traite le prédimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (planchers, escaliers...).

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique qui est optée par le logiciel SAP 2000 V 19.1.0. L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux.

L'adoption du ferrailage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre.

On procède au sixième chapitre à l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure ; le choix de type de fondations le plus convenable et le ferrailage (fondations, débord, nervures).

A la fin ; on terminera notre travail par une conclusion générale.

# Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

**I. Introduction****I-1 Présentation de l'ouvrage**

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+7) à usage d'habitation ; ce bâtiment est situé à BOUMERDES . Celui-ci est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone IIb).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception algérienne :

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

**I.2 Description de l'ouvrage****I.2.1 caractéristiques géométriques****Tableau I-1.** Dimensions du bloc

<b>Dimensions en plans</b>	<b>Dimensions en élévation</b>
Longueur : $L_0 = 32.44$ m	Hauteur totale du bâtiment : $H = 25.84$ m
Largeur : $L_1 = 16.71$ m	Hauteur de l'étage courant : $h = 3.23$ m
	Hauteur du RDC : $h_r = 3.23$ m
	Hauteur de l'acrotère : $h_a = 0.60$ m

**I.3 Description de la structure****I.3.1 Système de contreventement**

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par deux efforts :

- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, donc selon le (RPA99 version 2003) il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par des voiles porteurs en béton armé. Le system est constitué des voiles uniquement, ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles répriment plus de 20% des sollicitation dues aux charges verticales on considère que la

sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

### **I.3.2 Les planchers**

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

### **I.3.3 Maçonnerie**

La maçonnerie de cette structure sera exécutée en briques creuses.

- **Les murs extérieurs (double cloison) :** Deux cloisons en briques creuses de 10 cm, d'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de 10cm.
- **Murs intérieurs (une seule cloison) :** Sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

### **I.3.4 Revêtement**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieurs.

### **I.3.5 Acrotère**

Au niveau de la terrasse, la structure est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

### **I.3.6 Les escaliers**

La circulation entre le RDC et le premier étage est assurée par un escalier qui compose de (03) volée et deux palier de repos dans notre bâtiment, les marches seront revêtis de carrelage.

### **I.3.7 L'infrastructure**

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Dans notre cas  $\sigma_{sol}=1.5$  bars. Le type des fondations superficielles sont des semelles isolées qui sont reliées par des longrines.

## **I.4 Caractéristique mécanique des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles technique de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93), les règlements en vigueur en Algérie.

### **I.4.1 Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau, c'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, quel que soit en les bâtiments ou en travaux publics ou dans les ouvrages d'art.

#### ***I.4.1.1 caractéristique du Béton***

- Facile à le fabriquer et à le mettre en oeuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

#### ***I.4.1.2 Ciment***

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

#### **I.4.1.3 Granulats**

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieure à 25mm (8/15 et 15/25)

**I.4.1.4 Eau de gâchage**

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

**I.4.1.5 composition de béton**

A titre indicatif, pour un mètre cube (m<sup>3</sup>) de béton on utilise :

- 350 à 400 kg de ciment de classe C.P.A 325 ;
- 800 L de gravier de diamètre 15à25 (le gravier doit être dur propre)
- 400 L de sable de diamètre 0 à 5
- 175 L d'eau de gâchage (l'eau doit être pure sans acide).

**I.4.2. Béton armé**

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

**I.4.2.1 la résistance du béton**

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

**a) Résistance caractéristique à la compression : ►► Art [A.2.1.1.1] ◀◀**

Le béton est caractérisé par sa valeur de la résistance à la compression à l'âge de (28) jours.

Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96cm<sup>2</sup> de section (Ø = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.1] ◀ : la résistance caractéristique du béton non traité thermiquement est calculée par ces deux formules :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76+0.83j} \qquad f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40+0.95j}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les (28) jours, on peut admettre une résistance au plus égale à  $1.10f_{c28}$  condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Pour le présent projet, nous adopterons une valeur de 25 MPa pour  $f_{c28}$ .

**b) Résistance caractéristique à la traction : ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté «  $a$  » et de longueur «  $4a$  » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  », elle est définie par la relation :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.2.] ◄ : la résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [Mpa]}$$

$$\text{Donc, on a : } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

**I.4.2.2 Module d'élasticité**

**Module d'élasticité longitudinale :**

Les règles CBA93 fixent le à la valeur suivante :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.2.1.] ◄ : Le Module instantané pour les charges d'une durée d'application < 24 h.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad , E_i = 32164.195 \text{MPa}$$

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.2.1.] ◄ : Le Module différé pour les charges de longue durée

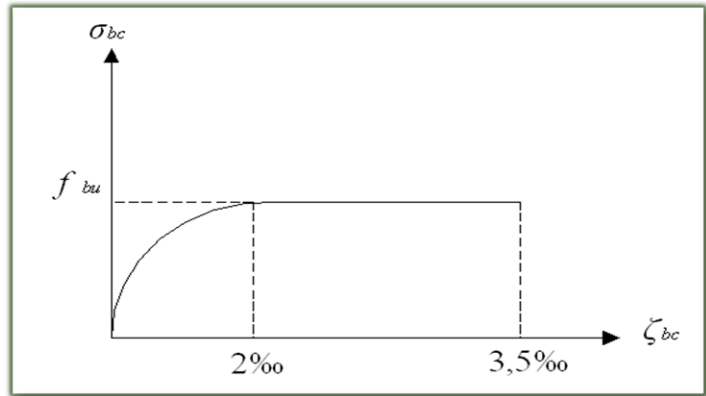
$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad , E_i = 10818.900 \text{MPa}$$

**I.4.2.3 La contrainte ultime du béton en compression**

**a) Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

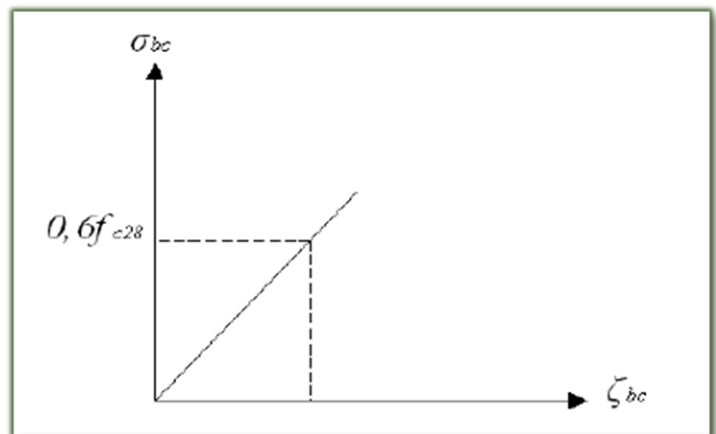
Avec :  $\delta_b$  =coefficient de sécurité.



**b) Etat Limite Service (E.L.S) :**

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15Mpa$$



**I.4.3 Les aciers**

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa Nuance, l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente trois types d'acier, acier a une surface lisse et acier a une surface rugueuse et les treillis soudés chacun ayant sa propre utilité, l'acier résiste à la traction.



**État Limite de Service (ELS) :**

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu

$$\text{Fissuration préjudiciable} \quad \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_y}) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \quad \sigma_c = 0,8 * \bar{\sigma}_s = 0,8 \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_y}) \right) = 161,30 \text{ MPa}$$

avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 & \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 & \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence} \end{cases}$$

# Chapitre II

Pré dimensionnement

## II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du :

- CBA93
- RPA99/V2003
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

## II.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

### II.2.1 Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles semi préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq ht \leq (L/20)$$

avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

$$L = 4.30 \text{ m} \quad \text{d'où} \quad 17.2 \leq ht \leq 21.5$$

On adoptera **ht = 20 cm** telle que :  $ht = d + e$

$d = 16 \text{ cm}$  (hauteur de corps creux).

$e = 4 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle de compression).

Donc **ht = (16 + 4) cm**.

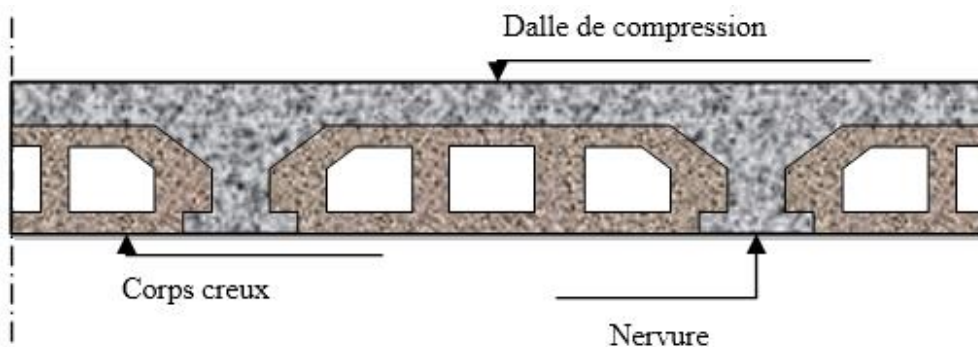


Figure II.1 : Plancher à corps creux

**II.2.2. Dalle pleine**

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

**II.2.2.1. Critère de résistance**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :  $(Lx/45) \leq ep \leq (Lx / 40)$  ,  $ep$  : épaisseur de la dalle.
- dalle reposant sur deux appuis :  $(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$

**II.2.2.2. Sécurité contre l'incendie**

- $Ep = 7\text{cm}$  : peut assurer un coupe - feu d'une heure.
- $Ep = 11\text{cm}$  : peut assurer un coupe - feu de deux heures.

**II.2.2.3. Condition d'isolation acoustique**

$ep \geq 15\text{ cm}$ .

**vérification : critère de résistance :**

$Lx$  : la plus petite portée.  $493/45 \leq Ep \leq 493/40 \rightarrow 10.95 \leq ep \leq 12.32$

- La sécurité contre l'incendie :  $ep = 11\text{cm}$
- Condition d'isolation acoustique :  $ep = 15\text{ cm}$ ,

**Conclusion :**

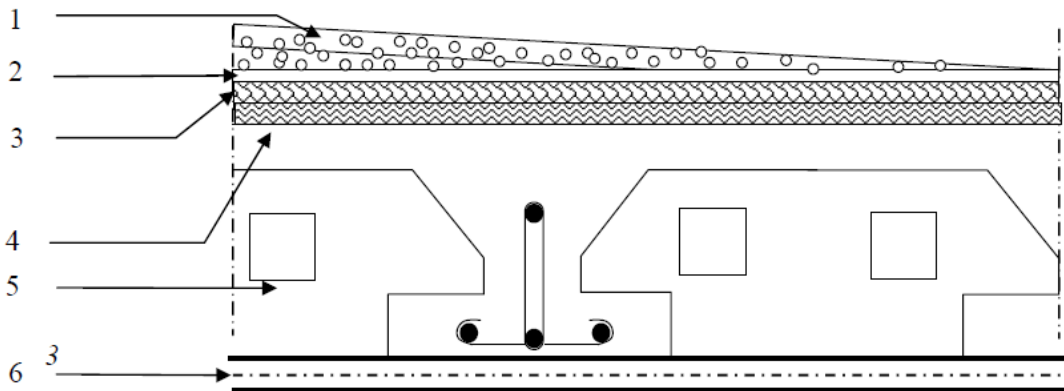
Pour la dalle pleine on adoptera :  **$ep = 15\text{cm}$**

**II.3 Evaluation des charges**

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux, poutres ) on doit d'abord déterminer les charges selon le D.T.R "C" (charges permanentes et charges d'exploitation).

**II.3.1 Plancher « terrasse inaccessible »**

Les charges sont représentées sous forme de tableau ( tableau II.1 ) et (figure II.2).



**Figure II-2** Composants d'un plancher terrasse

Tableau II.1 Les charges permanentes du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	D (Kn/m2)	G (KN/m2)
Protection en gravillon	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Papier kraft	/	/	0.01
Forme de pente	0.12	22	2.64
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux	0.16+0.04	/	2.85
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G = 6.78 KN/m2	
		Q = 1.00 KN/m2	

### II.3.2 Plancher étage courant

Le tableau II.2 et figure II.3 récapitulent les charges permanentes pour le plancher étage courant

Tableau II.2 Les charges permanentes du plancher courant

Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m2)	G ( KN/m2)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.36
Dalle en corps creux	0.16+0.04	/	2.85
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de distribution	0.10	10	1.00
		G = 5.21 KN/m2	
		Q = 1.5 KN/m2	

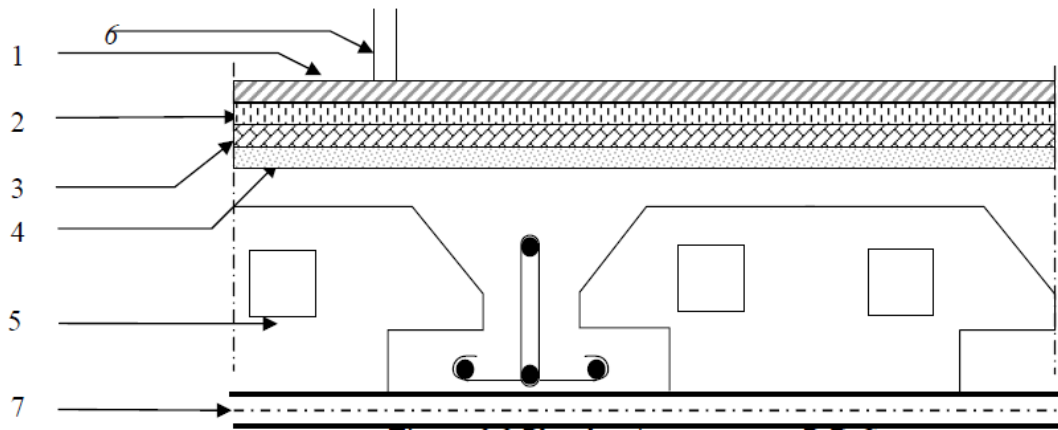


Figure II.3 Composants d'un plancher courant

**II.3.3. Maçonneries**

*II.3.3.1. Murs extérieurs (doubles cloisons)*

Tableau II.3 charges permanentes du mur extérieur

Matériaux	Epaisseur [m]	Densité [Kg/m <sup>3</sup> ]	Poids [Kg/m <sup>2</sup> ]
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.90
L'âme d'aire	0.10	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			$G = 2.36 \text{ Kg/m}^2$

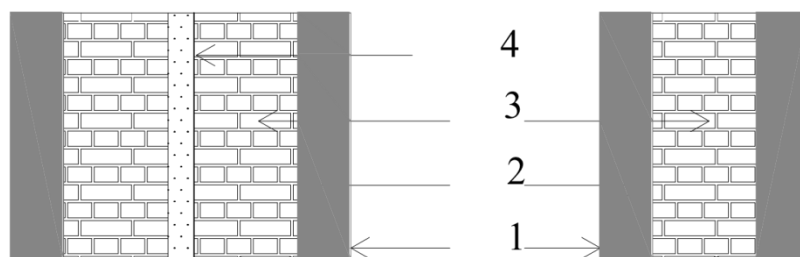


Figure II.4 Mur doubles cloisons et simple cloison

II.3.3.2 Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.4 Charges permanentes du mur intérieur

Matériaux	Epaisseur [m]	Densité [Kg/m <sup>3</sup> ]	Poids [Kg/m <sup>2</sup> ]
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			G = 1.3 Kg/m <sup>2</sup>

II.4 Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux)

D'après le BAEL91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Pour la hauteur  $(L/15) \leq h \leq (L/10)$
- Pour la largeur  $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$

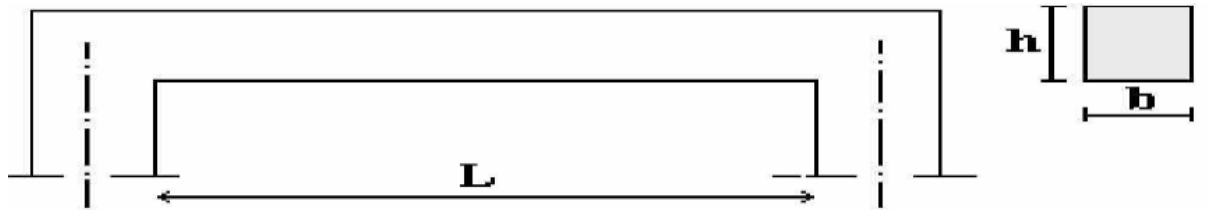


Figure II.5 Dimensionnement de la poutre

avec

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

On doit aussi respecter la cdt imposé par le RPA99-VERSION 2003 (Art 7.5.1). Donc on vérifie :

- $b \geq 20\text{cm}$ .
- $h \geq 30\text{cm}$ .
- $h/b < 4$ .

Tableau II.5 pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Conditions de résistance	$L_{max} = 4.50 \text{ m} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$ On adopte $h = 40 \text{ cm}$ $\Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ On adopte $b = 30 \text{ cm}$	$L_{max} = 3.50 \text{ m} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$ On adopte $h = 35 \text{ cm}$ $\Rightarrow 0.9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$ On adopte $b = 30 \text{ cm}$
Vérification selon le RPA99	$h = 40 \geq 30 \text{ cm}$ $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ $h/b = 1.33 < 4$	$h = 35 \geq 30 \text{ cm}$ $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ $h/b = 1.16 < 4$
Condition de rigidité ( $h/L \geq 1/16$ )	$(h / L = 0.088) \geq (1/16 = 0.0625)$ ( Condition vérifié )	$(h / L = 0.1) \geq (1/16 = 0.0625)$ ( Condition vérifié )
Conclusion	$h=40 \text{ cm} ; b= 30 \text{ cm}$	$h=35 \text{ cm} ; b= 30 \text{ cm}$

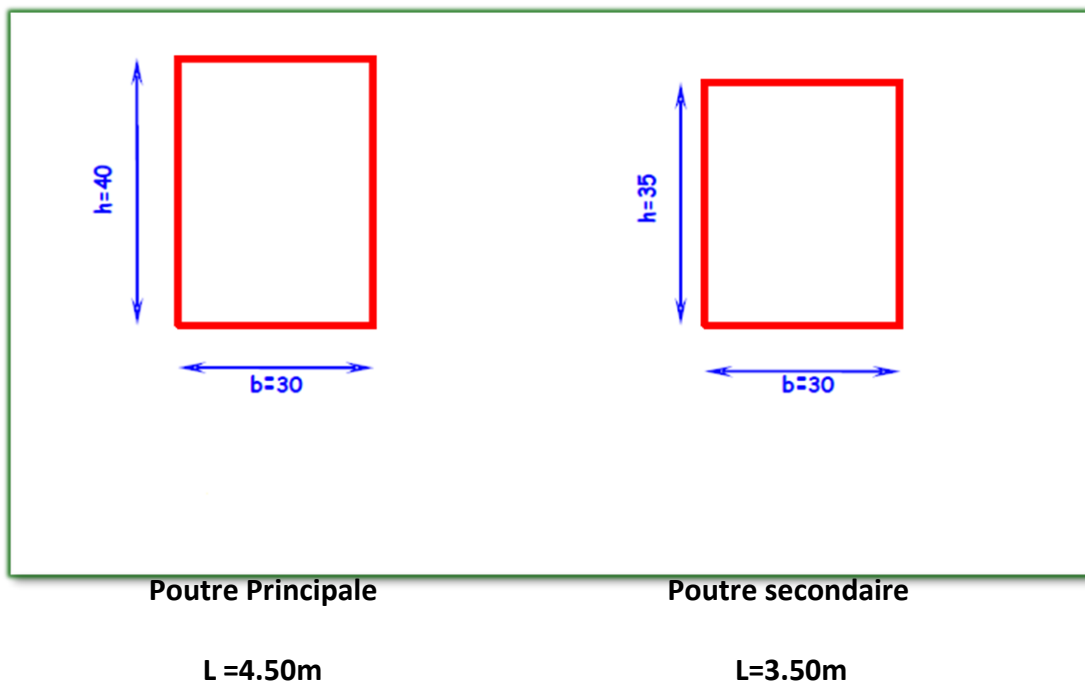


Figure II.6 Sections des poutres



**II.5 Pré dimensionnement des poteaux**

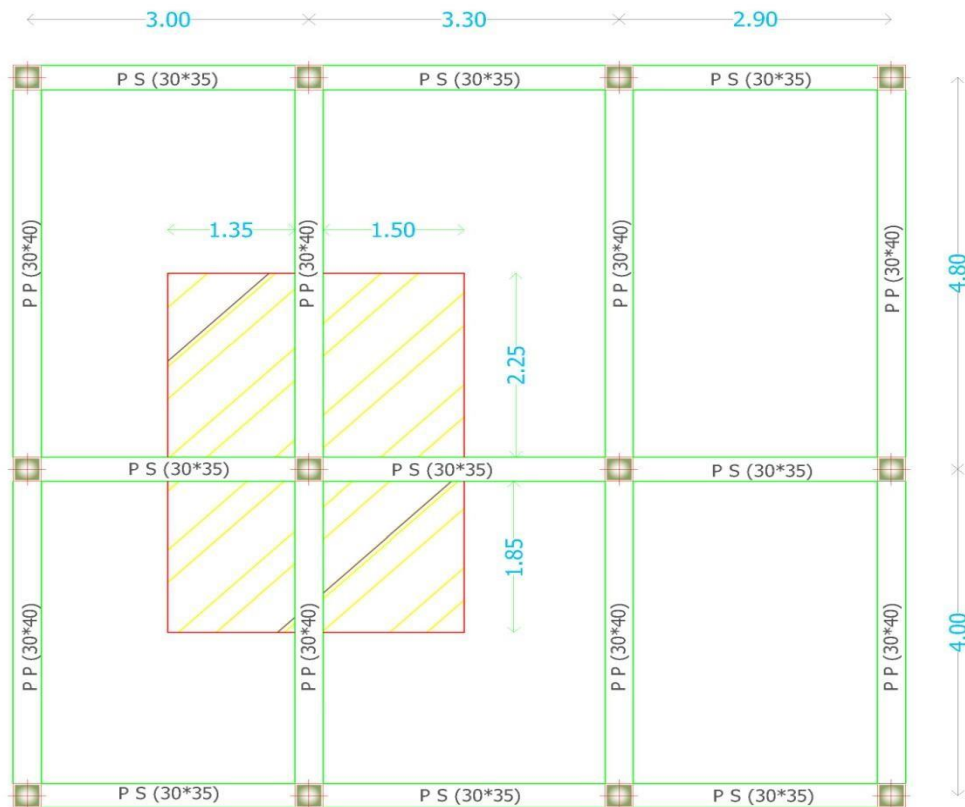
Les poteaux sont sous-forme carrée, rectangulaire ou circulaire. Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Pour le pré dimensionnement on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations à l'état limite ultime ( $NU=1,35G+1,5Q$ ).

**II 5.1. Les étapes de pré dimensionnement :**

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau. (L'effort normal)
- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. ( ART B 8.1.1).

**II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :**



**Figure II.7** Endroit du poteau le plus sollicité

**II 5.3. Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- MIN (a, b) > 30cm ► Art [7.4.1] ◀

**Tableau II.6** Pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ère	RDC
Dimension du poteau	a ( cm )	35	35	40	40	40	45	45	45
	b ( cm )	35	35	40	40	40	45	45	45

**II.5.4. Calcul de la longueur de flambement Lf**

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement Lf comme suit :

0.7\*L0 : si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encasté dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ; L0 : dans les autres cas.

Avec : L0 =3.23m : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

**Tableau II.7** détermination de la longueur de flambement

Etage	Dimensions de poteau	Lf = 0.7 L0	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{Lf}{i}$
7ème	0.35x0.35	2.261	0.1010	22.38
6ème	0.35x0.35	2.261	0.1010	22.38
5ème	0.40x0.40	2.261	0.1154	19.59
4ème	0.40x0.40	2.261	0.1154	19.59
3ème	0.40x0.40	2.261	0.1154	19.59
2ème	0.45x0.45	2.261	0.1299	17.40
1ér	0.45x0.45	2.261	0.1299	17.40
RDC	0.45x0.45	2.261	0.1299	17.40

### II.5.5. Calcul de l'effort $N_{uadm}$ :

Selon le CBA 93 ► Art [B.8.4.1.] ◀ : Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression centrée.

L'effort normal admissible est :  $N_u \leq \alpha [ (Br \cdot f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) ]$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal admissible à l'ELU.
- $Br$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle **1cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie  **$Br = (b-2cm) * (h-2cm)$**
- $\gamma_b = 1.5$  et  $\gamma_s = 1.15$  : coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- $f_{c28}$  et  $f_e$  : résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- $A$  : Section d'acier comprimé : [  $A = B/1000$  ]
- $\alpha$  : Coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 \quad \text{pour } \lambda < 50$$

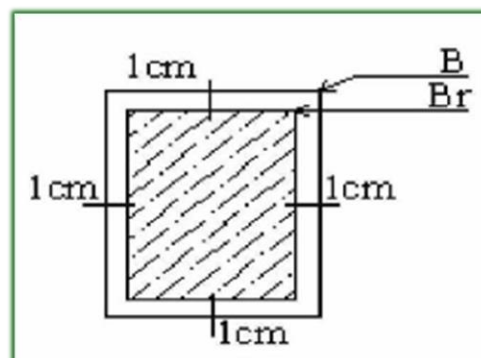
$$\alpha = 0.60 (50 / \lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- $\lambda = L_f / i \Rightarrow L_f = 0.7 \times L_0$  (pour la section rectangulaire).

$\lambda$  : l'élançement mécanique

$L_f$  : Longueur de flambement

$i$  : rayon de giration



**Figure II.8** Section réduite du poteau

Tableau II.8 Calcul de Nu

Etage	Dimensions	Br(mm )	$\lambda$	$\alpha$	A (mm2)	Nu(kN)
7ème étage	0.35x0.35	108900	22.38	0.786	122.5	1618.09
6ème étage	0.35x0.35	108900	22.38	0.786	122.5	1618.09
5ème étage	0.40x0.40	144400	19.59	0.800	160	2183.58
4ème étage	0.40x0.40	144400	19.59	0.800	160	2183.58
3ème étage	0.40x0.40	144400	19.59	0.800	160	2183.58
2ème étage	0.45x0.45	184900	17.40	0.810	202.5	2830.34
1ér étage	0.45x0.45	184900	17.40	0.810	202.5	2830.34
RDC	0.45x0.45	184900	17.40	0.810	202.5	2830.34

- La surface du plancher revenant au poteau :  $Sp=(1.35+1.50)*(2.25+1.85) = 11.685 m^2$ .

La surface totale :  $St=(1.35+0.3+1.5)*(2.25+0.3+1.85) = 13.860 m^2$ .

### II.5.6. Descente des charges

#### II.5.6.1 Charges Permanentes

$$G_{Plancher} = G_{Terrasse} \times SP$$

$$G_{poteau} = b \times h \times h_e \times \text{poids volumique du béton arme}$$

$$G_{poutre} = b \times h \times L \times \text{poids volumique du béton arme}$$

$$G_{tot} = G_{Plancher} + G_{P.Principale} + G_{P.Secondaire} + G_{Poteau}$$

Tableau II.9 Charges permanentes

Etage	Gplancher (KN)	Gpoteau (KN)	Gpoutre (KN)	G (KN)	Gcum (KN)
7eme	74.78	8.82	20.57	104.17	104.17
6eme	65.90	8.82	20.57	95.29	199.46
5eme	65.90	11.52	20.57	97.99	297.46
4eme	65.90	11.52	20.57	97.99	395.45
3eme	65.90	11.52	20.57	97.99	493.44
2eme	65.90	14.58	20.57	101.05	594.49
1eme	65.90	14.58	20.57	101.05	695.55
RDC	65.90	14.58	20.57	101.05	796.60

II .5.6.2 Charges d’exploitation

a- Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les surcharges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10% jusqu’à 0.5Q.

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

avec :

n : Nombre d’étage on démarre de haut en bas (le premier étage est “0”).

Q<sub>0</sub> : La charge d’exploitation sur la terrasse,

Q<sub>1</sub> , Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> : les charges d’exploitation des planchers respectifs.

Q<sub>0</sub> = Q<sub>terrasse</sub> × St ; Q<sub>1</sub> , Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> = Q<sub>etage courant</sub> × St On utilise le  $\frac{3+n}{2n}$  à partir du cinquième étage.

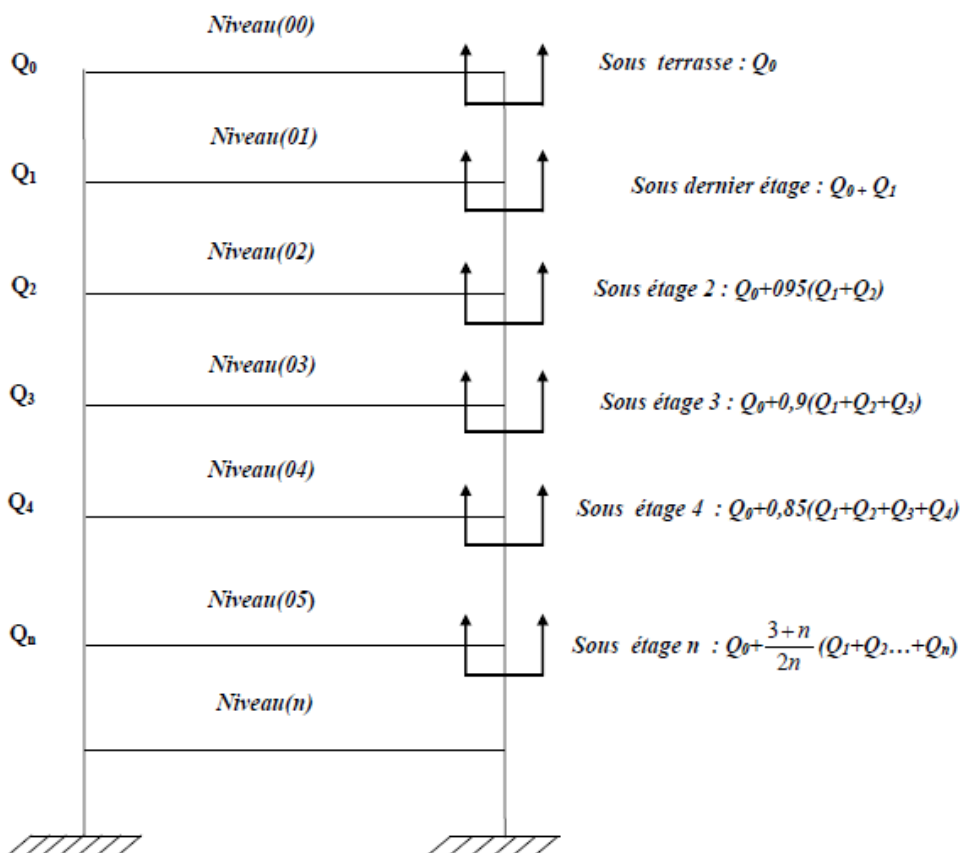


Figure II.9 La dégression des charges

**Tableau II.10** Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage

Etage	Q (kN)			$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )	Qcum (kN)
7eme	Q <sub>0</sub> =	13.86	/	13.86	13.86
6eme	Q <sub>1</sub> =	20.79	1	34.65	48.51
5eme	Q <sub>2</sub> =	20.79	0.95	53.36	101.87
4eme	Q <sub>3</sub> =	20.79	0.90	69.99	171.86
3eme	Q <sub>4</sub> =	20.79	0.85	84.54	256.41
2eme	Q <sub>5</sub> =	20.79	0.80	97.02	353.43
1eme	Q <sub>6</sub> =	20.79	0.75	107.41	460.85
RDC	Q <sub>7</sub> =	20.79	0.71	117.18	578.03

- Effort normal de résistance :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

—

$$Nu = Nu + 10\% Nu = 1.1 Nu$$

**Tableau II.11** Tableau de vérification

Etage	Gcumule (KN)	Qcumule (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	$\bar{N}u$ (KN)	1.1Nu ≤ $\bar{N}u$ (kN)
7eme	104.17	13.86	161.423	177.566	1618.09	Oui
6eme	199.46	48.51	342.043	376.247	1618.09	Oui
5eme	297.46	101.87	554.374	609.811	2183.58	Oui
4eme	395.45	171.86	791.652	870.818	2183.58	Oui
3eme	493.44	256.41	1050.761	1155.837	2183.58	Oui
2eme	594.49	353.43	1332.711	1465.982	2830.34	Oui
1eme	695.55	460.85	1630.254	1793.280	2830.34	Oui
RDC	796.60	578.03	1942.454	2136.699	2830.34	Oui

### II.5.6.3 Vérification selon le RPA99v2003

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées

Tableau II.12 vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq (h_e/20) = (3.23 - 0.35)/20 = 14.4 \text{ cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0.25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$	Oui

### II.6 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu’une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

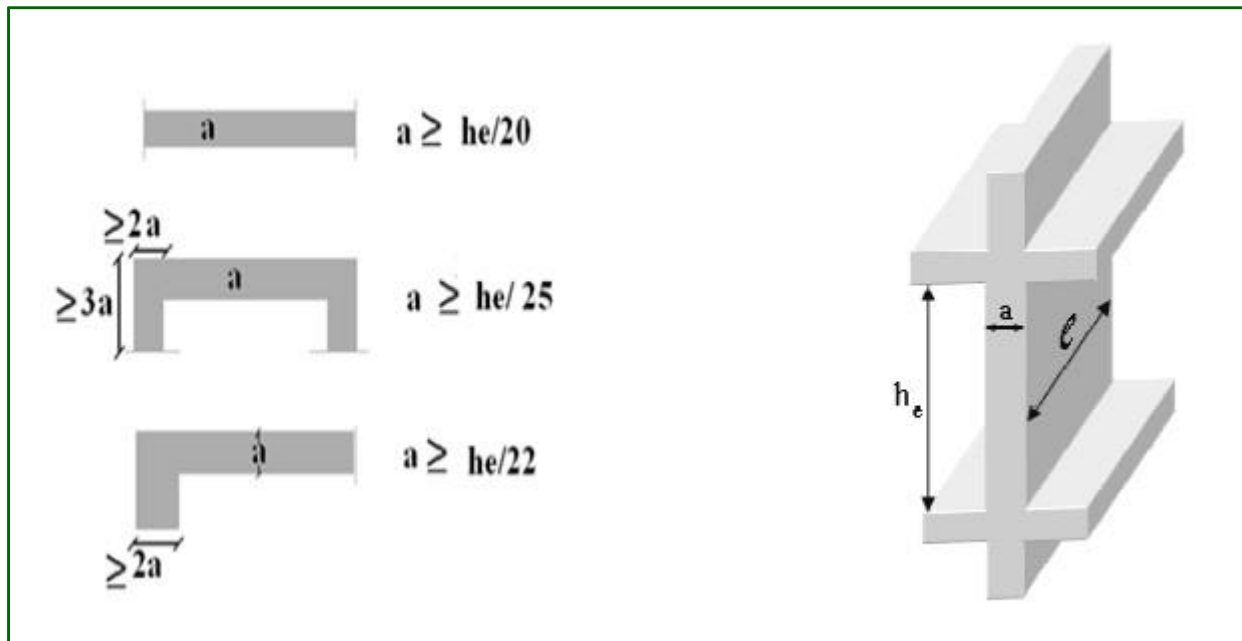


Figure II.10 Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- $H_e = 3.23 - 0.3 = 2.93\text{m}$ .
- $a \geq \text{MAX} ( h_e / 20 ; h_e / 25 ; h_e / 22 ) = a \geq \text{MAX} ( 14.65 \text{ cm} ; 11.72 \text{ cm} ; 13.31 \text{ cm} )$

On adopte : **a = 15 cm**

**Remarque :**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.



# Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L’acrotère :

III.1. 1.Introduction :

L’acrotère est un élément secondaire en béton armé de 10 cm d’épaisseur et de 60cm de hauteur. En tournant le plancher-terrasse, il a le rôle : d’éviter le débordement des eaux pluviales sur la façade.

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l’acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, C’est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher-terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l’encastrement dû à une surcharge d’exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l’acrotère est surjeté aux intempéries.

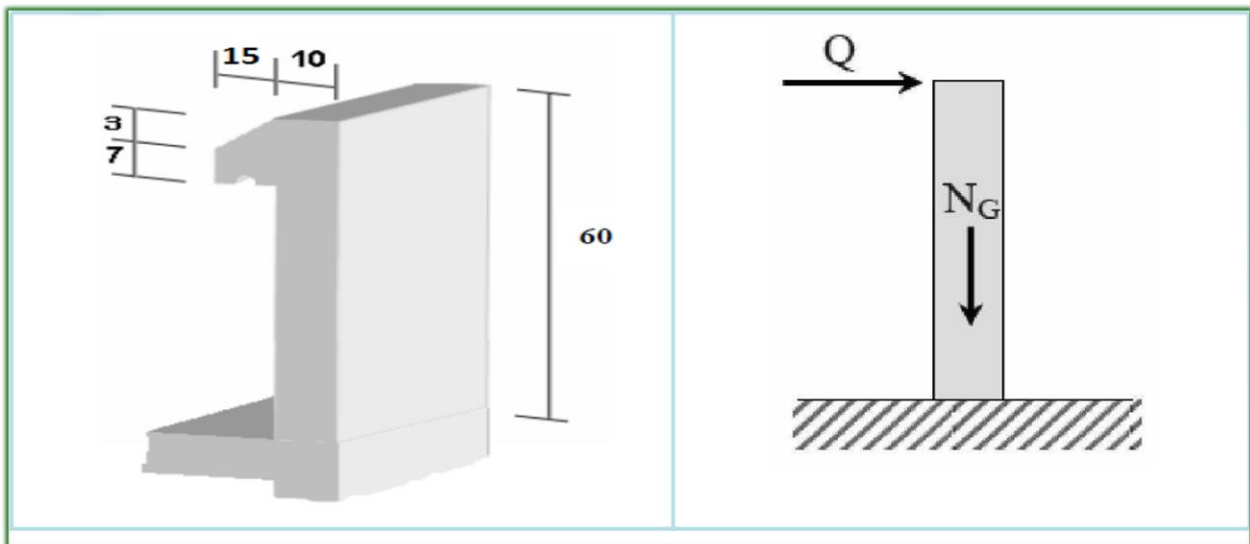


Figure III.1 L’acrotère

III.1.3. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III.1 Evaluation des charges et surcharges

Charge permanent G (Kn/ml)	$[(0.6*0.1)+(0.07*0.015)+(0.3*(0.15/2)]*25*1$ <b>=1.820</b>
Charge d’exploitation Q(Kn/ml)	<b>1</b>

III.1.4. Calcul des efforts

Tableau III.2 Evaluation des efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : N (kN)	$1,35 * G = 2.457$	$G = 1.820$
Effort tranchant : T (kN)	$1,5 * Q = 1.5$	$Q = 1$
Moment d'encastrement : $M_u$ (Kn.m)	$1,5 * Q * h = 0.9$	$Q * h = 0.6$

III.1.5. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3 Les données

$F_{c28}$	25MPa	h	10cm
$F_{t28}$	2.1MPa	d	5.7cm
Fe	400MPa	c	2.5cm
$\sigma_{badm}$	14.2MPa	c'	2.5cm
$\sigma_{sadm}$	348MPa	b	100cm

III.1.5.1. À E L U :

Calcul de l'excentricité :

A l'attention de :  $e_0 = M_u / N_u = 0.9 / 2.457 = 36.63$

On  $e_0 = 36.63 \text{ cm} > (h/2) - c = (10/2) - 2.5$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion :

d: Distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

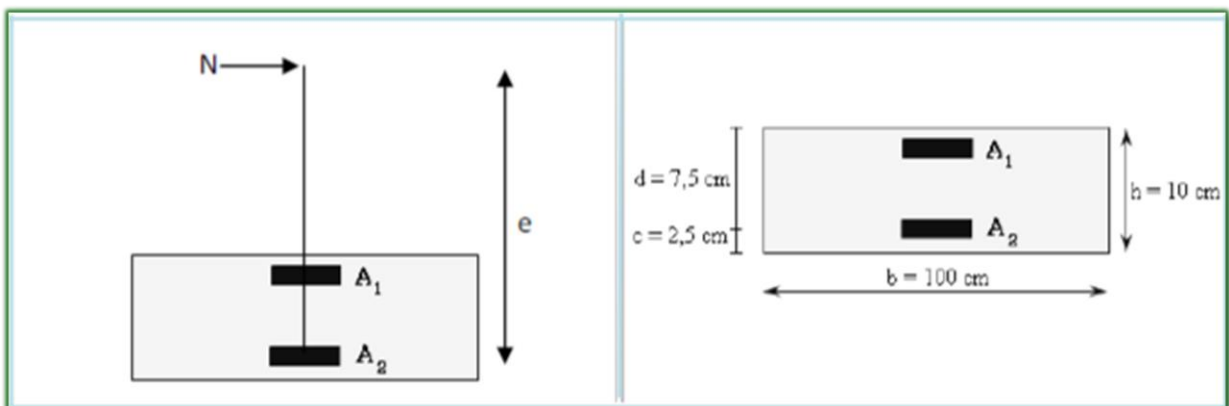


Figure III.2 Section de B.A à l'ELU

$$E=e_0+(h/2)-c \quad e=0.391\text{m}$$

$$M_1=N*e \quad M_1=0.96$$

- **Calcul des armatures verticales :** Le calcul se fait en flexion simple  
 $\mu=Mf/\sigma_{bc}*b*d^2 \quad u=0.012$

$$0.012 < 0.392$$

$$\text{Donc : } A' = 0 ; \quad \beta = 0.994$$

$$A_1=0.347\text{cm}^2$$

$$\text{Et : } A' = A'_1 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 0.276 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors  $A=A_1-(N/100*\sigma_s) = 0.276\text{cm}^2$

$$A_{\min}=B/1000=(10*100)/1000=1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}=\text{cm}^2 > A=0.276\text{cm}^2$$

$$A=A_{\min}=1.00\text{cm}^2$$

On adoptera :  $A=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \leq A/2 \quad 0.50 \leq A_r \leq 1.005$$

Donc, on prendra :  $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h=30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rép}} = 20 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [4h=40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

### III.1.5.2. Vérification à l'E.L.S :

Données :  $N_{\text{ser}} = 1.820 \text{ kN}$

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ kN.m}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$e_0=M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}}=0.6/1.820=33\text{cm}$$

$$h/2-c=5-2.5=2.5\text{cm} \leq e_0=33\text{cm}$$

**III.1.6. Vérification de l'effort tranchant :**

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est

$$F = T_u - (M_u / 0.9d)$$

$$F = 1.5 - 0.9 / (0.9 * 0.075) = -11.83 \text{ kN}$$

$F < 0$ , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

**III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \tau_u$  telles que:

$$\tau_u = V_u / b * d = 1.5 * 10^3 / 1000 * 75 = 0.02 \text{ MPa}$$

Et :  $\tau_u = \min (0,15 ; 4 \text{ MPa})$ ,  $\tau_u = 2,5 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable)

D'où alors :  $\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme**

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad [1] \quad \blacktriangleright \blacktriangleright \text{ Art [6.2.3]} \quad \blacktriangleleft \blacktriangleleft \text{ A: coefficient d'accélération;}$$

$$A = 0,20 \quad [\text{Modificatifs et compléments aux RPA2003 (groupe d'usage2, zone IIb)}]$$

$C_p$ : facteur de force horizontal;

$$C_p = 0,8 \quad [1] \quad \blacktriangleright \blacktriangleright \text{ Tab [6.1]} \quad \blacktriangleleft \blacktriangleleft$$

$W_p$ : poids propre de l'élément

$$W_p = 1,820 \text{ kN.}$$

D'où alors :  $F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,820$

$$F_p = 1,16 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifier})$$

Donc l'acrotère qui résiste à la force horizontale.

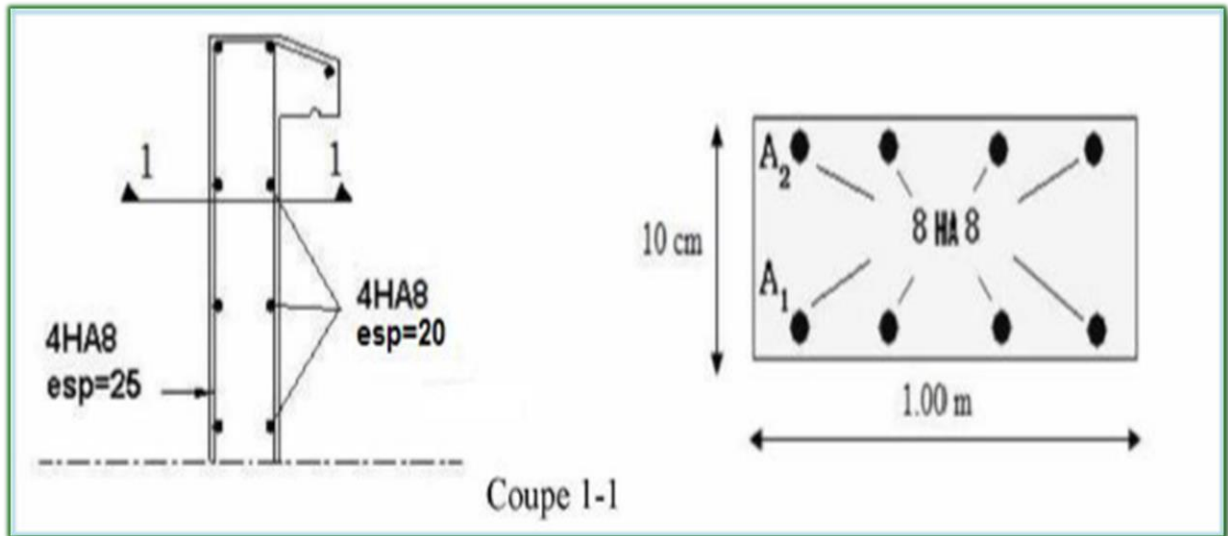


Figure II.3 Ferrailage de l'acrotère

### III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place). Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :
  - La dalle de compression.
  - Les poutres

#### III.2.1. La dalle de compression :      ►► Art [B.6.8.4.2.3.] ◀◀

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm [2]
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm [2]
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$A_t \geq 0.02 * L * 200 / f_e = 4L / f_e$$

avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- $f_e$  : nuance de l'acier FeE520 ( $f_e=520$ ), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- $A_t$  : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

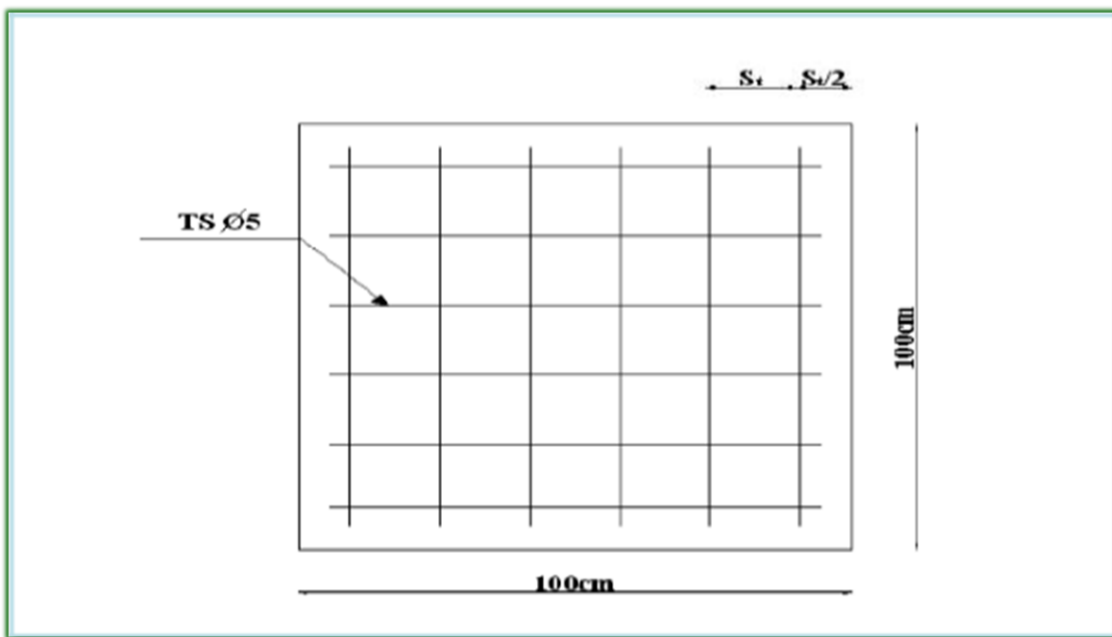
$$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{m.l}$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_1 \geq A_t / 2 = 0.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5. et un espacement 20cm x 20 cm



**Figure III.4** Disposition des armatures de la table de compression

**III.2.2. Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est  $S = 0,65 * L$ , on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2 .2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou  $(0.5*L)$  kN, qui représente le poids d'un ouvrier

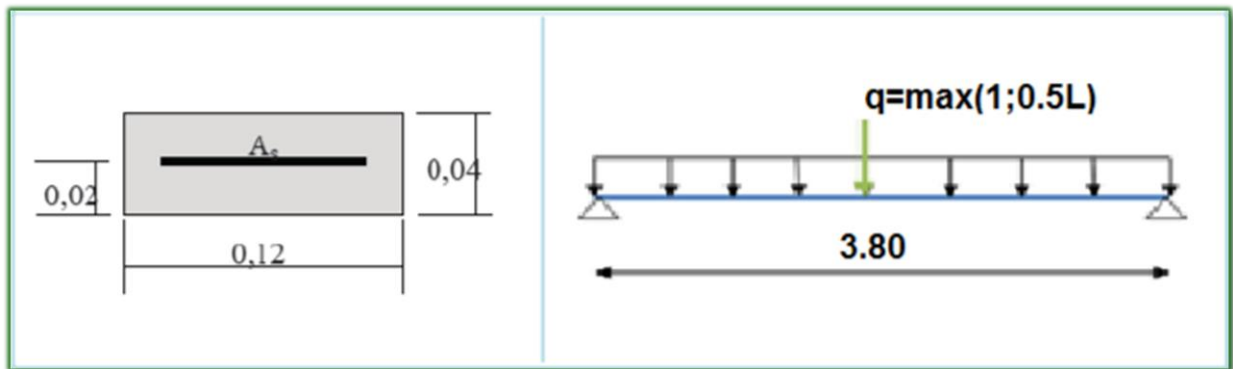


Figure III.5 Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de  $12*4 \text{ cm}^2$  :

Tableau III.4 Les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L(m)	Q (Kn)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	Poids de corps creux
3.8	1.9	$0.12*0.04*25 = 0.12$	$0.65*1=0.65$
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5 Calcul des moments

$M_G$ (Kn.m)	$M_Q$ (Kn.m)	$M_U$ (Kn.m)
$GL^2/8 = 1.39$	$QL/4=1.805$	$1.35M_G+1.5M_Q=4.58$

$\mu=6.72 \geq \mu_{max}=0.392$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais a cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étalements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.



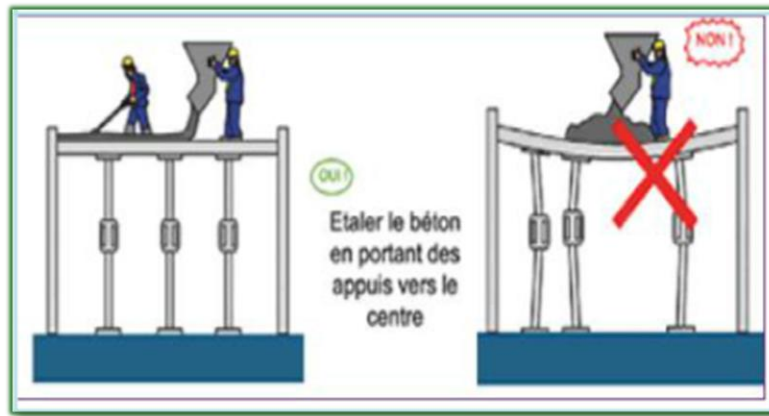


Figure III.6 Choix de disposition des étaieiments

• Calcul des étaieiments :

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étaieiments, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "flimite", si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention  $f < f_{limite}$  :

$$f = f_Q + f_G$$

$f_Q$  : Une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier  $Q = \max(1 \text{ kN}; 0.5L)$

$$f_Q = PQ \cdot L^3 / 48EI$$

$f_G$  : Une flèche due à la charge répartie

$$f_G = 5PG \cdot L^4 / 384EI$$

$f_{limite} = L_{max} / 500 \rightarrow L_{max} < 500 \text{ cm}$

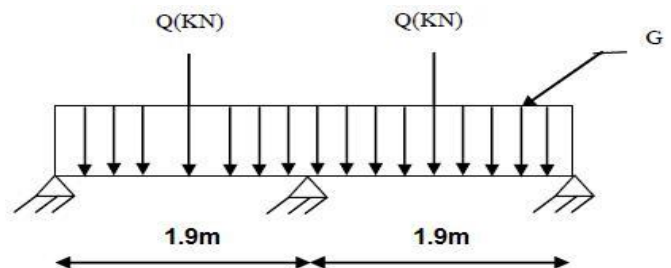
$0.5 + (L_{max} / 1000) \rightarrow 500 \text{ cm}$

Pour un seul étai au milieu :

$$L = 1.9 \text{ m}, \quad f_{lim} = 190 / 500 = 0.38$$

$$f_Q = 0.007$$

$$f_G = 0.636$$

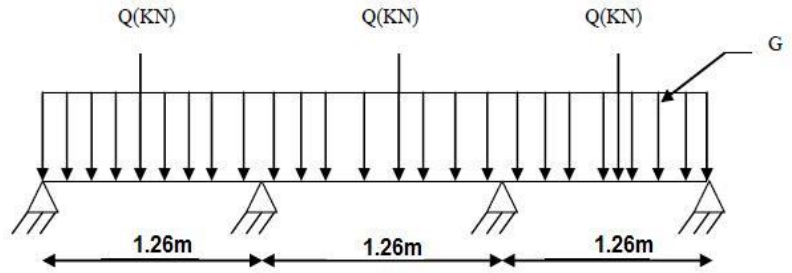


$f = 0.643 \leq f_{limite} = 0.38$  (condition non vérifié) On ajoute un autre étaieiment.

Pour deux étais :  $L=1.26m$ .  $f_{limite}=126/500=0.253$

$$f_Q=0.002$$

$$f_G=0.125$$



$$f = 0.127 \leq f_{limite} = 0.253 \quad (\text{condition vérifier})$$

**Résultants :**

Alors, il faut prévoir **2 étaitements** le long de la travée **espacée de 126 cm** pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

**III.2.2.2. Après coulage :**

La poutrelle travaille comme une poutre continue en encastree partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

**1. Méthode de calcul :**

**a .la méthode forfaitaire :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d’exploitation :**  $Q \leq \text{Min} (2G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$
- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :** Les moments d’inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25.

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

**Exposé de la méthode**

On désigne chaque travée par :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

$$3) \begin{cases} Ma > 0.6M_0 & \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées} \\ Ma > 0.5M_0 & \dots\dots\dots \text{Appuis voisin des appuis de} \\ \text{rive} \\ Ma > 0.4M_0 & \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires} \\ Ma > 0.2M_0 & \dots\dots\dots \text{Appuis de rive} \end{cases}$$

avec :

Mt : Moment en travée.

Me : Moment max sur l'appui droite.

Mw : Moment max sur l'appui gauche.

Ma : Moment à l'appui.

M0 : Moment isostatique =  $\frac{PL^2}{8}$  (kN.m)

$$T_w = T_0 + \frac{M_w + M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

Tw : effort tranchant à gauche de la travée.

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w + M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

Te : effort tranchant à droite de la travée

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot

**b. Méthode CAQUOT :**

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau III.6 Méthode de CAQUOT

Moment isostatique $M_0$	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée $M_t$	$-\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right) x + M$	
Moment à l'appui $M_a$	Appuis de rives	$0.2 M_0$
	Appuis intermédiaires	$\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$
Longueurs fictives $l'$	Travée de rive	$l$
	Travée intermédiaire	$0.8 l$
Effort tranchant $T$	$T_w$	$\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$
	$T_e$	$\frac{ql}{2} - \frac{M_e - M_w}{L}$

avec :

- $M_0$  : moment isostatique.
- $M_w$  ;  $M_e$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- $q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- $q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- $l'_w$  : longueurs de travées fictives à gauche.
- $l'_e$  : longueurs de travées fictives à droite.
- $l$  : représente la portée de la travée libre.
- $T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- $T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

**2. Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.7 Evaluation des charges et surcharges

	<b>G ( Kn/m<sup>2</sup> )</b>	<b>Q ( Kn/m<sup>2</sup> )</b>	<b>P<sub>u</sub> (Kn/m)</b>	<b>P<sub>ser</sub> (Kn/m)</b>
Plancher terrasse	$6.4 \times 0.65 = 4.16$	$1 \times 0.65 = 0.65$	6.59	4.81
Plancher courant	$5.64 \times 0.65 =$ 3.66	$1.5 \times 0.65 =$ 0.975	6.4	4.63

III.2.2.2.1. Sollicitations de calcul

On a Trois types des poutrelles à étudier :

**Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :**

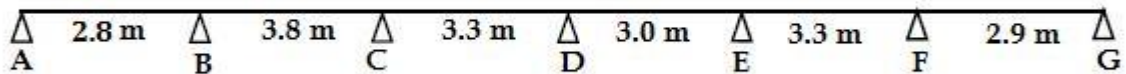
$$- Q = 1\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.8 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad (\text{condition vérifier})$$

- L'inertie est constante pour toutes les travées.

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

- La fissuration est peu nuisible.

**Type 1 : Poutrelle à six travées**



$$0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 0.57 < 1.25 \quad (\text{condition non vérifié})$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CACUOT. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant

**Tableau III.8** Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELU)

TRAVEE	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>w</sub> (KNm)	M <sub>e</sub> (KNm)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
AB	6.458	2.490	1.292	6.643	7.314	-11.137
BC	11.897	5.399	6.643	6.347	12.599	-12.442
CD	8.972	3.320	6.347	4.958	11.296	-10.454
DE	7.415	2.457	4.958	4.958	9.887	-9.887
EF	8.972	3.499	4.958	5.989	10.563	-11.188
FG	6.929	3.241	5.989	1.386	11.144	-7.970

Tableau III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées (ELS)

TRAVEE	$M_0$ (KNm)	$M_t$ (KNm)	$M_w$ (KNm)	$M_e$ (KNm)
AB	4.714	1.818	0.942	4.849
BC	8.682	3.941	4.849	4.632
CD	6.548	2.423	4.632	3.618
DE	5.411	1.793	3.618	3.618
EF	6.548	2.553	3.618	4.371
FG	5.057	2.366	4.371	1.011

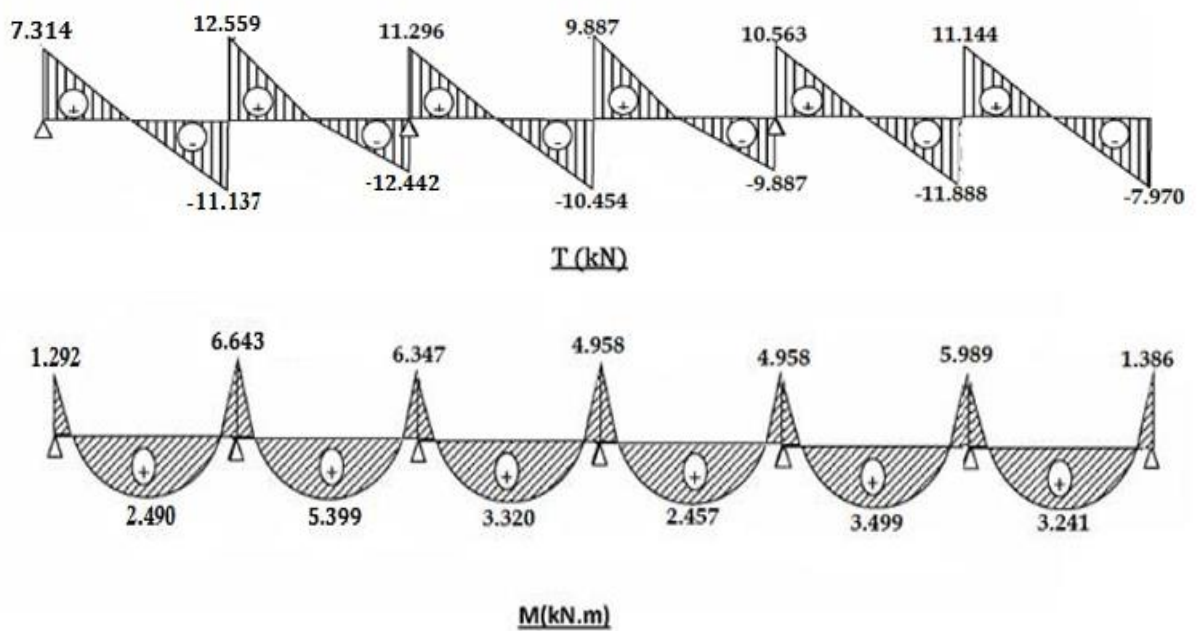


Figure III.7 Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELU)

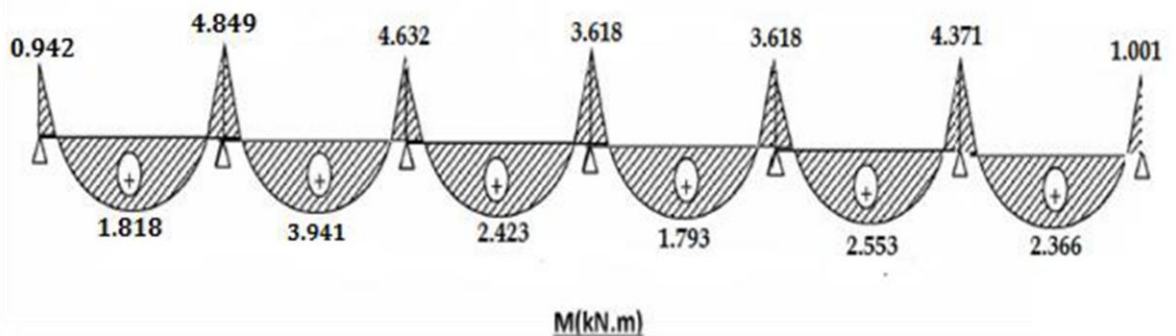
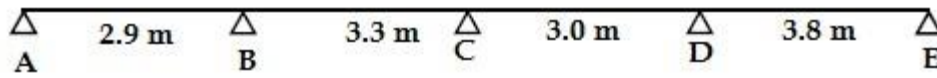


Figure III.8 Différents efforts dans la poutrelle à six travées (ELS)

Type 2 : Poutrelle à quatre travées



$0.8 < LCD / LDE = 0.78 < 1.25$  (condition non vérifié)

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CACUOT. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

TRAVÉE	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>w</sub> (KNm)	M <sub>e</sub> (KNm)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
AB	6.929	3.241	1.386	5.989	7.970	-11.144
BC	8.972	3.499	5.989	4.958	11.188	-10.563
CD	7.415	0.640	4.958	8.592	8.675	-11.098
DE	11.897	6.411	8.592	2.379	14.158	-10.888

Tableau III.11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

TRAVÉE	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>w</sub> (KNm)	M <sub>e</sub> (KNm)
AB	5.057	2.366	1.011	4.371
BC	6.548	2.553	4.371	3.618
CD	5.411	0.467	3.618	6.270
DE	8.682	4.679	6.270	1.736

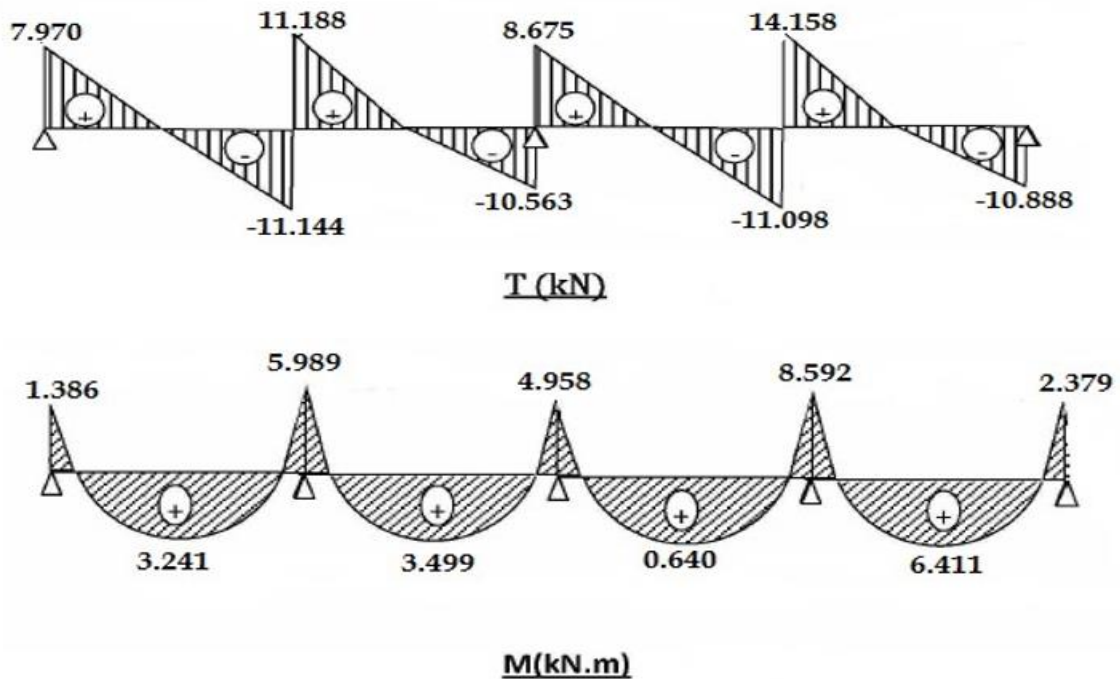


Figure III.9 Différents efforts dans la poutrelle à quatre travées (ELU)

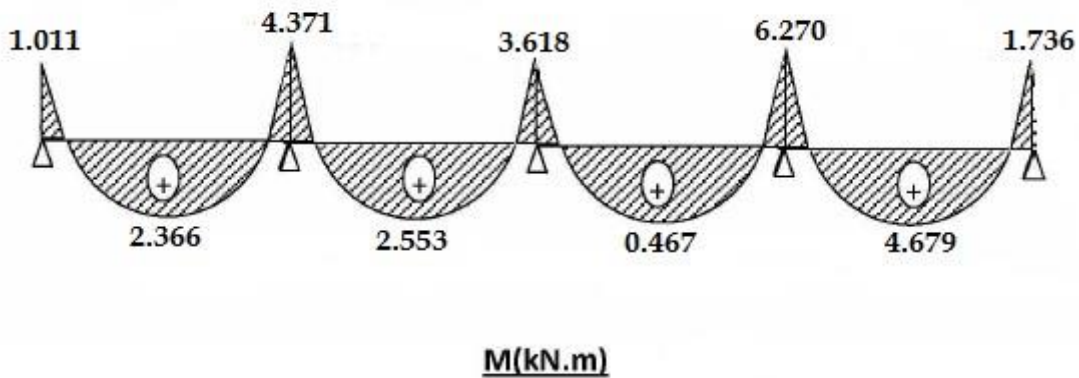
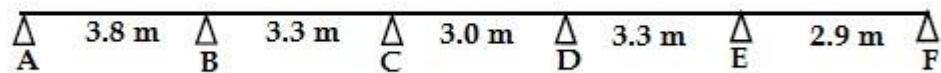


Figure III.10 Différents efforts dans la poutrelle à quatre Travées (ELS)

Type 3 : Poutrelle à cinq travées



$0.8 < L_i/L_{i+1} = 1.15 < 1.25$  (condition vérifier)

Donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

TRAVEE	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>w</sub> (KNm)	M <sub>e</sub> (KNm)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
AB	11.897	8.328	2.379	5.948	11.584	13.462
BC	8.972	5.383	4.486	3.589	11.147	10.603
CD	7.415	4.820	2.966	2.966	9.887	9.887
DE	8.972	5.383	3.589	4.486	10.603	11.147
EF	6.929	4.850	3.464	1.386	10.274	8.840

Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

TRAVEE	M <sub>0</sub> (KNm)	M <sub>t</sub> (KNm)	M <sub>w</sub> (KNm)	M <sub>e</sub> (KNm)
AB	8.682	6.077	1.736	4.341
BC	6.548	3.929	3.274	2.619
CD	5.411	3.517	2.165	2.165
DE	6.548	3.929	2.619	3.274
EF	5.057	3.540	2.528	1.011



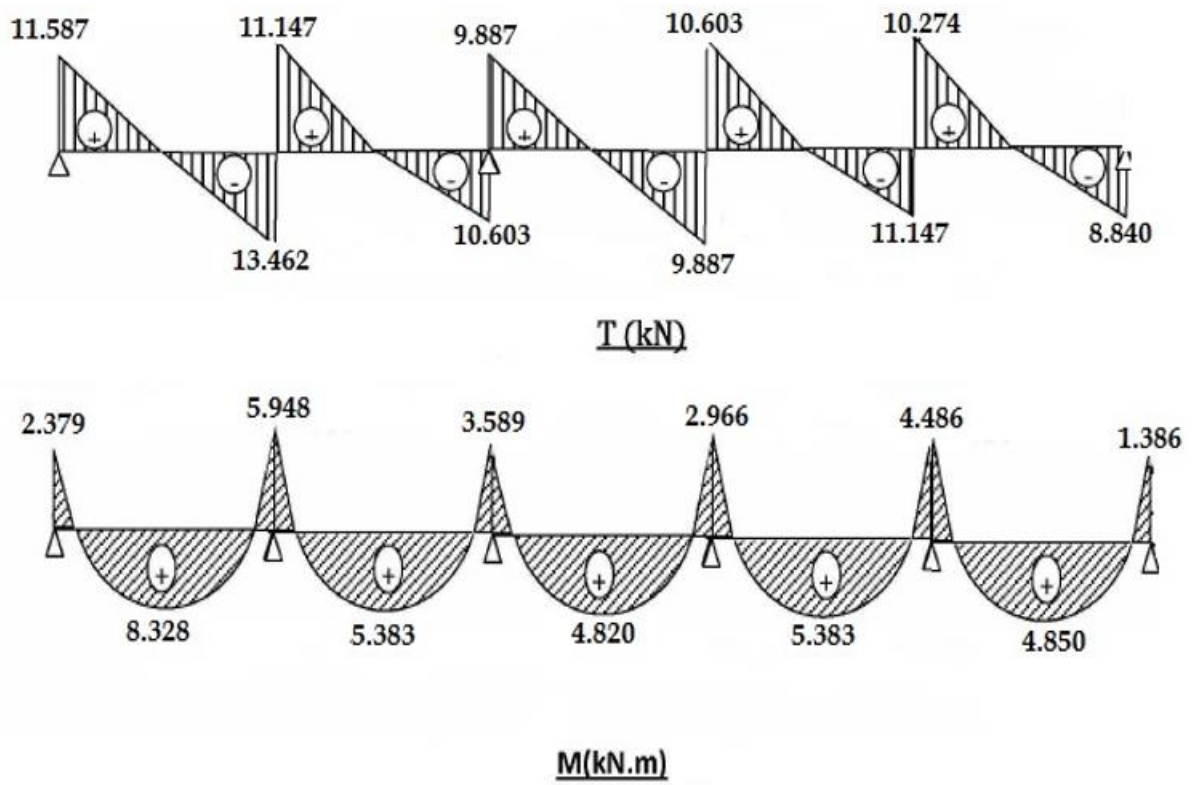


Figure III.11 Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

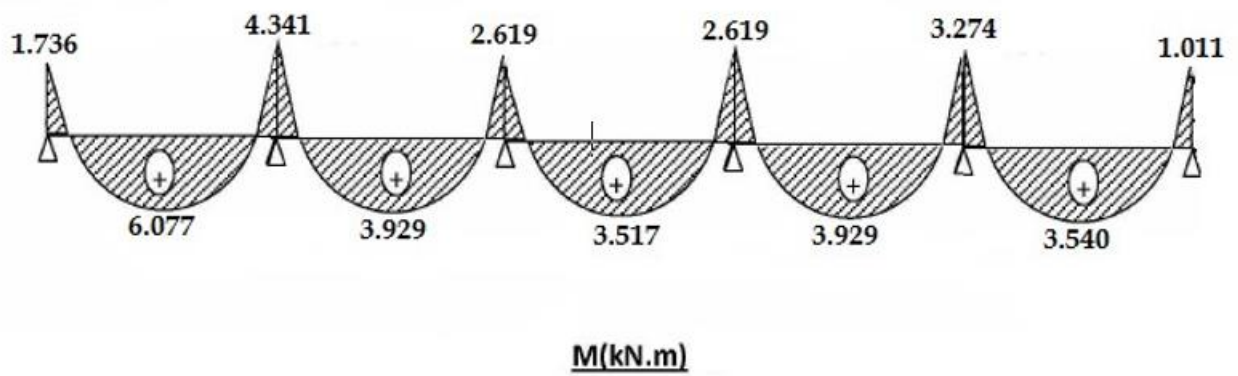


Figure III.12 Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

III.2.2.3. Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.14 Récapitulation des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
Sollicitations	8.592	8.328	14.158	6.270	6.077
Référence	(Type 2)	(Type 3)	(Type 2)	(Type 2)	(Type 3)

III.2.2.4. Calcul du ferrailage

a. Armatures longitudinales : Le ferrailage est calculé en flexion simple :

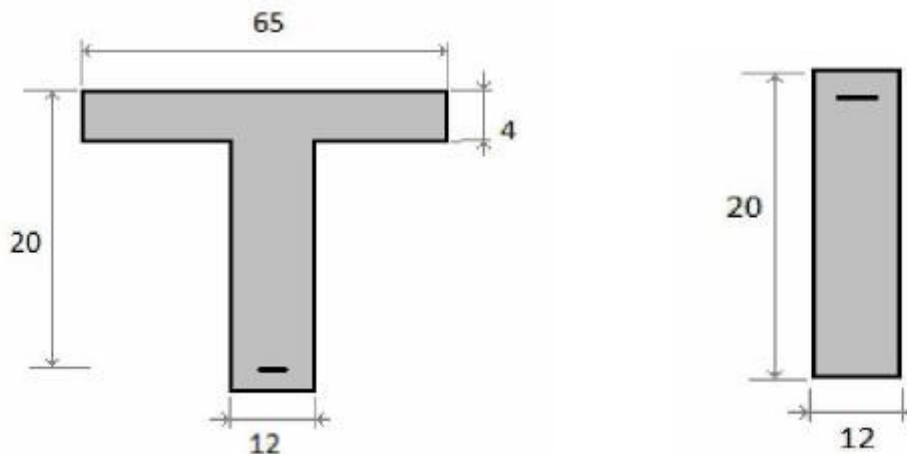


Figure III.13 les sections considérées pour le calcul de ferrailage en travée ( à gauche ) et en appui ( à droite )

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :
- La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III-15 calcul de ferrailage et vérification a l'E.L.S

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	$M_u$ (Kn.m)	8.328	8.592
	$M_0$ (Kn.m)	$M_0=b*h_0*\sigma_{b_{adm}}*(d-(h_0/2)) =59072$ $M_u < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table $\rightarrow$ Section rectangulaire	/
	$\mu$	0.028	0.029
	$\mu_l$	0.392	
	$\mu < \mu_l$	oui	Oui
	$\beta$	0.986	0.985
	A (cm <sup>2</sup> )	1.35	1.39
	B/1000	1.30	0.24
	Le choix	<b>3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup></b>	<b>2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup></b>
ELS	$M_{ser}$ (Kn.m)	6.077	6.270
	$\sigma_{b_{adm}}$ (Mpa)	15	
	y1 (cm)	3.90	3.26
	IG (cm <sup>4</sup> )	8293.29	5867.31
	K (N/cm <sup>3</sup> )	0.072	0.010
	$\sigma_b$ (Mpa)	2.80	3.26
	$\sigma_b < \sigma_{b_{adm}}$	oui	oui

Après avoir fait les calculs nécessaire sen flexion simple, les résultats sont :

**Tableau III.16** ferrillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA10

**b. Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales :  $\alpha= 90^\circ$ , la section d'armatures transversales et son espacement sont :

**c. Espacement**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 0.9d \\ 40\text{cm} \end{cases} = (16.2;40\text{cm})$$

Donc :  $S_t=15$  cm

**Diamètre des armatures transversales  $\Phi_t$**

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\} = \{5.71;10;12\}$$

On adopte  $\Phi_t \leq 5.71$  , on prend :  $\Phi_t = 5$  mm  $\rightarrow \frac{\pi\Phi_t^2}{4} = 28.26$  mm<sup>2</sup>

at : section d'une barre et n test le nombre des barres

$$A_t = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ et } n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t * n_t = 0.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2T6$$

**III.2.2.5. Vérification au cisaillement**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14.158 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.655 \text{ MPa} \quad \tau_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.33 \text{ MPa}$$

**III.2.2.6. Vérifications nécessaires**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{56.400}{120.150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifier})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left( \frac{\tau_u - 0.03 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_s [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.0018 \quad (\text{condition vérifier})$$

Avec : K=1 d'où flexion simple et la fissuration est peu nuisible

a=90° Pour les armatures transversales

**III.2.2.7. Vérifications préliminaires de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

$$h/L \geq M t / (15M_0) \Rightarrow 0.052 \geq 0.046 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.052 \geq 0.044 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$A/(b_0 \cdot d) \leq 3.6/f_e \Rightarrow 0.0108 > 0.009 \quad (\text{condition non vérifié})$$

Les conditions ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à calculer la flèche

**III.2.2.8. Calcul de la flèche**

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93)

$$M_{ser} = 6.077 \text{ kN.m} \quad A = 2,35 \text{ cm}^2 ; \quad f = L/500 = 3800/500 = 7.6 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,0108 \text{ d'où } \rho_1 = 100 \rho = 1.08 \Rightarrow \beta = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{(\beta \cdot d \cdot A)} = \frac{6.077}{(0.856 \cdot 180 \cdot 2.35 \cdot 10^2)} = 167.63 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f t_{28}}{4 \rho \sigma_s + f t_{28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0108 \cdot 167.63 + 2.1} = 0.606$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 F_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = 3.8 \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,52$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} = 10,21 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{b}{3} [y^3 + (h - y)^3] + 15Ad(d - y)^2 = 45529,77 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = 15153,80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = 26052,51 \text{ cm}^4$$

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

$$E_v = 1/3 E_i = 10819 \text{ MPa}$$

Déformation instantanée de longue durée :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = 1,79 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = 3,10 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 3,10 - 1,79 = 1,31 \text{ mm}$$

Donc  $f = 1,31 \text{ mm} \leq f = 7,6 \text{ mm}$  (condition vérifier)

Donc on garde la même section d'armature **3HA10** et un plancher 16+4.

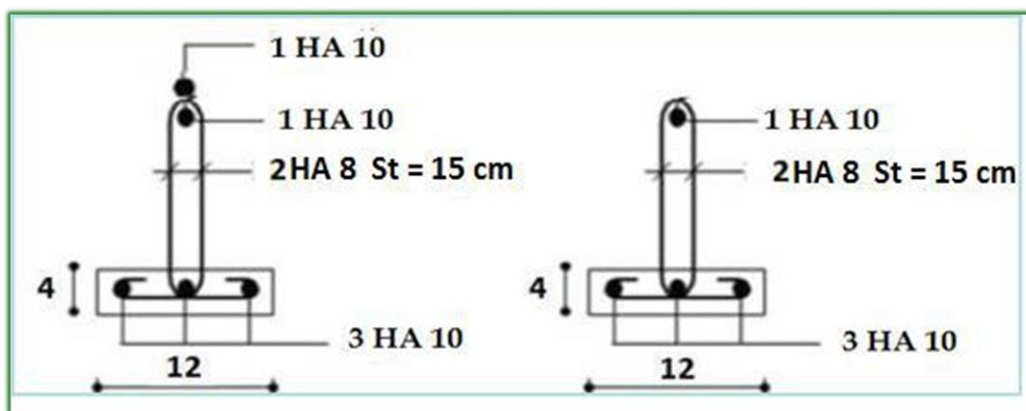


Figure III.14 Disposition des armatures

### III.3. ESCALIER

#### III.3.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments qui permettent le passage d'un niveau à l'autre et la circulation verticale des personnes.

On a un seul type d'escalier droit à trois volées avec deux paliers intermédiaires. Les schémas statiques de ce type d'escalier sont représentés par la figure suivante :

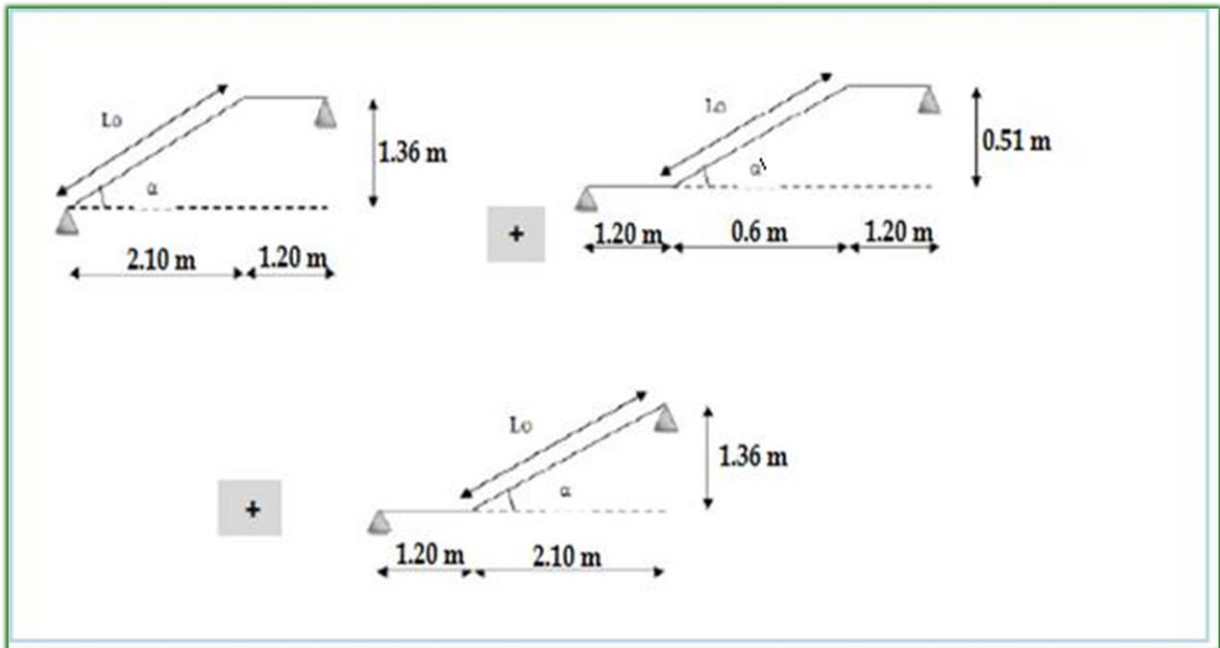


Figure III.15 le schéma statique de l'escalier

#### III.3.2. Pré dimensionnement

Nombre de marches :  $n - 1 = 7$

Nombre de contres marches :  $n = 8$

En utilisant la formule de Blondel pour vérifier  $g$ ,  $h$ .

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm},$$

Avec :

$$g: \text{largeur de la marche. } g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30\text{cm}$$

$$h: \text{hauteur de la contremarche. } h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}, \text{ (condition vérifiée)}$$

$$1. \text{ L'angle d'inclinaison } \alpha : \text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.36}{2.10} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

2. Longueur de la paillasse :  $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.10}{0.839} = 2.50 \text{ m} \Rightarrow L_0 = 2.50 \text{ m}$

$$\frac{L_0}{35} \leq e_p \leq \frac{L_0}{30} \Rightarrow 7.14 \text{ cm} \leq e_p \leq 8.33 \text{ cm}$$

On prendra :  $e = 15 \text{ cm}$

### III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

#### III.3.3.1. Charges permanentes

Tableau III.17 Charge permanente du palier de repos

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en Ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.45</b>

Tableau III.18 Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	$0.15 / \cos \alpha$	25	4.49
5	Poids propre de la marche	$0.17/2$	25	2.13
6	Enduit en Ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>8.32</b>



III.3.3.2. Surcharges d'exploitation

$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

III. 3.4. Détermination des efforts

Tableau III.19 Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	PU (kN/ml)	Pser (kN/ml)
Palier	5.45	2.5	11.10	7.95
paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82

III. 3.4.1. à L'ELU

Tableau III.20 Récapitulation des efforts de l'escalier E.L.U

	ELU		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)
sollicitation	11.95	20.31	26.56

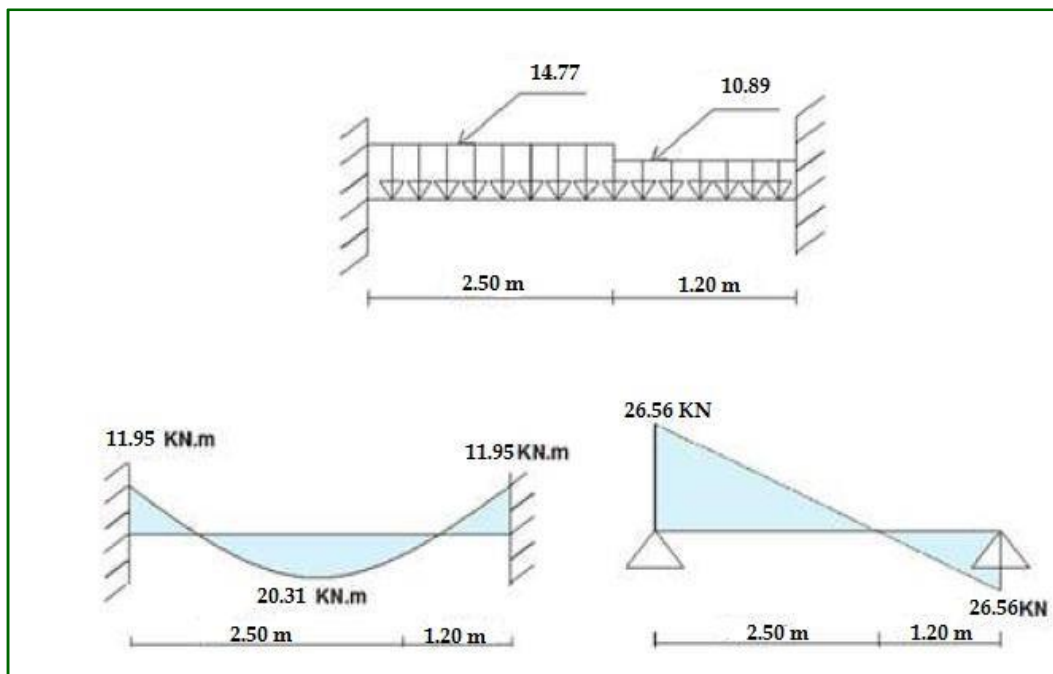


Figure III.16 Schéma statique des efforts de l'escalier ELU

III. 3.4.2. à L'ELS

Tableau III.21 Récapitulation des efforts de l'escalier E.L.S

sollicitation	ELS		
	Maser (kN.m)	Mtser (kN.m)	Tser (kN)
	8.61	14.64	19.16

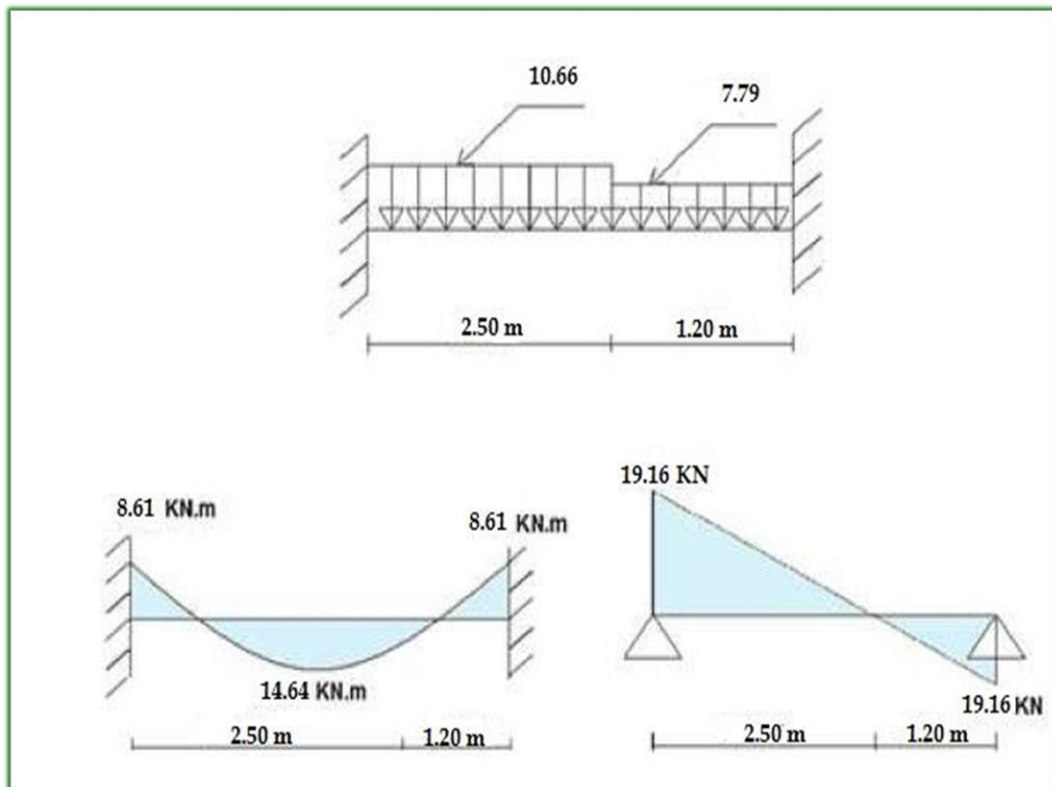


Figure III.17 Schéma statique des efforts de l'escalier ELS

III.3.5. Calcul du ferrailage

Tableau III.22 Les données.

<b>Béton</b>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$	$c = 2.5 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 12.5 \text{ cm}$
<b>Acier</b>	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Tableau III.23 Calcul des sections d'acier

	Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Aadopt(cm2)
En travée	20.31	0.091	0.952	4.90	0	5HA12=5.65
Aux appuis	11.95	0.053	0.972	2.82	0	5HA12=5.65

**a. Condition de non fragilité :**

on vérifie que :  $A \geq A_{\min} = \frac{B}{1000}$

En travées :  $A = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$  (condition vérifier)

Aux appuis :  $A = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$  (condition vérifier)

**b. Les armatures de répartition :**

Tableau III.24 Les armatures de répartition

	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	4 HA 12 = 4.52cm <sup>2</sup>
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$	4 HA 12 = 4.52cm <sup>2</sup>

**c. Vérification de l'espacement :**

Tableau III.25 Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	St=20cm < m in[3h=51cm ;33cm ]=33cm	St=25cm < m in[3h=51cm ;33cm ]=33cm
Aux appuis	St=20cm < m in[3h=51cm ;33cm ]=33cm	St=25cm < m in[3h=51cm ;33cm ]=33cm

**III.3.6. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \sigma_{adm}$

Tableau III.26. Vérification du ferrailage de l'escalier à E.L.S

		En travée	Aux appuis
<b>ELS</b>	A (cm <sup>2</sup> )	5.65	5.65
	Mser (kN.m)	14.64	8.61
	y <sub>1</sub> (cm)	3.83	3.26
	IG (cm <sup>4</sup> )	8243.29	8243.29
	K (N/cm <sup>3</sup> )	0.177	0.104
	σ <sub>badm</sub> (Mpa)	15	
	σ <sub>b</sub> (Mpa)	6.80	4.00
	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>badm</sub>	oui	oui

**a. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26.56 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.212 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  $\therefore \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.212 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifier})$$

**III.3.7. Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{370} = 0.0405 \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{20} \cdot \frac{20.31}{23.89} = 0.042 \quad (\text{condition non vérifier})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \cdot 12.5} = 0.00452 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad (\text{condition vérifier})$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.27 Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	ρ (%)	β1	σs (MPa)	μ	λi	λv
14.64	5.65	8.125	0.45	0.898	230.83	0.414	4.64	1.85
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	L (m)	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>v</sub> (mm)	Δf (mm)	F <sub>adm</sub> (mm)	Δf <f <sub>adm</sub>
30333.1	11409.69	18853.67	3.7	5.46	9.91	4.45	7.40	oui

### III.4. Calcul de la poutre palière (brisée)

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

#### III.4.1. Pré dimensionnement

La longueur : L=3.18 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow h=35\text{cm} ; b=30\text{cm.}$$

$$0.6h \leq b \leq h$$

Donc la poutre palière aura pour dimension : b × h = 30×35cm<sup>2</sup>

#### III.4.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[Art 7.5.1]

b = 30 ≥ 20 cm (condition vérifier)

h = 30 ≥ 30 cm (condition vérifier)

$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$  (condition vérifier)

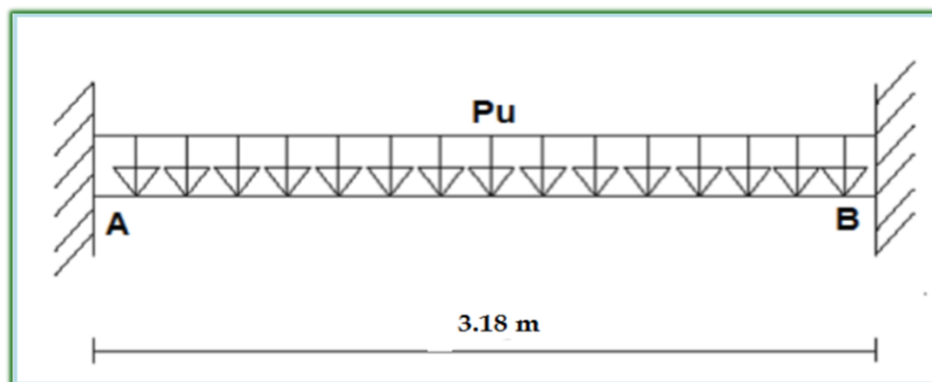


Figure III.18 schéma statique de la poutre palière

III.4.3. Charges revenants à la poutre

$$R_u = 23.51 \text{ KN} , R_{ser} = 16.96 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_t = 0.30 * 0.35 * 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre mure double cloison : } G_m = 2.36 * 1.57 = 3.70$$

$$q_u = 1.35 * (2.62 + 3.70) + 23.51 = 32.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 6.32 + 16.96 = 23.29 \text{ KN /ml}$$

On a une poutre parfaitement encastree, on calcul ses reactions par la methode de la RDM :

$$R_a + R_b = \frac{ql}{2} , M_a + M_b = \frac{ql^2}{12} , M_t = \frac{ql^2}{24}$$

Tableau III.28 Les efforts agissants sur la poutre paliere

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	50.96	27.01	13.50
ELS	37.03	19.62	9.81

III.4.4. Ferrailage de la poutre et verification a ELS

Tableau III.29 calcul de ferrailage et verification a l'E.L.S

		En travée section T	Aux appuis section rectangulaire
ELU	M <sub>u</sub> (Kn.m)	27.01	13.50
	μ	0.059	0.03
	β	0.969	0.985
	A (cm <sup>2</sup> )	2.452	1.24
	B/1000	1.05	
	Le choix	<b>3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup></b>	
ELS	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	19.62	9.81
	σ <sub>b adm</sub> (Mpa)	15	
	y <sub>1</sub> (cm)	11.84	8.65
	IG (cm <sup>4</sup> )	60071.17	33263.68
	K (N/cm <sup>3</sup> )	0.032	0.029
	σ <sub>b</sub> (Mpa)	3.86	2.55
	σ <sub>b</sub> < σ <sub>b adm</sub>	<b>oui</b>	

## RPA99Version2003 Art [7.5.2.1]

## - Appuis:

$$A_{\min}=0.5\% b.h \Rightarrow 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifier)}$$

$$A_{\max}=4\% b.h \text{ Zone courante} \Rightarrow 6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifier)}$$

$$A_{\max} = 6\% b.h \text{ Zone de recouvrement}$$

## - Travée

$$A_{\min}=0.5\% b.h \Rightarrow 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifier)}$$

$$A_{\max}=4\% b.h \text{ Zone courante} \Rightarrow 6.78 \text{ cm}^2 < \frac{4 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifier)}$$

$$A_{\max} = 6\% b.h \text{ Zone de recouvrement}$$

## III.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{50.96 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \tau_{\text{tt}} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (condition vérifier)}$$

## Vérification des armatures longitudinales

$$A_f = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \cdot 50.77 \times 10^3}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifier)}$$

## - Vérification de compression dans la bielle de béton

$$V_u < 0.4 \left( \frac{f_{c28}}{1.5} \right) \cdot b_0 \cdot a$$

$$a = \text{Min} [b-c-2, 0.9d] = 26 \text{ cm}$$

$$V_u = 50.96 \text{ K N} < 520 \text{ KN} \text{ (condition vérifier)}$$

## III.4.4.2. Armatures transversales

$$\varphi_t = \left[ \frac{h}{35} = 10 \text{ mm}, \varphi_1 = 12 \text{ mm}, \frac{b_0}{10} = 30 \text{ mm} \right] = 10 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}; a_t = \frac{\pi \varphi_t}{4} = 0.5024 \text{ cm}^2$$

$$A_t = a_t \cdot n_t \quad (n_t=4)$$

$$A_t = 2.009 \text{ cm}^2 \quad A_t = 4HA8=2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :  $St \leq \overline{St} = \text{Min} [0.9d, 40\text{cm}] = 29.25 \text{ cm}$

$$St = \frac{0.9A_t \cdot (f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})} = 1103.8 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc on prend : } St = St = 30 \text{ cm}$$

- **Section minimale des armatures transversales :**

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 0.4 \cdot 300 \cdot 300 / 400 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier})$$

- **Vérification vis-à-vis RPA99 Version 2003 Art [7.5.2.2]**

$$St \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}, 12\phi_1 \right] = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone courante}$$

On adopte :

- Zone nodale :  $St = 8 \text{ cm}$
- Zone courante :  $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \cdot St \cdot b = 0.003 \cdot 15 \cdot 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier})$$

### III.4.4.3. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{318} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{318} = 0.11 \geq \frac{9.81}{10 \cdot 40.52} = 0.024 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \cdot 32.5} = 3.47 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{condition vérifier})$$

## III.5. Calcul des dalles pleines

### III.5.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.



On distingue dans notre structure Trios type de dalle plein sous forme triangulaire et rectangulaire :

- Type 1 : dalles pleines, triangulaire, sur 3 appuis de  $(3.01*4,59) \text{ m}^2$
- Type 2 : dalles pleines, triangulaire, sur 3 appuis de  $(2,90*4) \text{ m}^2$
- Type 3 : dalles pleines, rectangulaires, sur 3 appuis de  $(1,4*2.85) \text{ m}^2$

Aussi pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable des deux types triangulaire qui est le 1er type , et on va étudier le 3eme type .

### **III.5.2. Méthode de calcul :**

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

### **III.5.3. Principe de calcul**

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties :

$$T_{\text{ext}} = q.S.f_{\text{cdg}}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f_{\text{cdg}}$ : flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{\text{int}} = M.L.\Theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- $\Theta$ : l'angle de rotation.

Type 1 : dalles pleines triangulaire, sur 3 appuis de (3.01\*4.59) m<sup>2</sup>

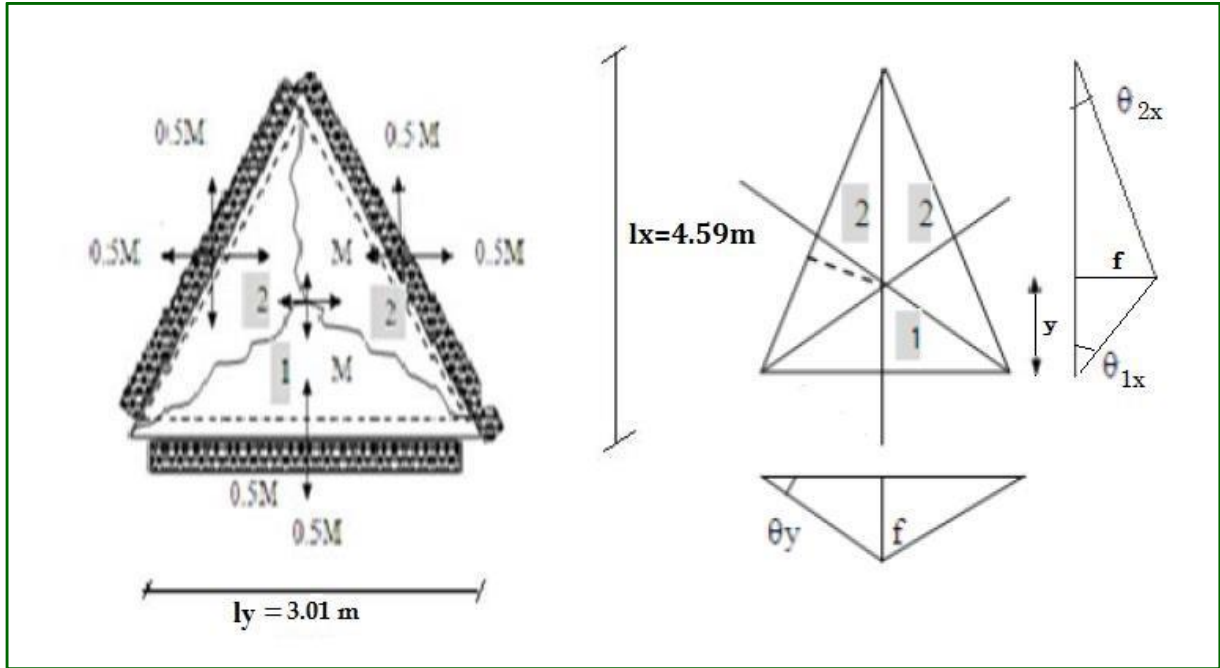


Figure III.19 Schéma statique de sollicitation et des travaux externe

III.5.3.1. Calcul des moments

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferrailage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

$$M_{ax} = M'_{ax} = 0.5M. , \quad M_{ay} = M'_{ay} = 0,5 M.$$

$$M_{tx} = M_{ty} = M$$

1) Travail externe :

Tableau III.30 Travail externe

élément	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe pour une charge qu
1	1.505 y	f/3	0.501 q.f.y
2	3.454	f/3	(1.152 q.f)*2
$\Sigma$			0.501 q.f.y + 2.302 q.f

2) Travail interne :

$$T_{int 1} = M_y.L_x.\Theta_y \quad ; \quad T_{int 2} = M_x.L_y.\Theta_x$$

$$\Theta_y = \frac{f}{l_y/2} = \frac{2f}{l_y} , \quad \Theta_{1x} = \frac{f}{y} , \quad \Theta_{2x} = \frac{f}{l_x - y}$$

Tableau III.31 Travail interne

Eléments		Moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	Rotation ( $\theta$ )	travail interne =M.L. $\theta$
1	+	M	4.59	$3.012f$	3.049 M f
	-	0.5M	4.59	$3.012f$	1.525 M f
2	+	M	3.01	$\frac{2f}{y}$	$(6.02 M \frac{f}{y}) * 2$
	-	0.5M	3.01	$\frac{f}{y}$	$(3.01 M \frac{f}{y}) * 2$
$\Sigma$					4.574 f + 18.06 M.f/y

## - Principe du travail virtuel :

Travail externe = travail interne

$$2.302 q.f + 0.501 q.y.f = 4.574 M.f + 18.06 M. \Rightarrow fq (2.302 + 0.501y) = Mf (4.57 + 18.06/y)$$

$$M = \frac{2.302 + 0.501y}{4.57 + \frac{18.06}{y}} q \Rightarrow q = \frac{4.57 + \frac{18.06}{y}}{2.302 + 0.501y} M$$

$$q'y = 0 \text{ avec } q = \frac{4.57 + \frac{18.06}{y}}{2.302 + 0.501y} M$$

Pour la fonction  $q(y)$  m est constante, et on pose aussi  $q(y) = \frac{U(y)}{V(y)}$

$$\text{Avec : } U(y) = 4.57 + \frac{18.06}{y} \text{ et } V(y) = 2.302 + 0.501y$$

$$\text{D'où } q' = 0 \text{ donc } u'v - v'u = 0 \text{ avec } u' = \frac{-18.06}{y^2} \text{ et } v' = 0.501$$

$$\left(\frac{-18.06}{y^2}\right)(2.302 + 0.501y) - (0.501)\left(4.57 + \frac{18.06}{y}\right) = 0$$

$$- 2.29 y^2 - 18.1 y + 41.57 = 0$$

On a :  $y = 1.86 \text{ m} \rightarrow$  Donc :  $M = 0.23 q$ .

Tableau III.32 les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	Pu (kN/m)	Pser (kN/m)
Terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Etage	6.59	1.5	11.11	8.07

ELU :

$$M_{tx} = M_{ty} = M = 0.23 \cdot q_u$$

$$M'_{ax} = M'_{ay} = 0.5 M = 0.23 \cdot q_u \cdot 0.5$$

$$M_{ay} = M'_{ay} = 0.5 M = 0.23 \cdot q_u \cdot 0.5$$

ELS

$$M_{tx} = M_{ty} = M_0 = 0.23 \cdot q_{ser}$$

$$M'_{ax} = M'_{ay} = 0.5 M = 0.23 \cdot q_{ser} \cdot 0.5$$

$$M_{ay} = M'_{ay} = 0.5 M = 0.23 \cdot q_{ser} \cdot 0.5$$

### III.5.3.2. Le ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm on a}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4.59}{3.01} = 1.52 > 0.4 \text{ donc la dalle travaille selon deux directions.}$$

Tableau III.33 Ferrailage de la dalle pleine.

	Mu (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Achoisi (cm <sup>2</sup> )	espacement	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> )	espacement
En travée	2.63	0.61	0	1.5	5HA10	20	4HA10	25
En appuis	1.31	0.30	0	1.5	5HA10	20	4HA10	25

**Vérifications de l'espacement :**

Vérification de l'espacement entre les aciers :

Espacement suivant x :  $St \leq \text{Min} [3h=45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$

Espacement suivant y :  $S \leq \text{Min} [4h=60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$

Soit :  $St=20\text{cm}$  et  $St = 25\text{cm} < 33 \text{ cm}, 45\text{cm}$  (**condition vérifier**)

**III.5.3.3. Vérification de l'ELS**

**Tableau III.34** Vérification à l'E.L.S

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}$
En travée	1.92	3.29	6174.69	1.03	15	oui
En appuis	0.96	3.29	6174.69	0.52	15	oui

**III.5.3.4. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{u \text{ adm}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau III.35** Vérification de la flèche

	Suivant x	Suivant y
$V_u$	$V_u = q_u l_x / 2 = 26.21$	$V_u = q_u l_y / 2 = 17.18$
$\tau_u$	0.21	0.14
$\tau_u \text{ adm}$	1.16	1.16
$\tau_u \leq \tau_u \text{ adm}$	oui	oui

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.5.3.5. Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{150}{459} = 0.33 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.05 \quad (\text{condition vérifier})$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3.92}{100 \cdot 12.5} = 3.13 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{condition vérifier})$$

Type 2 : dalles pleines, rectangulaires, sur 3 appuis de (1.4\*2.85) m<sup>2</sup>

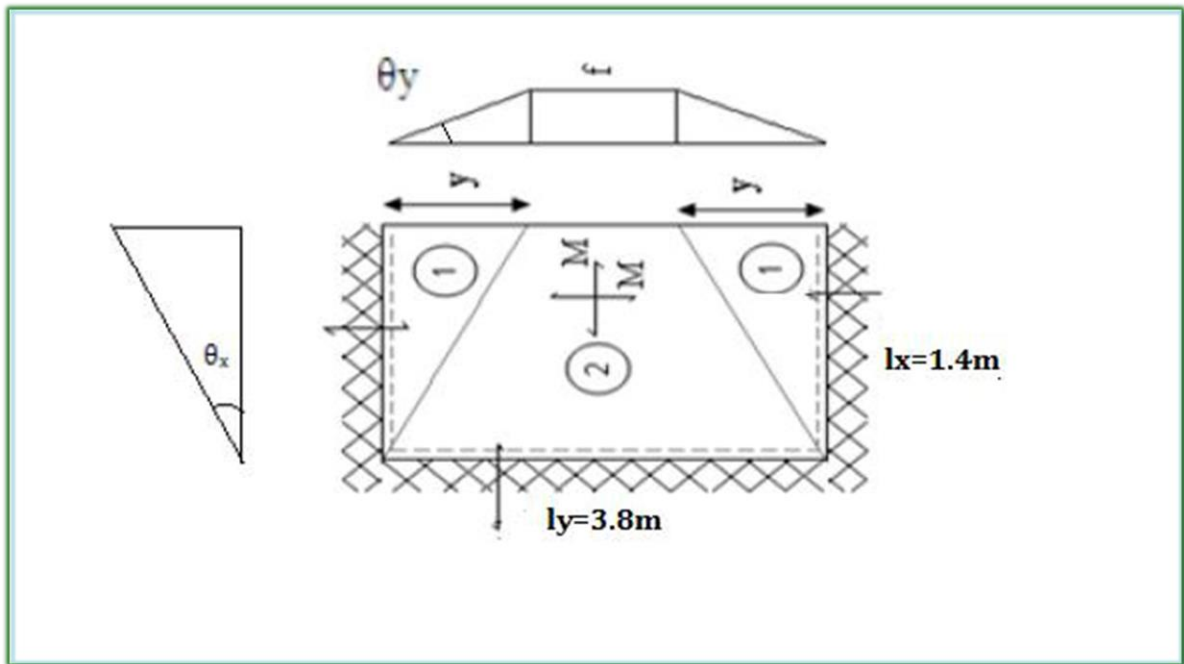


Figure III.20 schéma statique de sollicitation et des travaux externe

### III.5.4.1. Calcul des moments

#### 1) Travail externe :

Tableau III.36 Travail externe

Élément	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe pour une charge qu
1	0.7 y	f/3	(0.233 q.f.y)*2
2	5.32-2.8 y	f/2	(2.66-1.4 y) q.f
	$\Sigma$		f.qu.(2.66-0.934y)

#### 2) Travail interne :

$$T_{int 1} = My.Lx.\Theta_y \quad ; \quad T_{int 2} = Mx.Ly.\Theta_x$$

$$\Theta_y = \frac{f}{y} \quad , \quad \Theta_x = \frac{f}{l_x} \quad ,$$

**Tableau III.37** Travail interne

Eléments		Moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	Rotation (θ)	travail interne =M.L.θ
1	+	M	1.4	$yf$	$(1.4 M \frac{f}{y}) * 2$
	-	0.5M	1.4	$\frac{f}{y}$	$(0.7 M \frac{f}{y}) * 2$
2	+	M	3.8-2 y	$\frac{f}{1.4}$	$(2.71-1.43y)M.f$
	-	0.5M	3.8-2 y	$\frac{f}{1.4}$	$(1.36-0.71y) M.f$
$\Sigma$					M.f.(4.2/y -2,14y+4.07)

**Principe du travail virtuel**

Travail externe = travail interne

$$f \cdot q_u \cdot (2.66 - 0.934y) = M \cdot f \cdot (4.2/y - 2.14y + 4.07)$$

$$M = \frac{2.66 - 0.943y}{4.57 + \frac{4.2}{y} - 2.14y} q \Rightarrow q = \frac{4.57 + \frac{4.2}{y} - 2.14y}{2.66 - 0.943y} M$$

$$q'_y = 0 \text{ avec } q = \frac{4.57 + \frac{4.2}{y} - 2.14y}{2.66 - 0.943y} M$$

Pour la fonction q(y) m est constante, et on pose aussi  $q(y) = \frac{U(y)}{V(y)}$

Avec :  $U(y) = 4.57 + \frac{4.2}{y} - 2.14y$  et  $V(y) = 2.66 - 0.943y$

D'où  $q' = 0$  donc  $u'v - v'u = 0$  avec  $u' = \frac{-4.2}{y^2} - 2.14$  et  $v' = 0.943$

$$\left(\frac{-4.2}{y^2} - 2.14\right)(2.66 + 0.943y) - (0.943)\left(4.57 + \frac{4.2}{y} - 2.14y\right) = 0$$

$$-10y^2 - 7.92y + 11.17 = 0$$

On a :  $y = 1.46 \text{ m} \rightarrow$  Donc :  $M = 0.30 q$ .

**Tableau III.38** les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	Pu (kN/m)	Pser (kN/m)
Terrasse	7.35	3.5	15.17	10.85
Etage	6.59	3.5	14.12	10.07

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = M_{ty} = M = 0.3 \cdot q_u \\ M_{ax} = M'_{ax} = 0.5 M = 0.3 \cdot q_u \cdot 0.5 \\ M_{ay} = M'_{ay} = 0.5 M = 0.3 \cdot q_u \cdot 0.5 \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = M_{ty} = M_0 = 0.3 \cdot q_{ser} \\ M_{ax} = M'_{ax} = 0.5 M = 0.3 \cdot q_{ser} \cdot 0.5 \\ M_{ay} = M'_{ay} = 0.5 M = 0.3 \cdot q_{ser} \cdot 0.5 \end{array} \right.$$

### III.5.4.2. Le ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$   $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$  on a donc la

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{3.8} = 0.36 > 0.4 \text{ dalle travaille suivant une seule direction.}$$

Tableau III.39 Ferrailage de la dalle pleine.

	Mu (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Achoisi (cm <sup>2</sup> )	espacement	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> )	espacement
En travée	4.55	1.06	0	1.5	4HA10	25	3HA10	30
En appuis	2.28	0.53	0	1.5	4HA10	25	3HA10	30

### Vérifications de l'espacement entre les aciers :

Espacement suivant x :  $St \leq \text{Min} [3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$

soit:  $St = 25 \text{ cm}$  et

$St = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  , (condition vérifier)

### III.5.4.3. Vérification de l'ELS

Tableau III.40 Vérification à l'E.L.S

	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}$
En travée	3.25	2.99	5150.75	1.88	15	oui
En appuis	1.63	2.99	5150.75	0.94	15	oui



**III.5.4.4. Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{u \text{ adm}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau III.41** Vérification de la flèche

	Suivant x
$V_u$	$V_u = q_u l_x/2 = 10.62$
$\tau_u$	0.08
$\tau_u \text{ adm}$	1.16
$\tau_u \leq \tau_u \text{ adm}$	oui

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.5.4.5. Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{150}{140} = 1.07 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0.05 \text{ (condition vérifier)}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3.14}{100 \cdot 12.5} = 2.51 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \cdot 10^{-3} \quad \text{(C.V)}$$

**III.6. Etude de la dalle machine****III.6.1. Introduction**

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

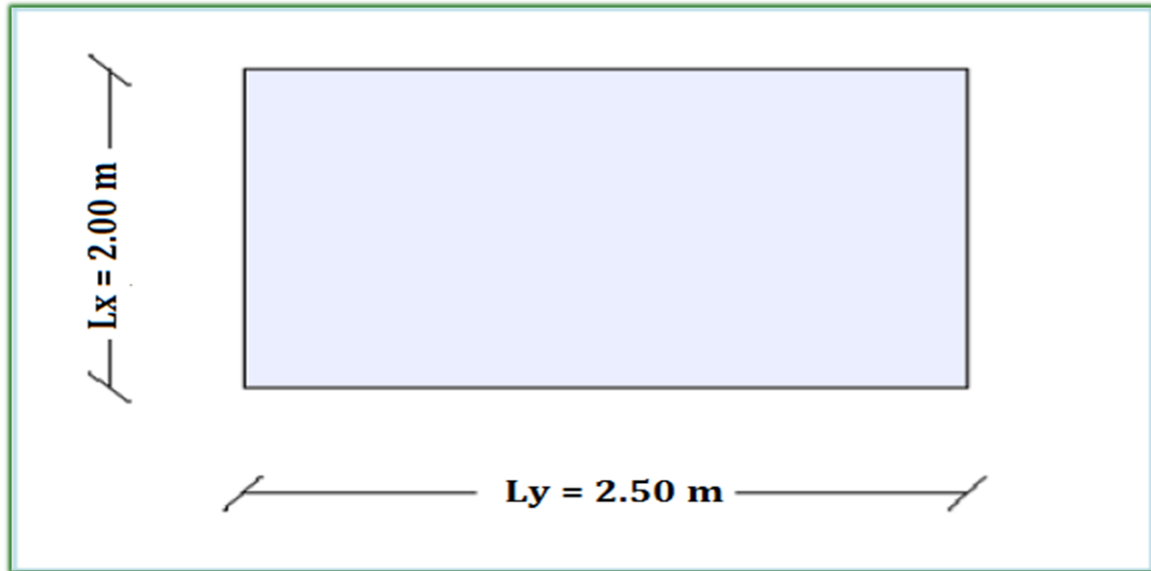
Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface ( $S = 5 \text{ m}^2$ ).

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de

- Le moteur (machine)

- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

**III.6.2. Pré dimensionnement**



**Figure III.21** Dimensions de la dalle machine

**Condition de L’E.N.A.S.C :**

L’entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l’épaisseur de la dalle machine soit  $\geq$  à 25 cm. On prend **e=25cm**.

**III.6.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitations**

**Tableau III.42** Évaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitations

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Epaisseur ( m )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
		Dalle pleine	0.25	25
	Q (KN/m <sup>2</sup> )	5		

**III.6.4. Poids de la machine supportée**

q : est le chargement de la dalle donnée par l’entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées au milieu.

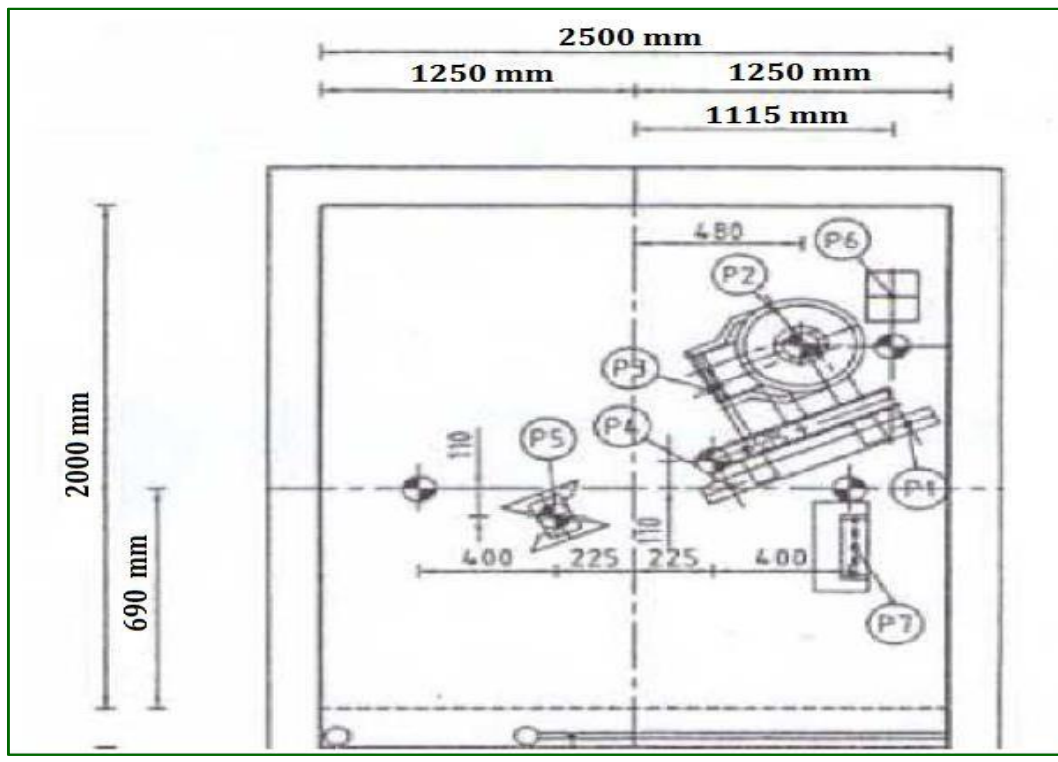


Figure III.22 Différentes charges supportées par la dalle machine

Tableau III.43 Les charges concentrées

P (KN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
45	35	70	90	125	100	23

$$q = \frac{\sum P_i}{s} = 97.6 \text{ KN/m}^2 .$$

Tableau III.44 Les charges et surcharges

G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/ m <sup>2</sup> )	Pu ( kN/ m <sup>2</sup> )	Pser (kN/ m <sup>2</sup> )
103.85	5	147.70	108.85

### III.6.5 Calcul des sollicitations

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.5} = 0.8 > 0.4$$

→ donc la dalle travaille selon deux directions .

III.6.5.1. Méthode de calcul

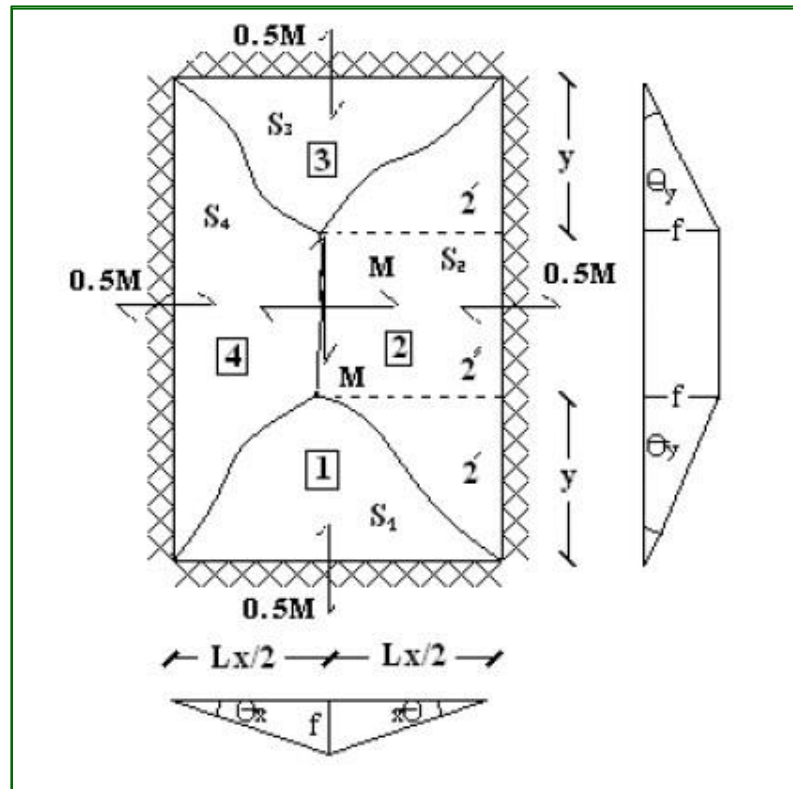


Figure III .23 Les linges de ruptures

- Travail externe :

$$T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3 + T_{ext}^4$$

Avec :

$$T_{ext}^1 = T_{ext}^3$$

$$T_{ext}^2 = T_{ext}^4$$

$$T_{ext}^1 = q \cdot S_1 \cdot f/3 = q \cdot f \left( \frac{1}{6} L_x \cdot y \right)$$

$$T_{ext}^2 = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q \cdot f \left( \frac{1}{4} L_x L_y - \frac{1}{3} L_x \cdot y \right)$$

$$T_{ext} = q \cdot f \left( \frac{1}{2} L_x L_y - \frac{1}{3} L_x \cdot y \right)$$

- Travail interne :

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}}^1 + T_{\text{int}}^2 + T_{\text{int}}^3 + T_{\text{int}}^4 \quad M_y \cdot L_x \cdot \Theta_y$$

Avec :

$$T_{\text{int}}^1 = T_{\text{int}}^3$$

$$T_{\text{int}}^2 = T_{\text{int}}^4$$

$$T_{\text{int}}^1 = 0.5 M \cdot L_x \cdot \Theta_y + M \cdot L_x \cdot \Theta_y \quad \Theta_y = \tan \Theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^1 = 1.5 M \cdot L_x \cdot \frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^2 = 0.5 M \cdot L_y \cdot \frac{2f}{L_x} + M \cdot M \cdot L_y \cdot \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}}^2 = 3 M \cdot L_y \cdot \frac{f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}} = 3 M \cdot f \left( \frac{L_x}{y} + 2 \frac{L_y}{L_x} \right)$$

- Principe du travail virtuel : Travail externe = travail interne

$$q = 3M \frac{2.5 + \frac{2}{y}}{2.5 - 0.66y}$$

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1.65 y^2 + 2.64 y - 5 = 0 \Rightarrow y = 1.11 \text{ m}$$

$$\text{on remplace la valeur de « y » : } M = \frac{2.5 - 0.66y}{3 \cdot (2.5 + \frac{2}{y})} q$$

$$M = 0.137 q$$

$$M_t = M = 0.137 * 147.7 \quad \rightarrow \quad M_t = 20.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M \quad \rightarrow \quad M_a = 10.12 \text{ KN.m}$$

III.6.6. Calcul de ferrailage

Tableau III.45 Les données

Données			
fc28	25 MPa	h	25 cm
ft28	2,1 MPa	d	23 cm
fe	400 MPa	c	2 cm
σb adm	14.2 MPa	c'	2 cm
σs adm	348 MPa	b	100 cm

On doit calculer les hauteurs utiles :

$$d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5 \text{ cm}$$

Tableau III.46 Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )
Sens X	En travée	20.23	0.028	0.986	2.62	0	2.5
	Aux appuis	10.12	0.014	0.992	1.30	0	2.5
Sens Y	En travée	20.23	0.030	0.985	2.75	0	2.5
	Aux appuis	10.12	0.015	0.992	1.36	0	2.5

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \cdot 100}{1000} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \\ : \\ A_y = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Condition d'espacement : ►► Art [A.8.2.42] ◀◀

Suivant la direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h; 25\text{cm})$

Suivant la direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$

Les armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$  (**condition vérifier**)

Les armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$  (**condition vérifier**)

### III.6.7. Vérification de l'effort tranchant

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

- **Suivant  $L_x$  :**

$$V_u = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 105.5 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 + d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = \frac{105.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifier})$$

- **Suivant  $L_y$  :**

$$V_u = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 98.46 \text{ KN}$$

$$\tau_{uy} = \frac{98.46 \cdot 10^3}{1000 \cdot 215} = 0.46 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifier})$$

### Résultats :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, car l'effort de cisaillement est supporter par le béton seul.

### III.6.8. Vérification à l'ELS

- **Béton :**  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- **Acier :** la fissuration est non préjudiciable

Détermination du moment service (tableau III.47).

Tableau III.47 Calcul de moment de service

		Mser (Kn.m)
Sens X	En travée	0,137. 108,85 = <b>14.91 kN.m</b>
	Aux appuis	0,5. 14,91= <b>7.45 kN.m</b>
Sens Y	En travée	0,137. 108,85= <b>14.91 kN.m</b>
	Aux appuis	0,5. 13,72= <b>7.45 kN.m</b>

Vérification de la contrainte de béton :

Tableau III.48 Vérification à L'ELS

		Mser (Kn.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (N/mm <sup>3</sup> )	σb (MPa)	σb ≤ σ <sub>b</sub>
Sens X	travée	<b>14.91</b>	3.14	4.15	18242.07	81.17	3.39	oui
	appuis	<b>7.45</b>	3.14	4.15	18242.07	40.83	1.69	oui
Sens Y	travée	<b>14.91</b>	3.14	4.05	16556.40	90.05	3.65	oui
	appuis	<b>7.45</b>	3.14	4.05	16556.40	44.99	1.82	oui

### III.6.9. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq 0.065 \quad \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq \frac{14.91}{20 \cdot 14.91} = 0.005 \quad \text{(condition vérifier)}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \cdot 22.5} = 1.39 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 5 \cdot 10^{-3} \quad \text{(condition vérifier)}$$



## III.6.10. Vérification du poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Q_u = 125 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + 2(e + h/2), \quad v = b + 2(e + h/2)$$

avec :

$$a=b=e=0$$

$$U_c = 4h = 100 \text{ cm}$$

$$Q_u = 125 \text{ kN} \leq 1875 \text{ kN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Puisque la condition est vérifiée, on conclut qu'aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

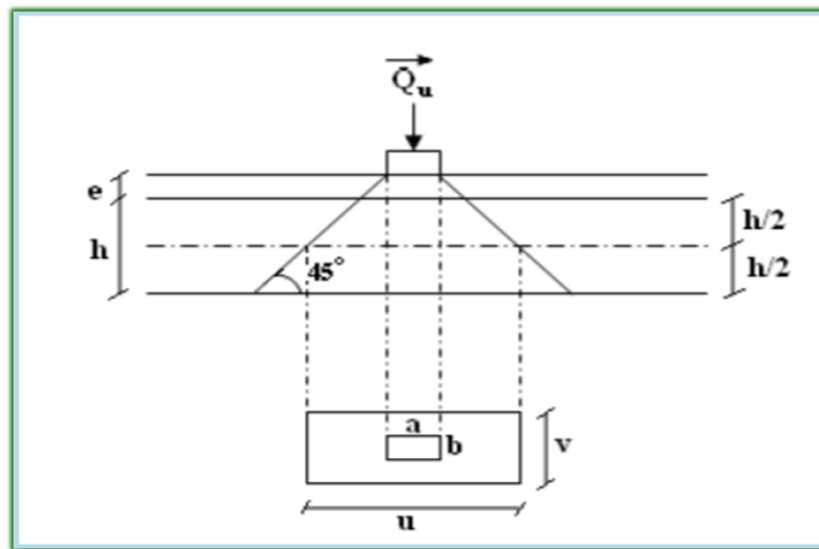


Figure III.24 Schéma caractéristique du poinçonnement

# CHAPITRE IV

## Etude dynamique

### **IV.1 Introduction**

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

### **IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure**

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

#### **IV.2.1 Centre de masse :**

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \quad Y_G = \frac{\sum W_i \cdot Y_i}{\sum W_i}$$

avec :

- $W_i$  : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- $X_i$  et  $Y_i$  : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $X_G$  et  $Y_G$  : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

**IV.2.2. Centre de torsion**

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

avec :

- $I_x$  et  $I_y$  : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- $X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- $X_T, Y_T$  : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité.
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux :  $I_x = \frac{bh^3}{12}$        $I_y = \frac{hb^3}{12}$
- Pour les voiles :  $I_x = \frac{Le^3}{12}$        $I_y = \frac{Le^3}{12}$

**- Centre de Masse et de rigidité :**

**Tableau IV.1 Centre de Masse et centre de rigidité**

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
étage	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	$\sum I_x$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I_y$ (m <sup>4</sup> )	XR (m)	YR (m)
RDC	3.23	4764.143	16.1791	6.2095	1.078E+07	9.966E+06	17.5612	7.4488
1	6.46	4764.143	16.1791	6.2095	3.349E+06	5.103E+06	17.7104	7.5890
2	9.69	4705.248	16.1769	6.2095	1.658E+06	1.731E+06	17.7638	7.6245
3	12.92	4646.352	16.1746	6.2092	9.731E+05	1.074E+06	17.7717	7.6220
4	16.15	4642.645	16.1856	6.2041	6.093E+05	7.407E+05	17.7714	7.6127
5	19.38	4596.077	16.1678	6.2120	3.792E+05	1.127E+06	17.7060	7.5664
6	22.61	4517.668	16.1432	6.2088	2.139E+05	3.916E+05	17.6953	7.4943
7	25.84	3466.353	16.1950	6.0998	9.036E+04	3.550E+05	17.7387	7.1612

**IV.2.3. Excentricité**

**IV.2.3.1 Excentricité théorique**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux directions,

**- Excentricité admissible : [Art 3.5.1-a.2]**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement a la direction de l'action sismique considérée.

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.86 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.50 m

Tableau IV.2 Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Etage N°	Niveau (m)	$E_x =  X_R - X_G $ (m)	$E_y =  Y_R - Y_G $ (m)	Vérification
RDC	3.23	1.382	1.239	Ok
1	6.46	1.531	1.380	Ok
2	9.69	1.587	1.415	Ok
3	12.92	1.597	1.413	Ok
4	16.15	1.586	1.409	Ok
5	19.38	1.538	1.354	Ok
6	22.61	1.552	1.286	Ok
7	25.84	1.544	1.061	Ok
8	28.04	0.194	0.005	Ok

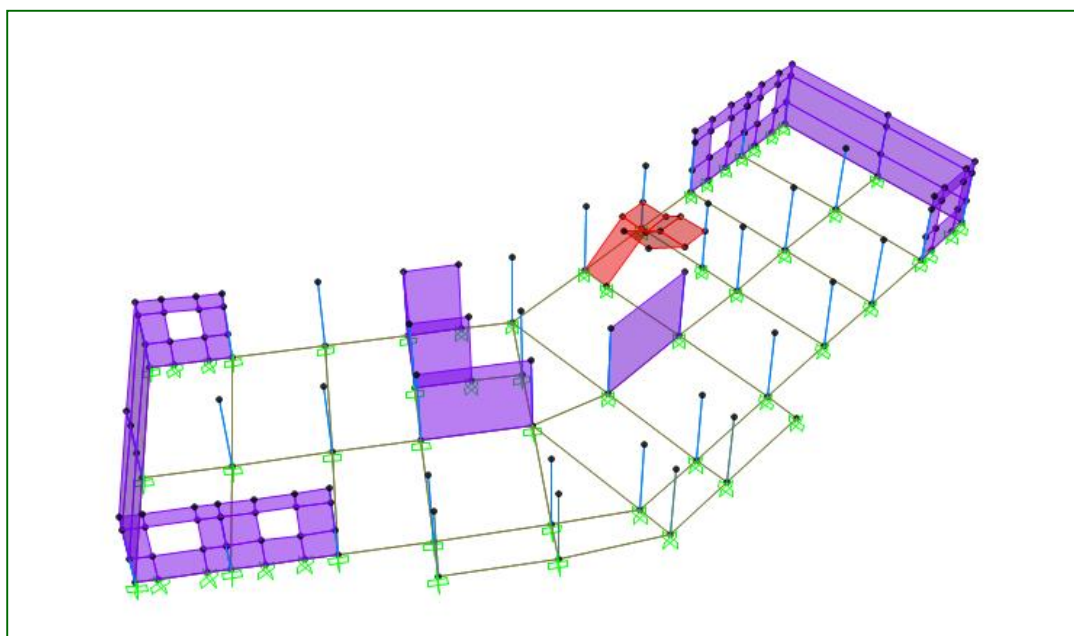


Figure VI.1 Disposition des voiles

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

#### IV. 3.1 Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

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

Pour notre cas, la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale.

**IV.3.2. Méthode dynamique 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 efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**- Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A)(\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25A)(\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & 0 \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

avec :

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique IIb »

Donc : A = 0.2 [RPA : Tab.4.1]

**Tableau IV.5** Coefficient d'accélération de zone A

Zone	Groupe d'usage			
	1 A	1 B	2	3
IIb	0.30	0.25	<b>0.20</b>	0.14

**- Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ). [RPA : Tab.4.2]

Avec remplissage dense  $\rightarrow \eta = 0,882$

**- Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Justification du coefficient de comportement R :

**Suivant X :**

**Tableau IV.6** Justification du coefficient de comportement R Suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz/Poteaux (%)	Nz /Voiles(%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx/Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
28.04	100	0.000	100	100	0.000	100
25.84	100	61.450	38.550	100	0.000	100
22.61	100	64.118	35.882	100	0.000	100
19.38	100	67.585	32.415	100	0.000	100
16.15	100	68.168	31.832	100	0.000	100
12.92	100	68.767	31.233	100	0.000	100
9.69	100	71.432	28.568	100	0.000	100
6.46	100	71.915	28.085	100	0.000	100
3.23	100	72.493	27.507	100	0.000	100

**Suivant Y :**



**Tableau IV.7** Justification du coefficient de comportement R Suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz/Poteaux (%)	Nz/Voiles (%)	Effort tranchant Ty (%)	Ty/Poteaux (%)	Ty /Voiles (%)
28.04	100	0.000	100.000	100	0.000	100
25.84	100	61.358	38.642	100	0.000	100
22.61	100	63.899	36.101	100	0.000	100
19.38	100	67.225	32.775	100	0.000	100
16.15	100	67.846	32.154	100	0.000	100
12.92	100	68.452	31.548	100	0.000	100
9.69	100	71.023	28.977	100	0.000	100
6.46	100	71.548	28.452	100	0.000	100
3.23	100	72.362	27.638	100	0.000	100

Donc on adopte : **R = 3.5**

**- Facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4]**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum^6 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8** détermination du facteur de qualité Q

	Pénalités	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1.1$$

$$Q_y = 1.2$$

- **Périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]**

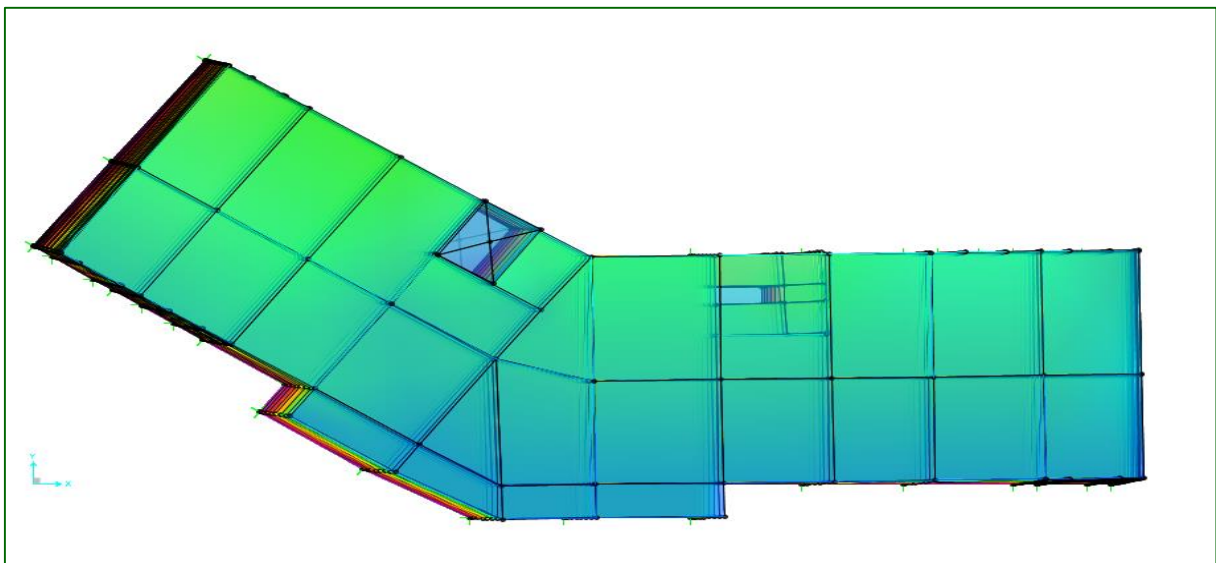
$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ S} \\ T_2 = 0.5 \text{ S} \end{array} \right\} \text{ Site S3} \rightarrow \beta = 0.2 \text{ [RPA : Tab 4.5]}$$

#### **IV.4. Résultats de l'analyse dynamique**

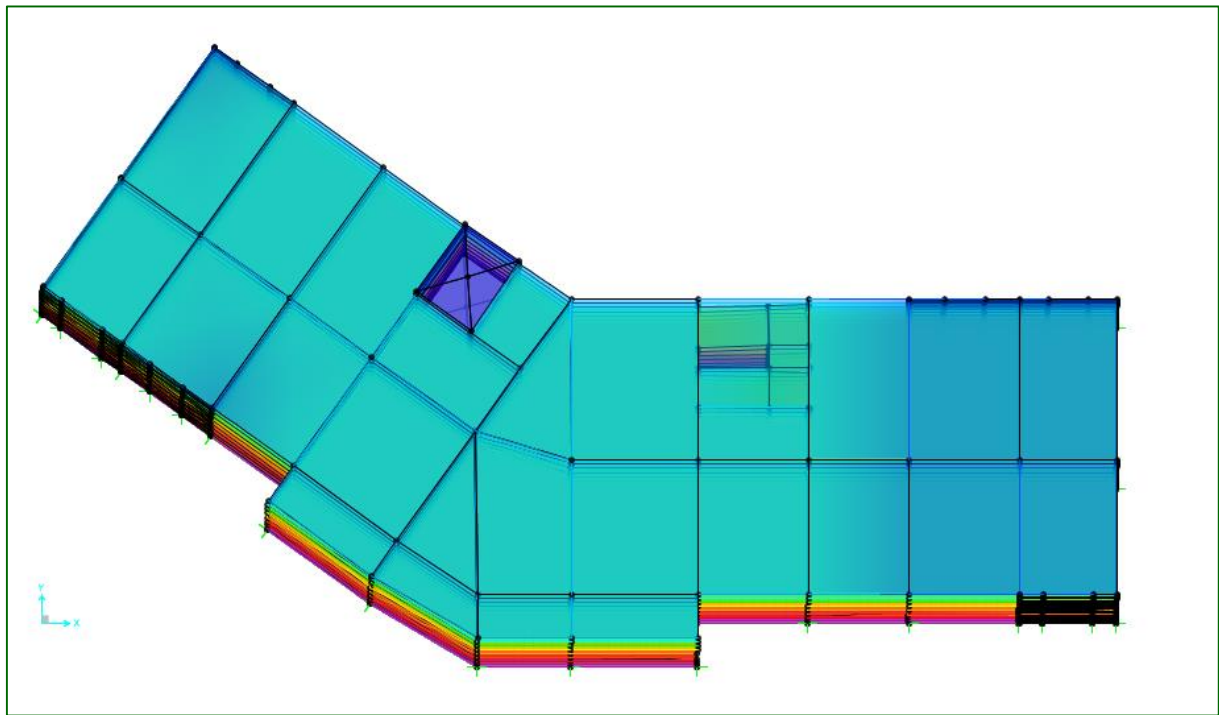
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$
- Vérification des sollicitations normales.

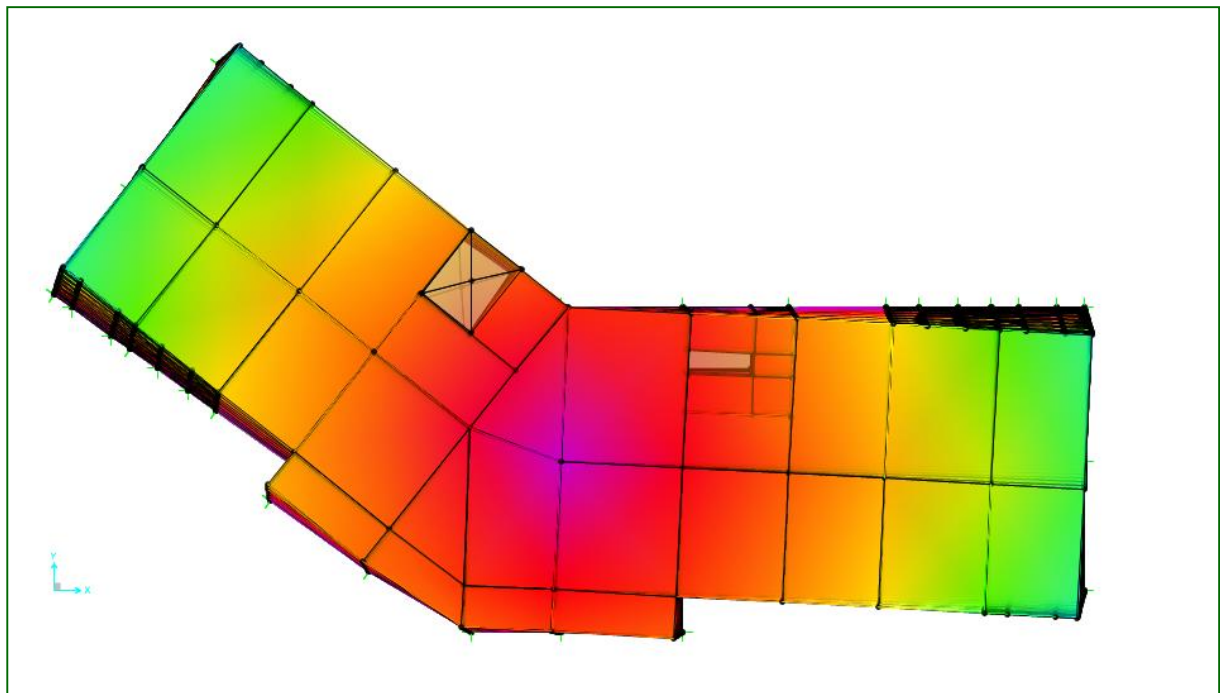
##### **IV.4.1. Vérification de comportement**



**Mode 1 (translation suivant X)**



Mode 2 (translation suivant Y)



Mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

Figure IV.2 Le comportement des trois premiers modes

**Tableau.IV.9** Vérification de comportement

Mode N°	Période (s)	UX	UY	RZ
Mode1	0.458593	65.40%	0.05%	2.25%
Mode2	0.318379	0.03%	70.64%	0.00%
Mode3	0.192761	2.16%	0.00%	67.25%

**IV.4.2. Vérification des périodes**

Les valeurs des périodes T données par l’ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

**Calcul T :**

$$1/ T_N = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

**Avec :**

$h_N$  : la hauteur totale de la structure.

L : les dimensions en plan de la structure :

Selon x-x :  $L_x = 32.44m$ .

Selon y-y :  $L_y = 16.71m$ .

**A.N :**

$$\text{Selon x-x : } T_x = 0,09 \frac{25.84}{\sqrt{32.44}} = 0,40831 \text{ s.}$$

$$\text{Selon y-y : } T_y = 0,09 \frac{25.84}{\sqrt{16.71}} = 0.56891 \text{ s.}$$

$$2/ T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

**Avec :**

$C_T$  : coefficient en fonction de contreventement, de remplissage et donnée par le tableau 4-6

→  $C_T = 0,05$ .

**A.N :**

$$T = 0,05 \times 25.84^{(3/4)} = 0,573 \text{ s}$$

Selon x-x :  $T_x = \min (T ; T_x) = \min (0.573 ; 0,40831) \text{ s} = 0,40831 \text{ s.}$

Selon y-y :  $T_y = \min (T ; T_y) = \min (0,573 ; 0,56891) \text{ s} = 0,56891 \text{ s.}$

**Tableau IV.10** Vérification des périodes

	<b>T<sub>dynamique</sub> (SAP2000)</b>	<b>T<sub>RPA</sub></b>	<b>1.3×T<sub>RPA</sub></b>	<b>T<sub>dynamique</sub> ≤ 1.3T<sub>RPA</sub></b>
<b>X</b>	0.45859	0,40831	0.5308	Oui
<b>Y</b>	0.31838	0,56891	0.7395	Oui

**IV. 4.3. Vérification de participation massique**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d’après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

**Tableau IV.11** Vérification de participation massique

Mode	Période	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x (%)	Sens y (%)	Autour de z (%)
1	0,458593	65,40%	0,05%	2,25%
2	0,318379	65,43%	70,69%	2,26%
3	0,192761	67,59%	70,70%	69,50%
4	0,112734	86,94%	70,88%	70,07%
5	0,089928	87,31%	89,64%	70,09%
6	0,084617	87,31%	89,82%	70,09%
7	0,082392	87,33%	90,31%	70,13%
8	0,07562	87,33%	90,32%	70,14%
9	0,074546	87,42%	90,37%	70,26%
10	0,073763	87,42%	90,39%	70,26%
11	0,072742	87,42%	90,39%	70,26%
12	0,072148	87,43%	90,47%	70,27%
13	0,070783	87,43%	90,47%	70,29%
14	0,069384	87,43%	90,48%	70,30%
15	0,06914	87,43%	90,49%	70,30%
16	0,068183	87,43%	90,49%	70,31%
17	0,067189	87,43%	90,49%	70,37%
18	0,066461	87,43%	90,52%	70,39%

19	0,065881	87,44%	90,53%	70,49%
20	0,064817	87,45%	90,53%	70,61%
21	0,063506	87,46%	90,54%	70,63%
22	0,062136	87,46%	90,54%	70,76%
23	0,061519	87,47%	90,55%	71,64%
24	0,060427	87,48%	90,55%	71,64%
25	0,058263	87,80%	90,55%	81,58%
26	0,057819	87,87%	90,56%	89,80%
27	0,055232	88,12%	90,56%	89,80%
28	0,054858	88,23%	90,57%	90,49%
29	0,05384	88,47%	90,58%	90,57%
30	0,053741	88,76%	90,58%	90,62%
31	0,053306	89,90%	90,61%	90,63%
32	0,053214	93,15%	90,69%	90,63%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou la vérification de participation massique n'atteint les 90% qu'après le 32<sup>ème</sup> mode.

**IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA : Art4.3.6]**

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003Art4. 3.6],

Donc il faut vérifier que :  $\frac{V_t}{V} > 0.8$ .

**- Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003AT.4.2.3]**

La force sismique totale  $V$  doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

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

Tel que :

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

W : Poids de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**Tableau. IV.12** Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	Qx	Qy	R	W (KN)	Vsx (KN)	Vsy (KN)
0.20	2.205	2.023	1.1	1.2	3.5	36869.268	5110.081	5114.505

**Tableau. IV.13** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Direction	Vs	Ed	Ed/Vs	Vérification
X	5110.081	4112.382	0.805	Oui
Y	5114.505	4508.132	0.881	Oui

**IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement : [RPA : Art 4.4.1]**

Il faut vérifier que :  $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Le moment de renversement est égal à :  $M_{Rx} = h_i \cdot F_{ix}$  et  $M_{Ry} = h_i \cdot F_{iy}$

Avec :

- $F_{ix}, F_{iy}$  : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- $h_i$  : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :  $M_{sx} = W \cdot X_G$  ;  $M_{sy} = W \cdot Y_G$

Avec:

- $X_G, Y_G$ : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- $W_i$  : la masse de plancher dans chaque niveau

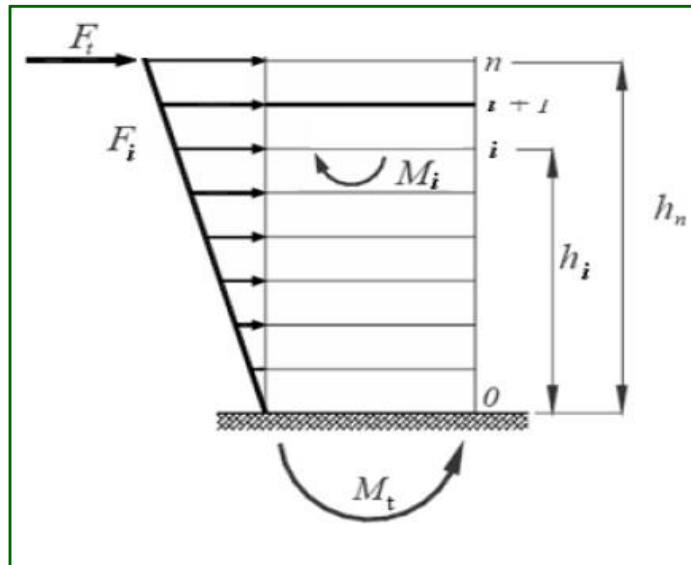


Figure IV.3 Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau. IV.14 Vérification de stabilisation au renversement

M <sub>sx</sub> (KN.m)	M <sub>sy</sub> (KN.m)	M <sub>Rx</sub> (KN.m)	M <sub>Ry</sub> (KN.m)	M <sub>sx</sub> /M <sub>rx</sub>	M <sub>sy</sub> /M <sub>ry</sub>	Vérification
226343.728	599094.42	81187.3084	73878.0164	2.788	8.11	Oui

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [RPA : Art 4.2.5]**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.25V \quad \text{Si } T \geq 0.7 \text{ S}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ S}$$

$$T_X < 0.7 \text{ S} \rightarrow F_t = 0$$

$$T_Y < 0.7 \text{ S} \rightarrow F_t = 0$$

avec :

- $F_t$  : La force concentrée au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante :  $F_t = 0.07 T \cdot V$
- $F_i$  : Force concentré sur chaque niveau d'hauteur  $h_i$  calculé par la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$



Tableau.IV.15 Les forces sismiques de chaque niveau

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi (KN.m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
3.23	4764.143	15388.182	155.376	157.611
6.46	4764.143	30776.364	310.752	315.223
9.69	4705.248	45593.853	460.365	466.989
12.92	4646.352	60030.868	606.137	614.858
16.15	4642.645	74978.717	757.067	767.960
19.38	4596.077	89071.972	899.368	912.308
22.61	4517.668	102144.473	1031.362	1046.202
25.84	3466.353	89570.562	904.402	917.415
Σ		507554.991		

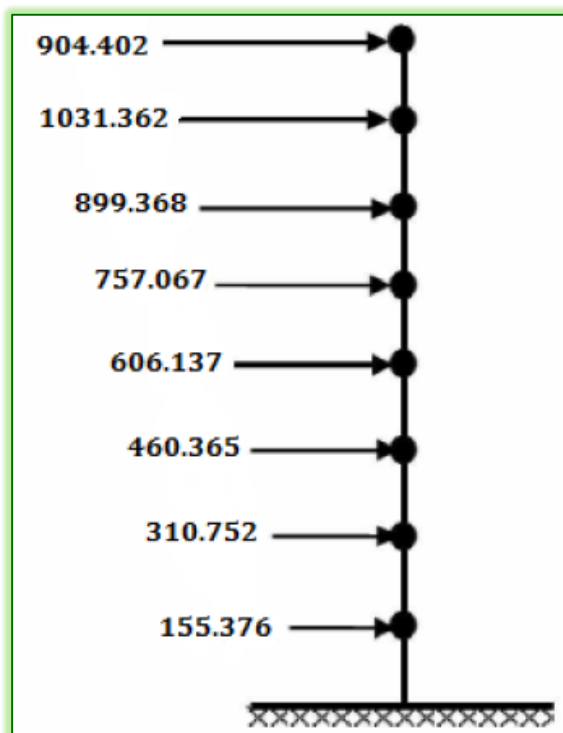


Figure IV.4 Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

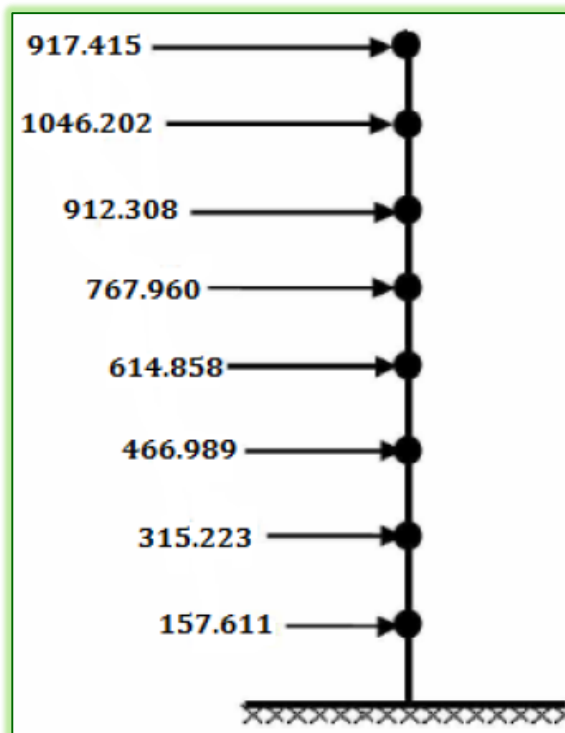


Figure IV.5 Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

**IV.4.6. Vérification des déplacements : [RPA : Art 4.4.3]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta K = R \delta eK$$

- $\delta eK$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)  $\square R$   
: coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta K - \delta K-1$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta k \text{ limite} = 0.01 h_e$$

- $h_e$  : la hauteur de l'étage k.

**Tableau. IV.16** Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	$\delta x$ (cm)	$\delta kx = R * \delta x$ (cm)	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$ (cm)	0.01 $h_e$ (cm)	vérification
0.00	0.000	0.000	0.00	3.23	OUI
3.23	0.05	0.18	0.18	3.23	OUI
6.46	0.15	0.53	0.35	3.23	OUI
9.69	0.28	0.98	0.45	3.23	OUI
12.92	0.45	1.58	0.60	3.23	OUI
16.15	0.63	2.21	0.63	3.23	OUI
19.38	0.82	2.87	0.66	3.23	OUI
22.61	1.00	3.50	0.63	3.23	OUI
25.84	1.19	4.17	0.67	3.23	OUI

**Tableau. IV.17** Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	$\delta y$ (cm)	$\delta ky = R * \delta x$ (cm)	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$ (cm)	0.01he (cm)	vérification
0.00	0.000	0.000	0.00	3.23	OUI
3.23	0.03	0.11	0.11	3.23	OUI
6.46	0.09	0.32	0.21	3.23	OUI
9.69	0.15	0.53	0.21	3.23	OUI
12.92	0.23	0.81	0.28	3.23	OUI
16.15	0.30	1.05	0.24	3.23	OUI
19.38	0.38	1.33	0.28	3.23	OUI
22.61	0.45	1.58	0.25	3.23	OUI
25.84	0.52	1.82	0.24	3.23	OUI

**IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA : Art 7.9]**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq .10$$

avec :

$P_k$  : 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»

Si :  $0.10 < \theta \leq 0.20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre

par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si :  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau. IV.18** Vérification l'effet P-θ

Niveau k	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θx	θy	Vérification
3.23	4764.14	0.18	0.11	155.376	157.611	323	0.017	0.0103	OUI
6.46	4764.140	0.35	0.21	310.752	315.223	323	0.0166	0.0098	OUI
9.69	4705.250	0.45	0.21	460.365	466.989	323	0.0142	0.0065	OUI
12.92	4646.350	0.60	0.28	606.137	614.858	323	0.0142	0.0065	OUI
16.15	4642.650	0.63	0.24	757.067	767.960	323	0.0119	0.0045	OUI
19.38	4596.080	0.66	0.28	899.368	912.308	323	0.0104	0.0044	OUI
22.61	4517.670	0.63	0.25	1031.362	1046.202	323	0.0085	0.0033	OUI
25.84	3466.350	0.67	0.24	904.402	917.415	323	0.0079	0.0028	OUI

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis -à- vis de l'effet P-Δ.

**IV.4.8. Vérification de l'effort normal : [RPA: Art 7.1.3.3]**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc est l'aire (section brute) de cette dernière.

fc28 : est la résistance caractéristique du béton.

**Tableau. IV.19** Vérification de l'effort normal

N	Nd (KN)	Poteaux	Bc (mm <sup>2</sup> )	combinaison	Fc28 (Mpa)	v	<0.3
352	1118.626	45	184900	G+Q+Edx	25	0.242	oui
352	1059.298	45	184900	G+Q+Edy	25	0.229	oui
355	680.445	40	144400	G+Q+Edx	25	0.188	oui
355	638.476	40	144400	G+Q+Edy	25	0.177	oui
358	267.291	35	108900	G+Q+Edx	25	0.098	oui
358	251.791	35	108900	G+Q+Edy	25	0.092	oui

**Remarque :**

Les dimensions définitives sont :

- Poutre principale : **30x40 cm<sup>2</sup>**
- Poutre secondaire : **30x35 cm<sup>2</sup>**
- Epaisseur voile : **20 cm**
- Poteau : **45x45 cm<sup>2</sup> ( RDC , 1<sup>ere</sup> , 2<sup>eme</sup> ) etage**  
**40x40 cm<sup>2</sup> ( 3<sup>eme</sup> , 4<sup>eme</sup> , 5<sup>eme</sup> ) etage**  
**35x35 cm<sup>2</sup> ( 6<sup>eme</sup> , 7<sup>eme</sup> ) etage**

# **CHAPITRE V**

## **Ferraillage des éléments structuraux**

**V.1. Introduction :**

Le ferraillage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

Notre structure est composée essentiellement de quatre éléments structuraux à savoir

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U** :  $1,35G + 1,5Q$  et  $G + Q \pm E$
  - E.L.S**:  $G+Q$
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - $G+Q\pm E$
  - $0,8G\pm E$

avec : **G** : charges permanentes, **Q**: charges d'exploitations, **E**: charges sismiques

**V.2. Ferraillage des poutres**

**V.2.1. Introduction**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

**Tableau V.1** Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\sigma_s = 1.00$
$\sigma_b = 25 \text{ Mpa}$	FeE 400	$\sigma_b = 25 \text{ Mpa}$	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_b} = 18.48 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$

**V.2.2 Recommandation du R.P.A2003****V.2.2.1. Armatures longitudinales : [1] ►► [Art 7.5.2.1.] ◀◀**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en Zone IIb.

Les vérifications nécessaires selon le RPA2003.et le CBA93

- $A_{Travée} \geq A_{min RPA}$  et  $A_{Travée} \leq A_{max RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min RPA}$  et  $A_{appui} \leq A_{max RPA}$

$$\text{Avec } A_{min CBA} = \frac{b \times h}{1000}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées après les vérifications sont tous résumés dans le tableau suivant :

**V.2.2.2 Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$ .

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St \leq h/2$  en Zone courante.
- $St \leq \min (h/4 ; 12\phi)$  en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants :



**Tableau V.2** Ferrailage longitudinal des poutres principales.

position	Mu (KN.m)	Combinaison	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (m <sup>2</sup> )	Achoisie (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	55.897	G+Q+EdX	3.87	6	6.16	4 HA 14
Appui	-94.9381	G+Q+EdX	6.77	6	6.88	3 HA 14 + 2 HA 12

**Tableau V-3** Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

position	Mu (KN.m)	combinaison	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (m <sup>2</sup> )	Achoisie (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	51.80	G+Q+EdX	4.18	5.25	4.62	3 HA 14
Appui	-86.8908	G+Q+EdX	7.27	5.25	7.70	5 HA 14

**V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. et on doit vérifier que : } \bar{\sigma}_b \leq \sigma_b$$

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable,

donc :

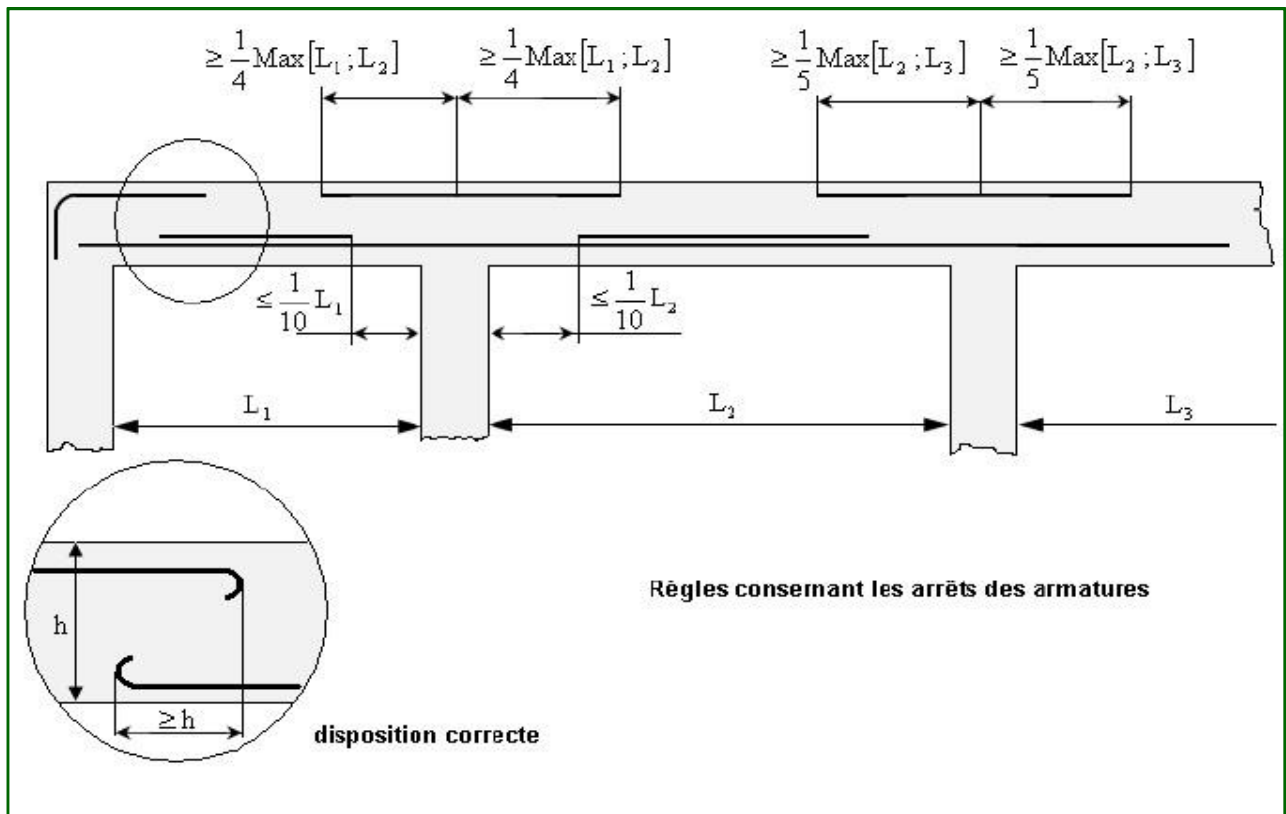
$$\bar{\sigma}_s = \min ((2/3)*f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}}) = 202 \text{ Mpa et on doit vérifier que } \bar{\sigma}_s \leq \sigma_s.$$

**Tableau V.4** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

position	N0	Type de fissuration	Mser (KN.m)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	619	F.P.N	38.2366	6.16	5.1	15	/	Oui
Appui	639	F.P.N	-67.383	4.62	9.36	15	/	Oui

**Tableau V-5** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

position	N0	Type de fissuration	Mser (KN.m)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	σb (MPa)	σ̄b (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ σ̄b
Travée	863	F.P.N	24.8441	4.62	4.08	15	/	Oui
Appui	861	F.P.N	-28.7106	7.70	4.47	15	/	Oui



**Figure V.1** Disposition des armatures pour les poutres

**V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA**

**Tableau V.6** vérification des poutres principales selon la condition RPA et CBA

Positon	A adopté	A <sub>min</sub> RPA	A <sub>max</sub> RPA	A <sub>min</sub> CBA	Condition vérifiée
Travée	6.16	6	48	1.2	Oui
appui	7.7	6	48	1.2	Oui

**Tableau V-7** Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

Position	Aadopté	A <sub>min</sub> RPA	A <sub>max</sub> RPA	A <sub>min</sub> CBA	Condition vérifiée
Travée	4.62	5.25	42	1.05	Oui
appui	7.7	5.25	42	1.05	Oui

**V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

-  $\tau_u$  : effort tranchant

**Tableau V.8** Calcul de  $\tau_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaires
Fissuration	Les fissuration est préjudiciable	Les fissurations est peut nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min \left\{ 0.15 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\}$	$\min \left\{ 0.2 \frac{f_{ci}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right\}$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.3\text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.34\text{MPa}$

**Tableau V.9** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Elément	N <sup>0</sup>	b	h	Tmax	Comb	Situation	position	T.F	$\tau_{max}$	$\tau_{adm}$	verif
PP	811	30	40	116.675	G+Q+EdX	Accidentelle	Intermédiaire	F.pp	1.037	4.34	Oui
PS	903	30	35	78.431	G+Q+EdX	Accidentelle	Rive	F.P	0.804	3.26	Oui
Ppalier		30	35	29.15	G+Q+EdX	Accidentelle	Intermédiaire	F.pp	0.416	3.34	Oui

**V.2.6. Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

La quantité d'armatures transversales est donnée par : **At = 0,003. St .b.**

Avec : - b : largeur de la poutre.

- St : L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} \text{ et } 12\phi \right) \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{D'après CBA 93 :} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma \cdot (\tau_u \cdot 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0.9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V-10** Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

Section	τu (Mpa)	CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		At choisie (cm <sup>2</sup> )
		St (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
30×40	1.037	33.75	1.72	10	20	1.8	10	15	4Ø8 = 2.01
30×35	0.804	29.25	1.49	8.75	17.5	1.57	5	15	4Ø8 = 2.01

**V.2.7. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

avec :  $M_t = K \cdot M_0$

K : est un coefficient réducteur ( $0.75 \leq K \leq 0.85$ ), on prend  $K = 0.80$ .

**Tableau V.11** Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.083	0.062	Oui	0.083	0.08	Oui	0.0068	0.0105	Oui
PS	0.092	0.062	Oui	0.092	0.08	Oui	0.0078	0.0105	Oui

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

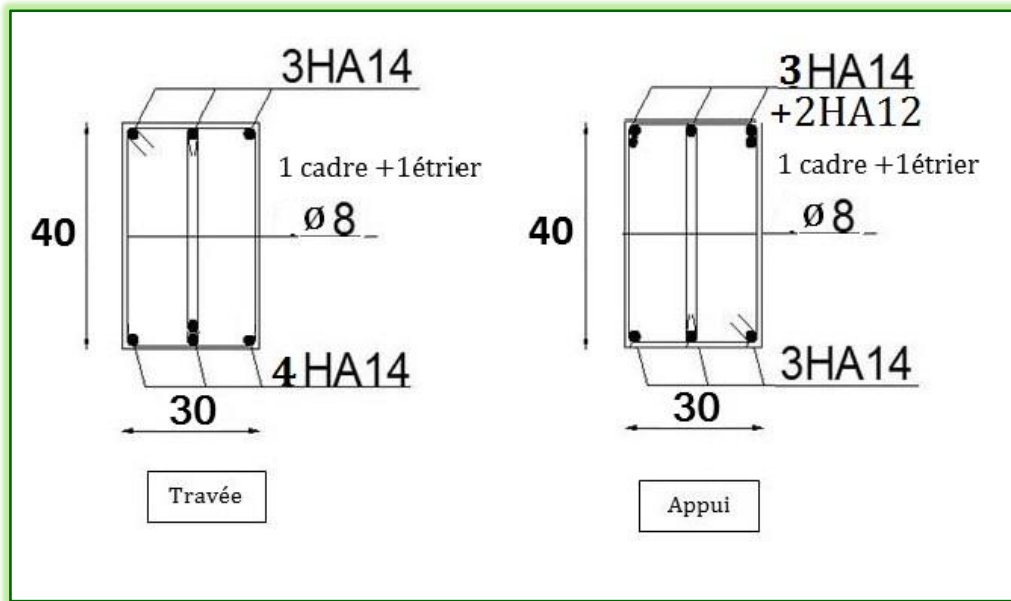


Figure V.2 Ferrailage des poutres principales.

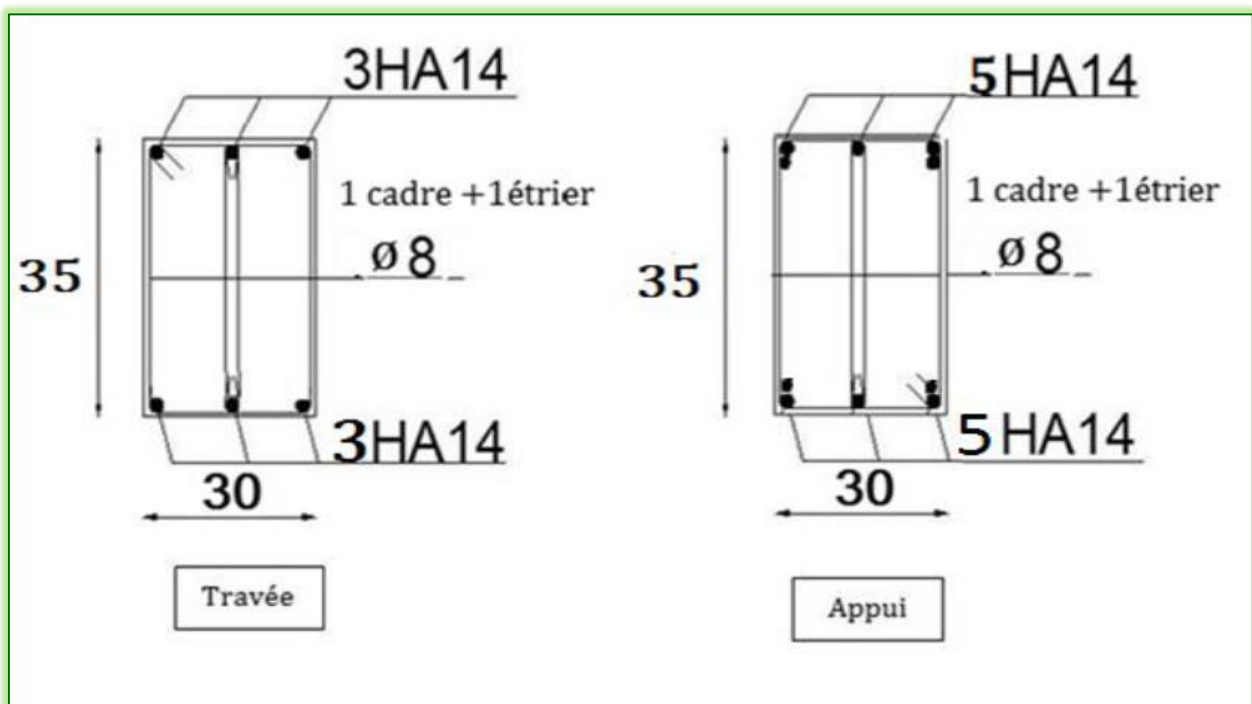


Figure V.3 Ferrailages des poutres secondaires.

### V.3 Ferrailage des poteaux

#### V.3.1 Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée donc ils sont soumis à un effort " N " et à un moment fléchissant " M " dans les deux sens.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

**V.3.2. Détermination des armatures longitudinales**

**V.3.2.1. Recommandations des règlements**

- Selon le CBA :

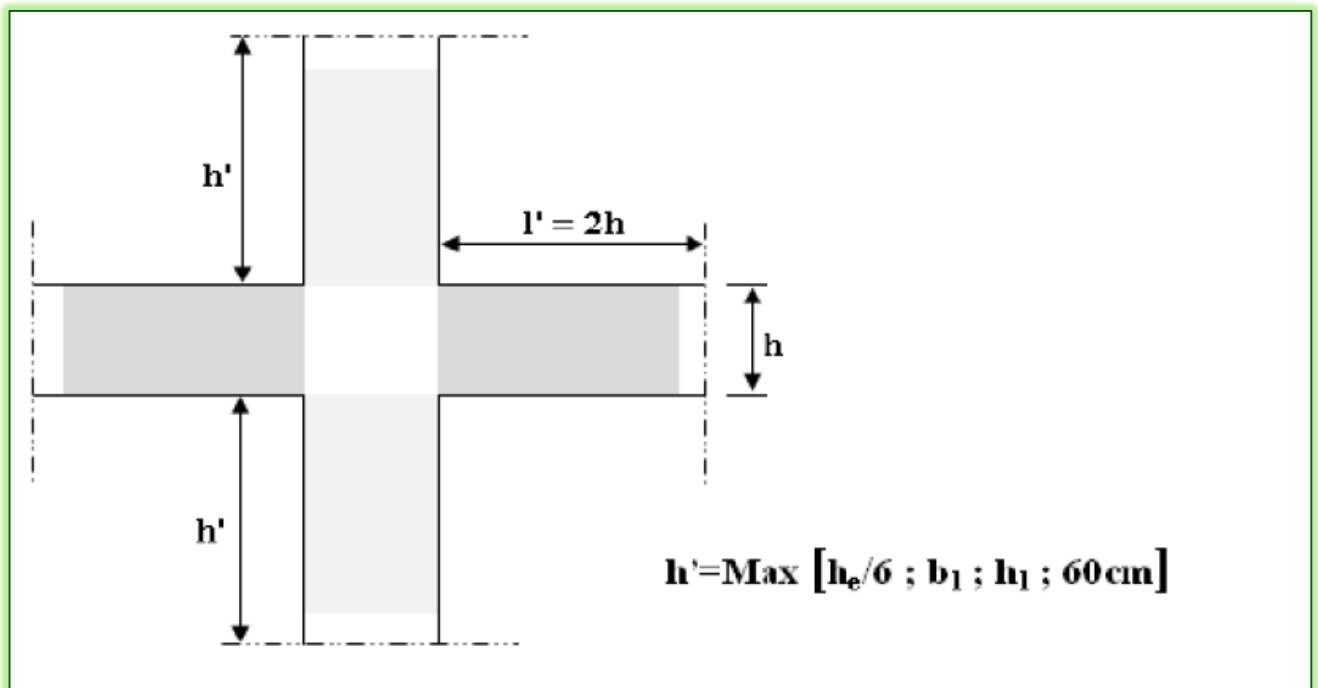
$$A_l = \min = \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour un mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \end{cases} \quad B : \text{ comprimé béton de section}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.



**Figure V.4** Définition de la zone nodale dans les poteaux

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{bh} \leq 4\% : \text{ En zone courante}$$

0.9% : En zone de recouvrement.

$$\leq \frac{A_l}{bh} \leq 6\%$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $50 \Phi$  en zone IIb
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 20 cm en zone IIb.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- $h_e$  : la hauteur d'étage.

### ***V.3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage***

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé se fait avec  $N_{max}$  et son  $M_{corres}$ .

- **2eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé se fait pour  $N_{min}$  et son  $M_{corres}$ .

- **3eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé se fait en prenant  $M_{max}$  et son  $N_{corres}$ .



**V.3.2.3. Détermination des armatures a l'ELU de résistance**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12** Calcul le ferrailage des poteaux à l'ELU

	Section	Cas	Comb	N (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Achoisi (cm <sup>2</sup> )	Aadopté (cm <sup>2</sup> )
(6,7)eme	35*35	I	1.35G+1.5Q	-341.456	0	0	5.6	11.02	12.32	8HA14
		II	0.8G+EdX	-19.628	0	0	5.6	11.02		
		III	/	/	/	/	/	/		
(3,4,5)eme	40*40	I	1.35G+1.5Q	-868.55	0	0	6.4	14.4	18.47	12HA14
		II	0.8G+EdX	-29.216	0	0	6.4	14.4		
		III	/	/	/	/	/	/		
(RDC,1,2)eme	45*45	I	1.35G+1.5Q	-1444.51	0	0	7.2	18.23	20.36	4HA16 + 8HA14
		II	0.8G+EdX	-49.172	0	0	7.2	18.23		
		III	/	/	/	/	/	/		

**V.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub> selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G (v_1 - c')}{I'_G} \right]$$

Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k \cdot y_1$$

$$\sigma_s = 15 k(d-y_1) \text{ Il faut vérifier :}$$

- Pour la fissuration peu nuisible :  $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
  - Pour la fissuration préjudiciable :  $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- et :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa}$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13** Vérification des armatures à ELS des poteaux

	Section	Cas	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Type de section	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>b</sub> <sup>bar</sup>	σ <sub>s</sub> ≤ σ <sub>s</sub> <sup>bar</sup>
(6,7)eme	35*35	I	-249.552	0	12.32	SEC	1.77	26.55	Oui	Oui
		II	-122.74	0		SEC	0.87	13.06	Oui	Oui
		III	/	/		/	/	/	Oui	Oui
(3,4,5)eme	40*40	I	-633.508	0	18.47	SEC	3.38	50.63	Oui	Oui
		II	-277.73	0		SEC	1.48	22.19	Oui	Oui
		III	/	/		/	/	/	Oui	Oui
(RDC,1,2)eme	45*45	I	-1053.05	0	20.36	SEC	4.52	67.78	Oui	Oui
		II	-470.59	0		SEC	2.02	30.29	Oui	Oui
		III	/	/		/	/	/	Oui	Oui

### V.3.4. Détermination des armatures transversales

#### V.3.4.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ<sub>u</sub>

**Commentaire :** On a utilisé un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5) :

On considère que la sollicitation due à la charge horizontale est reprise uniquement par des voiles

*Tvoiles =100% Tpotreau=0% τpotreau=0 KN*

**V.3.4.2. Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l’effort tranchant
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

**Selon le RPA99 version 2003:►► [Art 7.4.2.2] ◀◀**

$$S_t = \frac{A_t \cdot h_1 \cdot f_e}{\rho \cdot V_u}$$

avec :

$A_t = n_t * a_t$  avec  $n_t$  est le nombre des barres transversales.

$\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant  $\lambda_g$  l’élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} : \begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale:  $t \leq 10\text{cm}$  en zone IIb
- Dans la zone courante:  $t \leq \text{Min} (b_1/2 , h_1/2 , 10\Phi)$  en zone IIb

La quantité d’armatures transversales minimale  $A_t/(S_t*b)$  en % est donnée

Comme suit :  $\begin{cases} 0.3 \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 t minimum .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $C_{\text{cheminées}} > 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux .

Selon BAEL 91 révisé 99: ►► [Art A.8.1.3] ◄◄

**Commentaire :** dans notre structure  $\tau_{\text{poteau}} = 0 \text{ KN}$ , donc pour choisi le diamètre des armatures transversales en utilise la relation suivant :

- Diamètre minimal armatures transversales :  $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing l_{\text{max}}}{3}$

**Application des recommandations :**

**Tableau V.14** Les armatures transversales et leurs espacements

Section	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	$\varnothing_t$ BAEL (cm)	Zone	St RPA (cm)	Stfinale (cm)	Choix
45x45	201.06	5.33	Courante	14	15	4HA8
			Nodale	10	10	4HA8
40x40	201.06	4.66	Courante	14	15	4HA8
			Nodale	10	10	4HA8
35x35	201.06	4.66	Courante	14	15	4HA8
			Nodale	10	10	4HA8

**Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/St.b$  :**

**Tableau V.15** Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	zone	$\frac{A_t(\%) }{s_t * b}$	$\frac{A_t}{s_t * b} > 0.3\%$
45x45	courante	0.372	Oui
	nodale	0.446	Oui
40x40	courante	0.335	Oui
	nodale	0.502	Oui
35x35	courante	0.382	Oui
	nodale	0.574	Oui

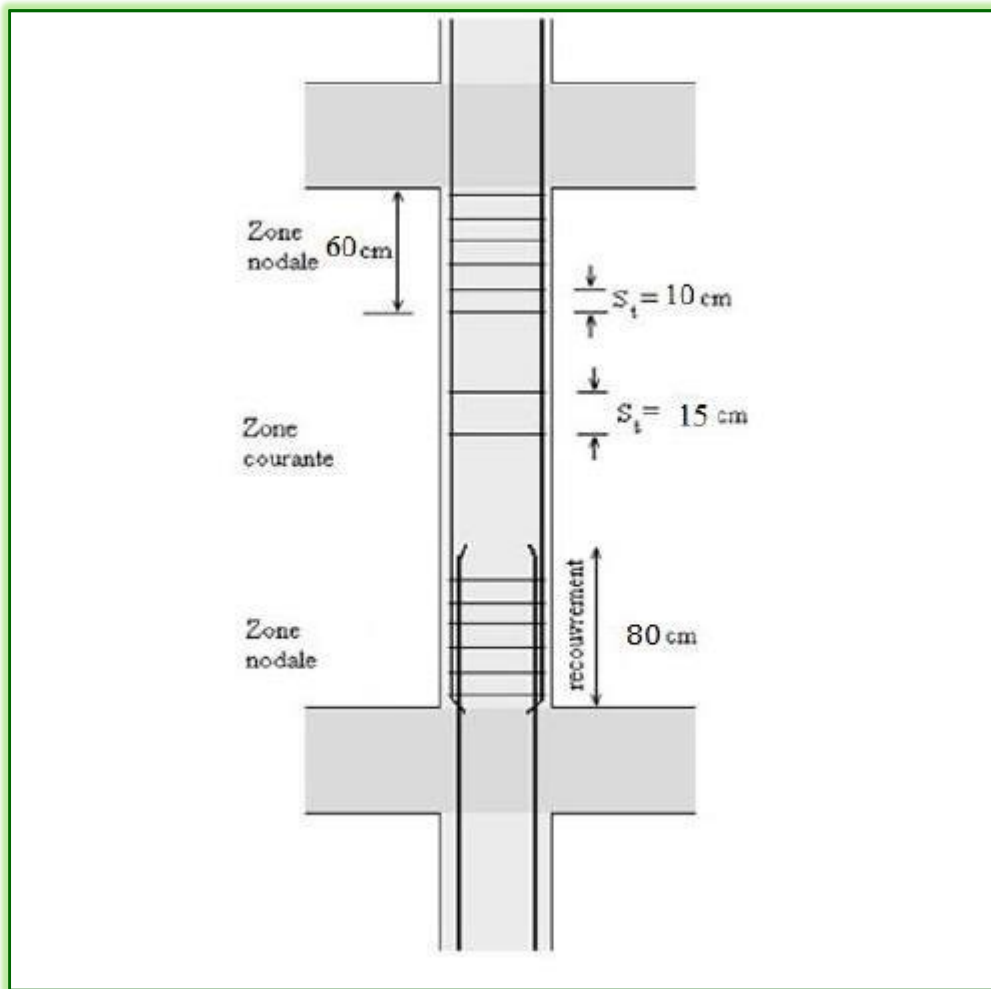


Figure V.5 Disposition des armatures pour les poteaux

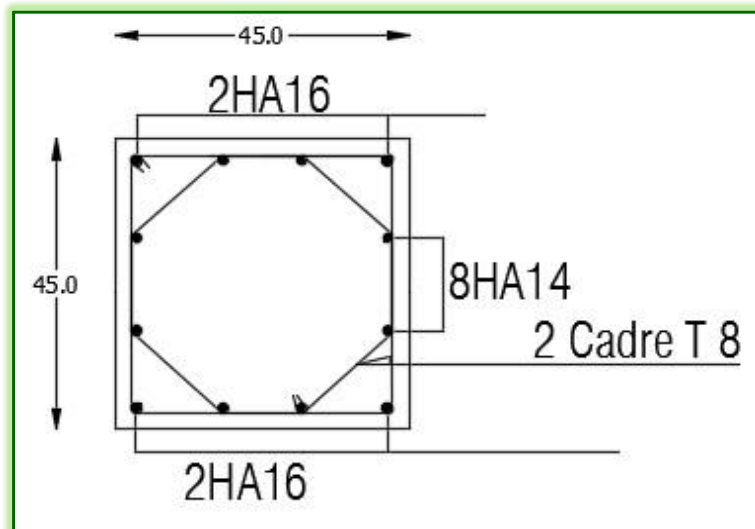


Figure V.6 Ferrailage des poteaux (45x45)

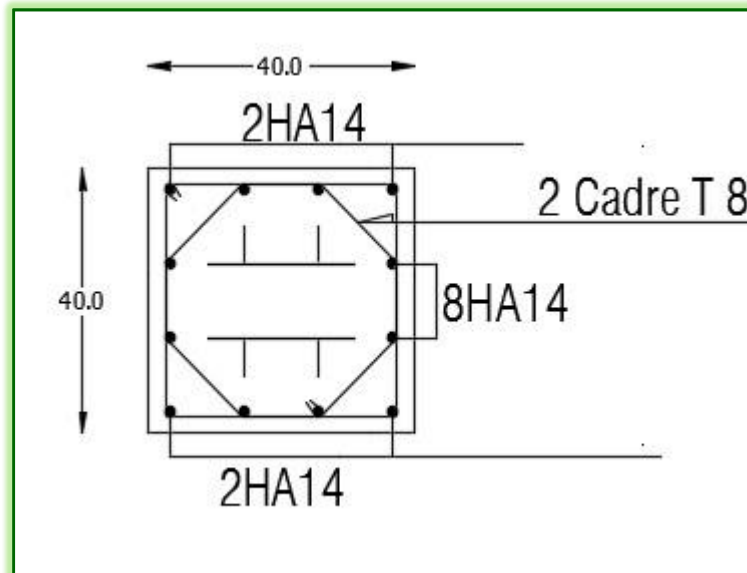


Figure V.7 Ferraillage des poteaux (40×40)

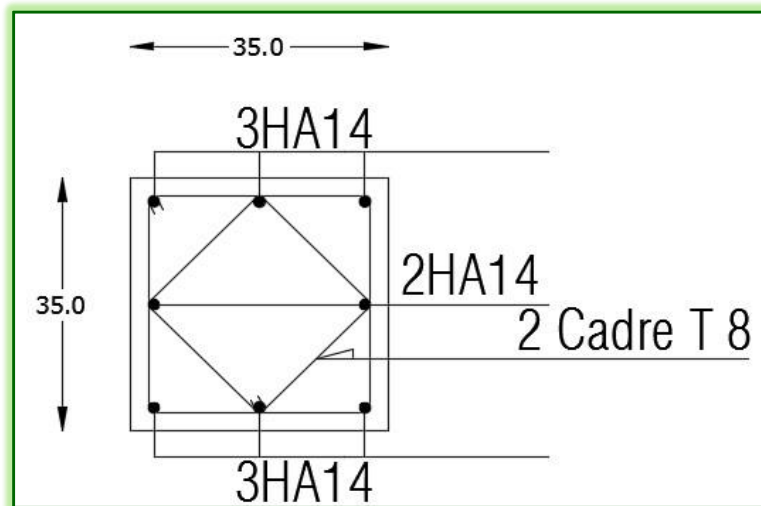


Figure V.8 Ferraillage des poteaux (35×35)

## V.4 Ferraillage des voiles

### V.4.1 Introduction

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui provoquent des efforts normaux ; et aux forces horizontales provoquent des efforts normaux, tranchants, ainsi que des moments fléchissant.

**V.4.2 Voiles pleins**

Le ferrailage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.

**Armatures verticales :**

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400.

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

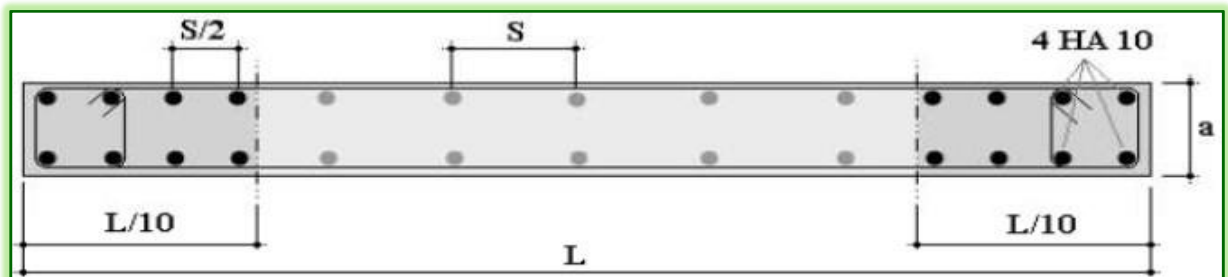
- **RPA 99 version 2003** ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄:

$A_v = 0,2\% \cdot B_t$	$B_t$ : la section horizontale tendue du voile.	►► [Art 7.7.4.1] ◄◄	$A_v$
$0,15\% \cdot B$	$B$ : la section globale du voile.	}	
$A_v 0,10\% \cdot B$	En zone courante.		►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **CBA 93 :**

$0.1\% \leq \frac{2 \cdot A_v}{a \cdot b} \leq 0.5\%$	$a$ = l'épaisseur du voile
	$b$ = la largeur de la zone tendue



**Figure V.9** Disposition des armatures verticales dans les voiles

**V.4.2.1. Calcul des armatures verticales (sens x )**

- Sens longitudinale X : Voile 1 (L=3,80m; a= 20cm)

**Tableau V.16** Armatures verticales dans les voiles pleins

Etage	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Lt(m)	As1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA	Amin CBA	Choix
RDC	3.8	2417.75	3365.54	1.04	18	18	11.4	1.04	2*(26HA10) =20.42
1ere	3.8	2129.57	2278.92	0.78	18	18	11.4	1.04	
2eme	3.8	1838.36	1703.91	0.60	18	18	11.4	1.04	
3eme	3.8	1657.28	1394.61	0.47	18	18	11.4	1.04	2*(26HA10) =20.42
4eme	3.8	1332.95	1027.16	0.34	18	18	11.4	1.04	
5eme	3.8	1001.89	713.29	0.21	18	18	11.4	1.04	
6eme	3.8	715.24	432.61	0.09	18	18	11.4	1.04	2*(26HA10) =20.42
7eme	3.8	346.91	177.72	0.45	18	18	11.4	1.04	

**Calcul du ferrailage des voiles avec l'espacement :**

**Tableau V.17** Le ferrailage final des voiles avec leurs espacements

Niveau	Av (cm <sup>2</sup> )	Amin		APot (cm <sup>2</sup> )	espacement	
		RPA	CBA		courante	About
RDC , 1ere , 2eme	2*(26HA10)	11.4	1.04	20.36	12	6
3eme, 4eme, 5eme	2*(26HA10)	11.4	1.04	18.47	12	6
6eme, 7eme	2*(26HA10)	11.4	1.04	12.32	12	6



**V.4.2.1.1 Armatures horizontales (Sens X)**

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales :  $A_h = \frac{A_v}{4}$

**Tableau V.18** Ferraillage horizontal des voiles avec leurs espacements

Voile	L (m)	Ep (m)	Ah (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)	Ah choisis (cm <sup>2</sup> /ml)
1	3.8	0.15	5.105	12	7 HA10 = 5.50

**V.4.2.2 Calcul des armatures verticales (sens y )**

- Sens longitudinale Y : : Voile 2 (L=4,8m; a= 20cm)

**Tableau V.19** Armatures verticales dans les voiles pleins

Etage	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Lt(m)	As1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA	Amin CBA	choix (cm <sup>2</sup> )
RDC	4	3299.11	1739.76	0.53	16.8	16.8	12	0.53	2*(32HA10) =25.13
1ere	4	2760.65	1505.52	0.44	16.8	16.8	12	0.53	
2eme	4	2211.17	1228.28	0.40	16.8	16.8	12	0.53	
3eme	4	1820.89	1032.88	0.35	16.8	16.8	12	0.53	2*(32HA10) =25.13
4eme	4	1334.45	792.65	0.24	16.8	16.8	12	0.53	
5eme	4	896.67	574.15	0.08	16.8	16.8	12	0.53	
6eme	4	538.54	376.05	0.09	16.8	16.8	12	0.53	2*(32HA10) =25.13
7eme	4	210.51	185.19	0.48	16.8	16.8	12	0.53	

**Calcul du ferrailage des voiles avec l'espacement :**

**Tableau V.20** Le ferrailage final des voiles avec leurs espacements

Niveau	Av (cm <sup>2</sup> )	Amin		APot (cm <sup>2</sup> )	espacement	
		RPA	CBA		courante	About
RDC , 1ere , 2eme	2*(22HA10)	12	0.53	20.36	15	7.5
3eme, 4eme, 5eme	2*(22HA10)	12	0.53	18.47	15	7.5
6eme, 7eme	2*(22HA10)	12	0.53	12.32	15	7.5

**V.4.2.2.2 Armatures horizontales (sens Y) :**

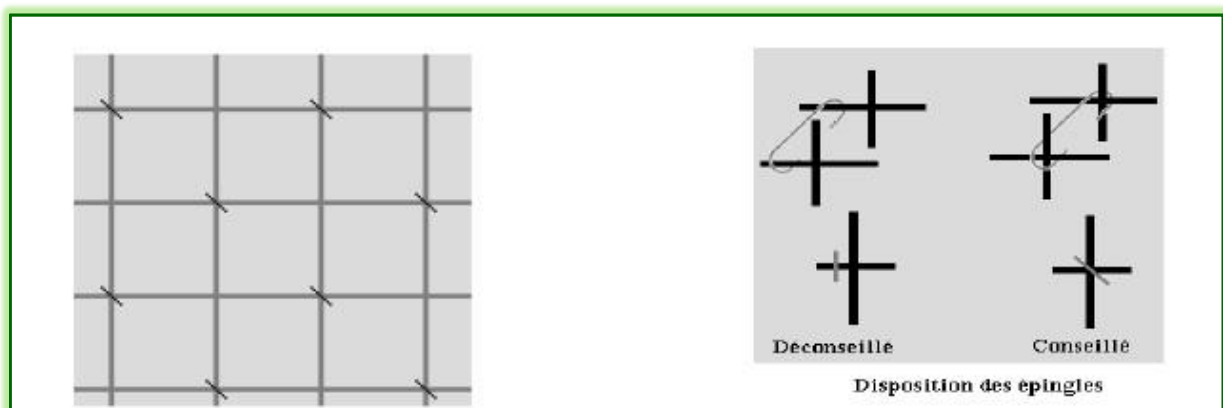
**Tableau V.21** Ferrailage horizontal des voiles avec leurs espacements

Voile	L (m)	Ep (m)	Ah (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)	Ah choisis (cm <sup>2</sup> )
2	4.8	0.15	4.32	15	6 HA10 = 4.71

**V.4.2.3. Armatures transversales :**

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m<sup>2</sup> au moins.



**Figure V.10** disposition des armatures transversales (épingles)

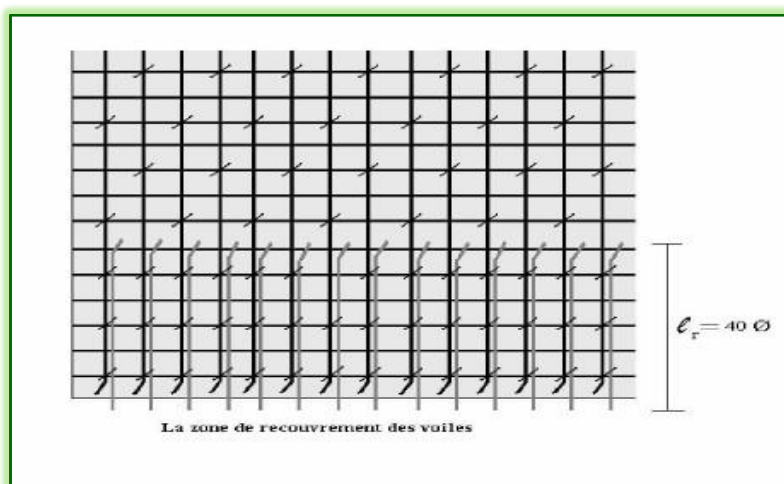


Figure V.11 La zone de recouvrement des voiles

**V.4.3. Voiles avec ouvertures**

**a. Ferrailage des trumeaux :**

- **Les armatures verticales :**

Les armatures verticales des trumeaux seront calculées avec même méthode que celle des voiles pleines (méthode des contraintes de Navier).

Dans notre cas les ouvertures sont situées suivant X avec des épaisseurs de 20 cm.

- Sens longitudinale X : Voile 1 (L=3,30m; a= 20cm)

**Tableau V.22** Ferrailage des trumeaux

Etage	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	Lt (m)	As1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA	Amin CBA	choix (cm <sup>2</sup> )
RDC	3.3	2177.72	1273.09	0.10	14	14	9.9	0.13	2*(20HA10) =15.71
1ere	3.3	2006.53	981.96	0.20	14	14	9.9	0.13	
2eme	3.3	1562.65	795.64	0.13	14	14	9.9	0.13	
3eme	3.3	1283.31	650.51	0.14	14	14	9.9	0.13	2*(20HA10) =15.71
4eme	3.3	927.95	444.75	0.24	14	14	9.9	0.13	
5eme	3.3	596.92	270.81	0.35	14	14	9.9	0.13	
6eme	3.3	354.62	146.77	0.54	14	14	9.9	0.13	2*(20HA10) =15.71
7eme	3.3	151.37	41.17	1.69	14	14	9.9	0.13	

**Tableau V.23** L'espace des armatures verticales des trumeaux

Niveau	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub>		A <sub>Pot</sub> (cm <sup>2</sup> )	espacement	
		RPA	CBA		courante	About
RDC , 1ere , 2eme	2*(20HA10)	9.9	0.13	20.36	15	7.5
3eme, 4eme, 5eme	2*(20HA10)	9.9	0.13	18.47	15	7.5
6eme, 7eme	2*(20HA10)	9.9	0.13	12.32	15	7.5

**Tableau V.24** Calcul des armatures horizontales et l'espace des trumeaux

Voile	L (m)	Ep (m)	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)	A <sub>h</sub> choisis (cm <sup>2</sup> )
1	3.3	0.15	3.93	15	6 HA10 = 4.71

**b. Ferraillage des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple ou Traction / Compression.

**b.1. Recommandations réglementaires :**

- **Ferraillage :** on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A<sub>l</sub>

Des aciers transversaux : A<sub>t</sub>

Des aciers en partie courante (Acier de peau): A<sub>c</sub>.

- **Selon le RPA 2003 :**

**1er cas :**  $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$  (flexion simple)

**Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} \quad \text{avec } Z = h - 2d$$

M : moment dû à l'effort tranchant

h : hauteur totale du linteau

d : distance d'enrobage

**Aciers Transversaux :**

On distingue deux sous cas :

**1er sous cas :**

Linteau long :  $(\lambda_g = \frac{L}{h} > 1)$

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot \frac{Z}{T}$$

- $S_t$ : espacement entre les armatures transversales.
- $A_t$ : section d'armatures transversales.
- $L$ : portée du linteau.
- $Z = h - 2d$ .

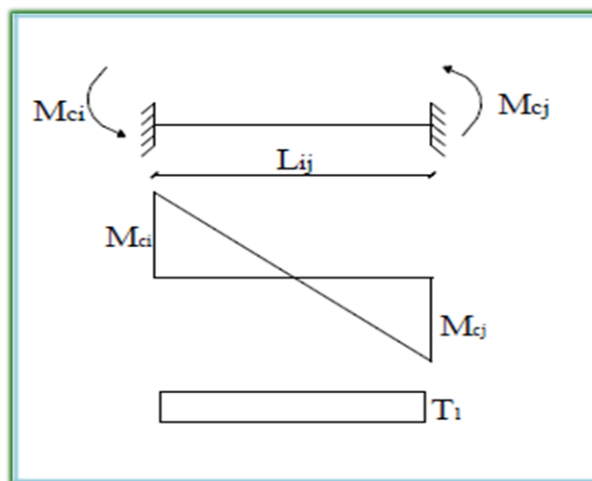
**2eme sous cas :**

Linteau court :  $(\lambda_g \leq 1)$

- On doit avoir :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{T + A_t \cdot f_e}$
- $T = \min(T_1, T_2)$  avec :  $T_1 = \frac{M_{Ci} + M_{Cj}}{L_{ij}}$  ;  $T_2 = 2T_u$

$M_{Ci}$  ,  $M_{Cj}$ : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau déportée "  $L_{ij}$  ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot Z \text{ avec } Z = h - 2d$$



**Figure V.12** Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

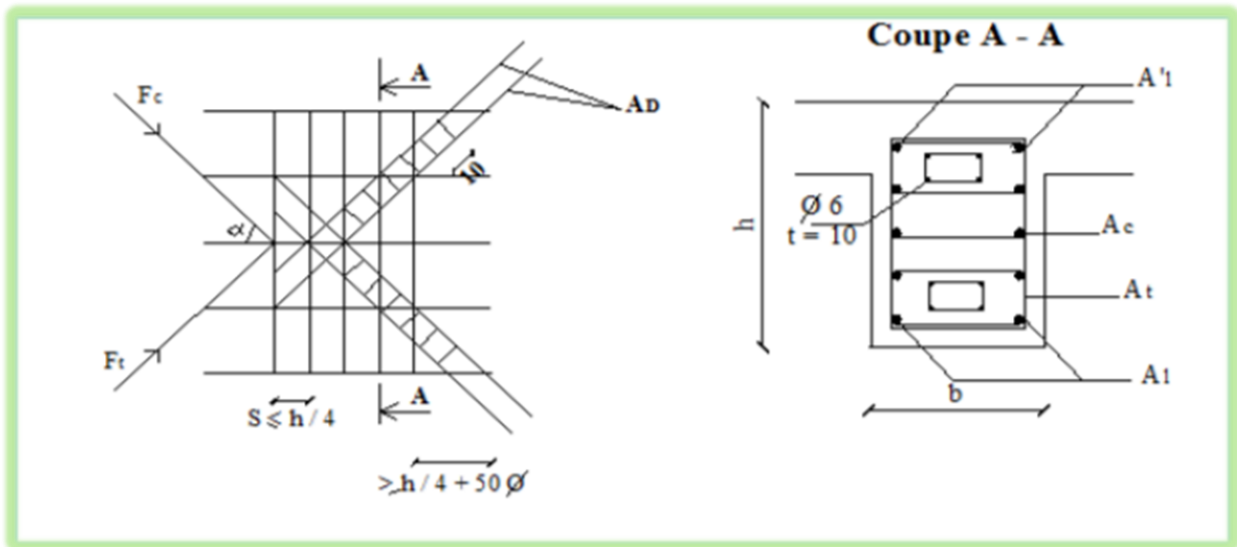
**2eme cas :**  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$  (Traction / Compression)

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales "  $A_D$  " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 \sin \alpha \cdot f_e} \quad \text{avec} \quad \tan \alpha = \frac{(h-2d)}{L}$$

On prend :  $T = T_u$  (sans majoration)



**Figure V.13** Armatures du linteau selon le RPA 99

**b.2. Ferrailage minimal :**

**Selon le RPA 2003 :**

On a :

$$A_l \geq 0.15 \% b \cdot h$$

$$A_c \geq 0.2 \% b \cdot h$$

$$A_D = 0 \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

$$A_D \geq 0.15 \% b \cdot h \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.15 \% b \cdot s \quad \text{si} \quad \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25 \% b \cdot s \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

b.3. Calcul de ferrailage :

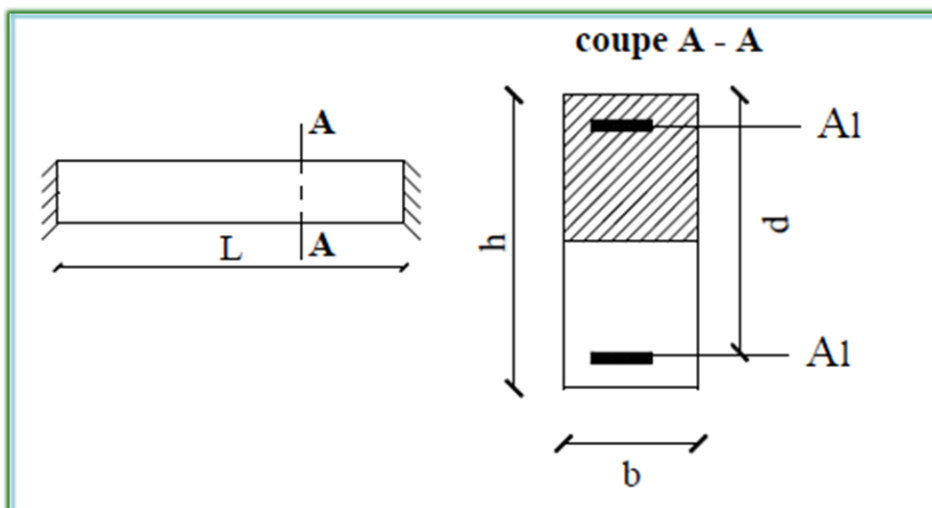


Figure V.14 Section du linteau

-Armatures longitudinales

On a :

$$\tau = 0.06 = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$0.025 = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ Mpa}$$

Tableau V.25 Contrainte de cisaillement des linteaux

Niveau	Tmax	$\tau_b$ (Mpa)	$\tau_b < \tau$ (Mpa)	Type
1ere	496.1	1.51	Non	Traction/compression
2eme	485.62	1.47	Oui	Flexion simple
3eme	436.2	1.32	Oui	Flexion simple
4eme	373.21	1.13	Oui	Flexion simple
5eme	290.55	0.88	Oui	Flexion simple
6eme	193.19	0.59	Oui	Flexion simple
7eme	83.48	0.25	Oui	Flexion simple

Tableau V.26 Armatures longitudinales et de peau et transversales des linteaux  
(Traction/compression)

Etage	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ Choisis (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ choisis (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
1 <sup>er</sup>	7.42	8HA12= 9.05	5.49	4HA14=6.16	7.32	14HA10=11	0.75	2HA10= 1.57	15

**Tableau V.27** Armatures longitudinales et transversales des linteaux (flexion)

Etage	M (kN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choi (cm <sup>2</sup> )	At(Φ10) (cm <sup>2</sup> )	g	g < 1	St (cm <sup>2</sup> )	St choisis (cm <sup>2</sup> )
2eme	219.6	4.21	4HA14=6.16	0.79	0.656	Oui	11.81	15
3eme	210.96	4.05	4HA12=4.52	0.79	0.656	Oui	11.82	15
4eme	192.43	3.69	4HA12=4.52	0.79	0.656	Oui	11.83	15
5eme	169.41	3.25	4HA12=4.52	0.79	0.656	Oui	11.85	15
6eme	141.07	2.71	4HA12=4.52	0.79	0.656	Oui	11.88	15
7eme	31.6	1.77	2HA12=2.26	0.79	0.656	Oui	14.90	15

**Contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

Où :  $\tau_b = \frac{1.4 V_u}{b_0 d}$

- b<sub>0</sub>: épaisseur du voile
- d : hauteur utile =0.9h
- h : hauteur totale de la section brute suivant X :

**Tableau V.28** Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles (sens X)

Voile (m)	Epaisseur (cm)	T (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ (MPa)	Vérification
V1 (3.3)	20	360.05	0.606	5	Oui
V2 (2.9)	20	375.2	0.719	5	Oui
V3 (2.9)	20	359.84	0.689	5	Oui
V4 (3.3)	20	244.05	0.548	5	Oui
V5 (2.9)	20	227.47	0.581	5	Oui
V6 (2.9)	20	105.21	0.269	5	Oui
V7 (3.8)	20	789.59	2.017	5	Oui
V8 (3.8)	20	431.83	1.103	5	Oui



**Tableau V.29** Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles (sens Y)

Voile (m)	Epaisseur (cm)	T (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	Vérification
V1 (4)	20	1074.94	1.493	5	Oui
V2 (4.8)	20	1122.5	1.299	5	Oui
V3 (4)	20	563.86	1.440	5	Oui
V4 (4.8)	20	285.08	0.728	5	Oui

# CHAPITRE VI

**Etude de l'infrastructure**

### **VI.1. Introduction**

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### **VI.2. Type de la fondation**

Pour les fondations, on distingue : les fondations superficielles (radiers.) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre lesquelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-adjacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

### **VI.3. Connaissance du lieu et du sol**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux , au voisinage de la construction à édifier , mais il est

surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

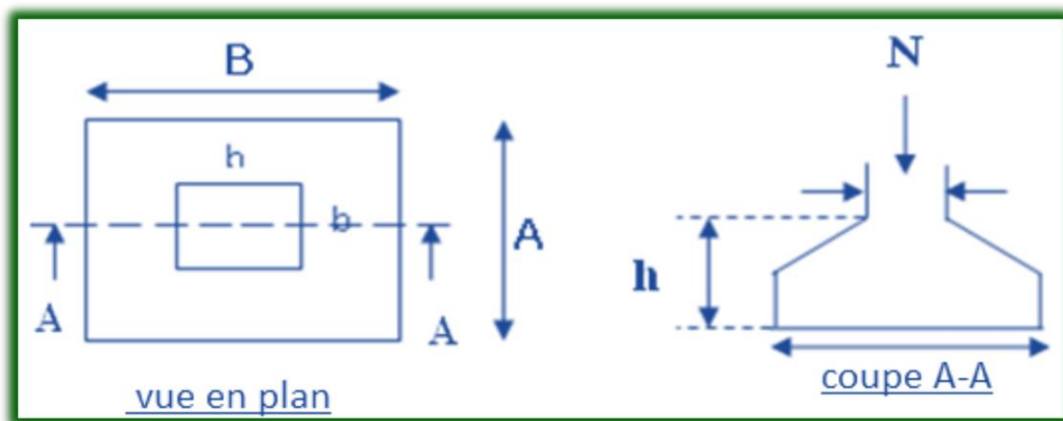
Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à  $\sigma_s = 1.5 \text{ bars}$  avec un ancrage de **2m**

**VI.4. Choix du type de fondation**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 1.5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelle isolées
- Semelles filantes
- Radier général

**VI.4.1 Semelle isolée**



**Figure VI.1** Schéma de Semelle isolée

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport :  $a/b$  ;  $A/B$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = A \times B$$

avec :  $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

$N_{ser \text{ max}}$  : charge supportée par la fondation la plus sollicitée.

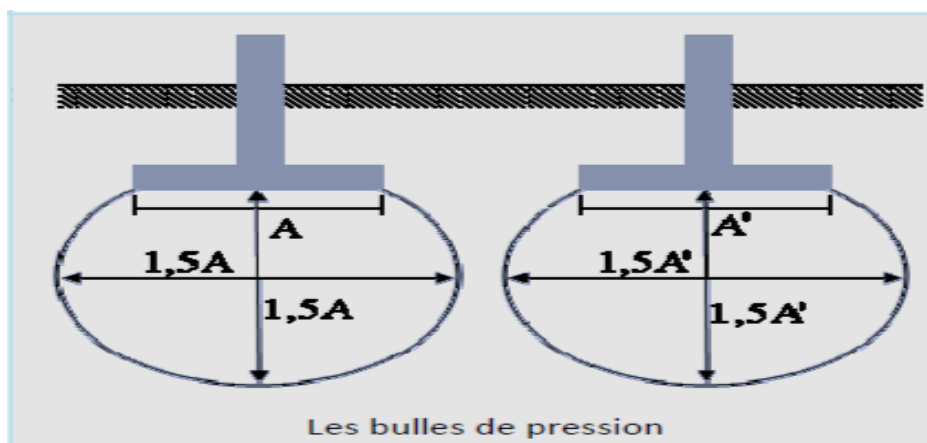
$S$  : surface de la semelle.

Les résultats des efforts normaux  $N_{max}$  appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

$N_{ser}$ (KN)	S	B	B choix
1053.06	7.02	2.06	3.0

**Vérification de chevauchement entre deux semelles :**



**Figure IV.2** chevauchement des semelles

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1.5/2(A+A')$

Tel que :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=3 m).

$4.5 \text{ m} > L_{min} = 2.9 \text{ m}$

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes

**VI.4.2. Semelles filantes**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N et le moment M :

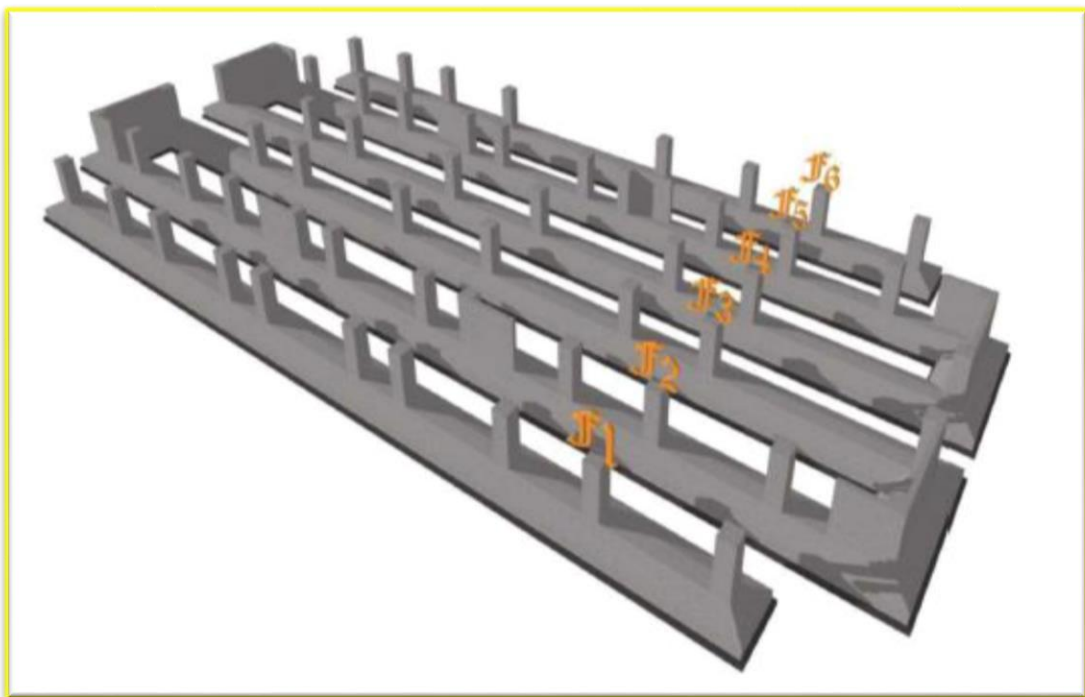
$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{sol} = N/S ; \text{ avec } S = 1000 \times B$$

Et Nmax de poteaux

$$B > N/1000 \times \sigma_{sol}$$

$$A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2} + b$$



**Figure IV.3** semelles filante sur une seule direction

**Tableau IV.2** Dimensionnement des semelles filantes suivant x.

semelles	$\Sigma N_{ser}(KN)$	B(m)	L(m)	h(cm)
Sens x	11860.68	3.40	32.31	80

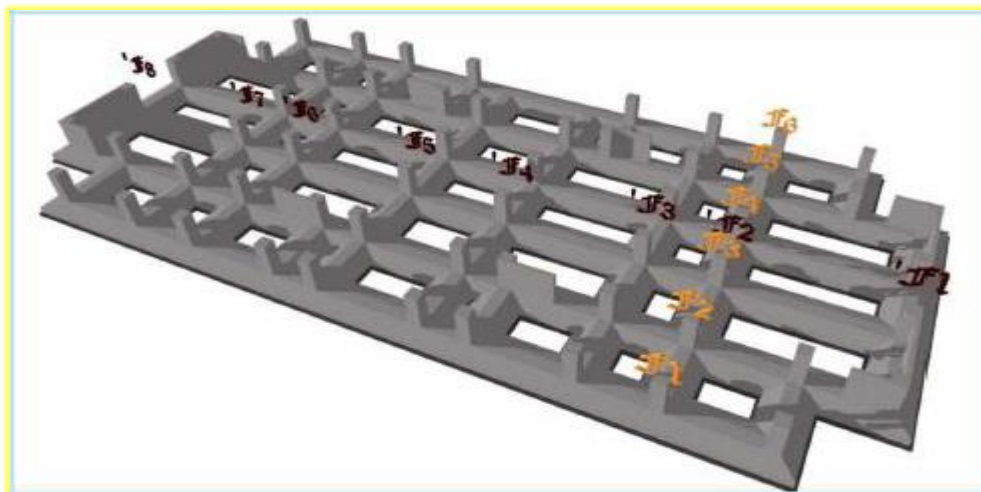
**Tableau IV.3** Vérification du chevauchement entre les semelles.

semelles	L (m)	( B+B' )	( B+B' ) < L
Sens x	2.9	6.8	Non

**Conclusion :**

On a un chevauchement entre les semelles filantes sur une seule direction.

**Dimensionnement des semelles filantes croisé dans les deux directions :**



**Figure IV.4** Semelles filante suivant deux directions

**Tableau IV.4** Dimensionnement des semelles filantes croisé

Semelles	$\Sigma N_{ser}(KN)$	B(m)	L(m)	h(cm)
Sens x	5930.34	1.6	32.31	35
Sens y	5930.34	1.6	32.31	35

**Tableau IV.5** Vérification du chevauchement entre les semelles

Semelles	L (m)	( B+B' )	( B+B' ) < L
Sens x	2.9	3.2	Non
Sens y	4	3.2	Oui

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque que le chevauchement persiste entre les semelles ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol située entre les deux semelles, ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1). L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2). La réduction des tassements différentiels.
- 3). Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- 4). La facilité de l'exécution.

### VI.4.3 Radier

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis -nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

#### VI.4.3.1 Dimensionnement du radier

##### - Dalle :

La hauteur  $h$  de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

avec :

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,45m \Rightarrow h_1 \geq 27cm$$

Alors on prend :  $h = 30cm$ . pour l'épaisseur de la dalle

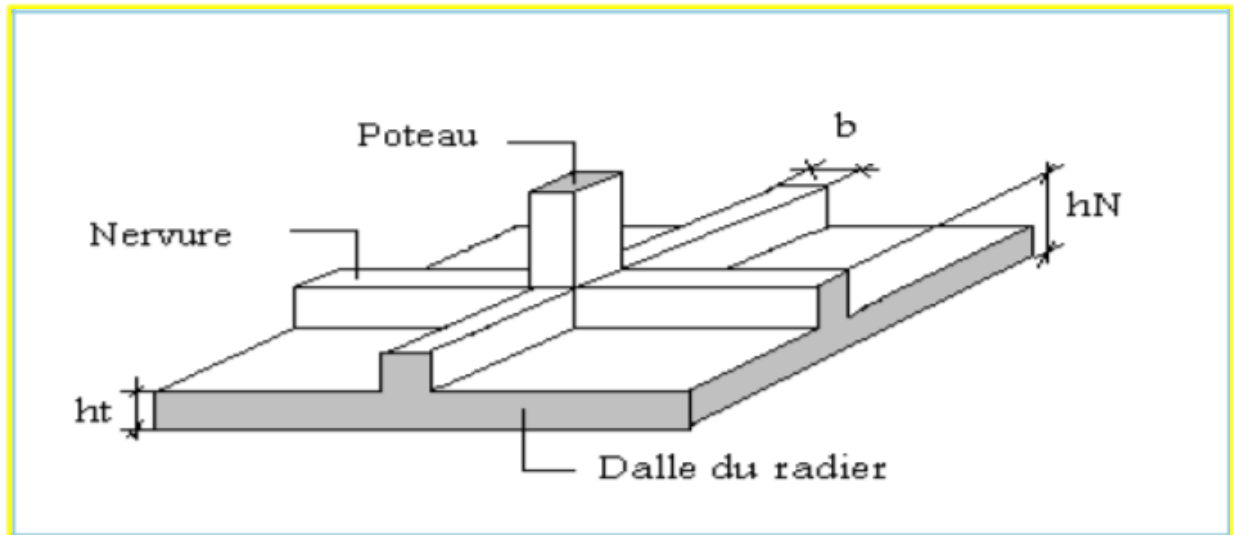
##### - Nervure :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 5,45m \Rightarrow h_1 \geq 54cm$$

On prend :  $h = 55cm$ .





**Figure IV.5** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

#### **VI.4.3.2. Vérification au non poinçonnement**

##### **- Poteaux :**

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité :

On doit vérifier :

$$N \leq 0,045 \cdot h \cdot \mu_c \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

avec :

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$h$  : La hauteur total du radier.

$$\mu_c = 2(a+b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$$

$b$  : Largeur du nervure.

$$\mu_c = 4 \text{ m}$$

$$1444.52 \text{ KN} \leq 1650.00 \text{ KN (condition vérifier)}$$

#### **VI.4.3.3. Etude du débord du radier**

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de largeur d'un mètre.

**VI.4.3.4. Calcul de D (débord)**

Soit : D= 100 cm

D'où :

$$S_{\text{projet}} = 264.67 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 390.52 \text{ m}^2$$

$$B = 2 \text{ m}$$

**VI.4.4. Vérification des contraintes dans le sol**

On doit vérifier la contrainte du sol :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{54856..133}{390.52 * 10} = 0,14 \text{bars} \leq \sigma_{\text{Sol}} = 1.5 \text{bars}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 0.14 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.15 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifier})$$

**VI.4.5. Vérification de la stabilité du radier**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet des efforts horizontaux.

$$\text{Rapport } \frac{M_s}{M_R} \text{ doit être supérieur au coefficient de sécurité } 1.5 : \left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$$

avec:

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

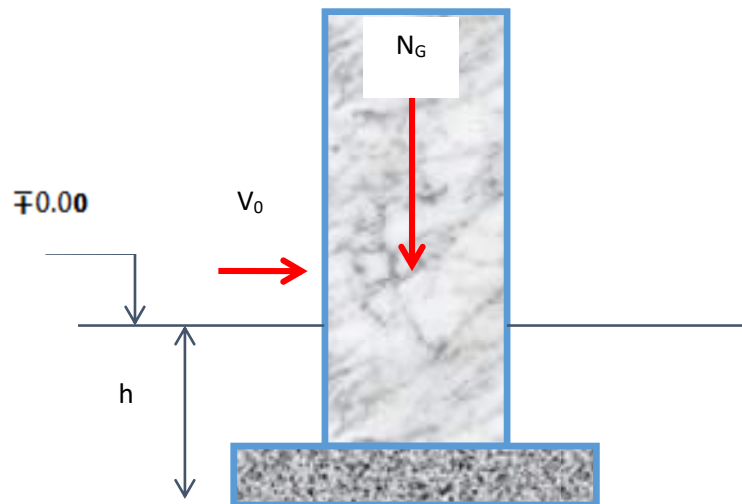


Figure VI.6 Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

$$M_{Rx} = 127609.85$$

avec:

$$N = N1 + N2$$

N1: Poids de la superstructure.

N2: Poids propre du radier.

Ex: Excentricité entre centre de masse structure et radier

donc :

$$N1 = 54137.15 \text{ KN}$$

$$N2 = \rho_{\text{beton}} \cdot S \cdot h = 25 \times 390.52 \times 0.30 = 2928.9 \text{ KN}$$

donc:

$$N = 57066.05 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 983248.04 \text{ kN.m}$$

$$M_s / M_r = 7.5 > 1.5 \text{ (condition vérifier)}$$

$$M_s / M_r = 1.96 > 1.5 \text{ (condition vérifier)}$$

**Charges appliquées sous le radier :**

$F_{el} = 190.99 \text{ KN/m}^2$

$F_{ser} = 140.47 \text{ KN/m}^2$

**Vérification de la contrainte de cisaillement des nervures :**

Pour cette vérification on admet les section suivant du nervures  $B = 55 \text{ cm}$  ,  $h = 100 \text{ cm}$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = V_u / b * d$  ;  $V_u = 1244.274 \text{ KN}$

$\tau_u = 2.33 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa}$  (condition vérifier)

**VI.4.6 Calcul de ferrailage**

**VI.4.6.1 Ferrailage de la nervure**

**Armatures longitudinales :**

**Tableau VI.6** Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisis</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	1319.71	43.46	9 HA 25 = 44.18
Appui	-1013.48	32.46	7 HA 25 = 34.36

**Vérification des contraintes à L'ELS :**

**Tableau VI.7** Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kN.m)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_{\bar{b}}$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{\bar{s}}$	Vérification
Travée	44.18	983.25	11.43	15	195.77	201.63	Oui
Appui	34.36	-739.65	9.17	15	164.23	201.63	Oui

**Armatures transversales :**

**Zone nodale :**  $A_t = 5 \text{ HA } 10 \text{ cm}^2$

$S_t = 10$

**Zone courante:**  $A_t = 5 \text{ HA } 10 \text{ cm}^2$

$$St = 20\text{cm.}$$

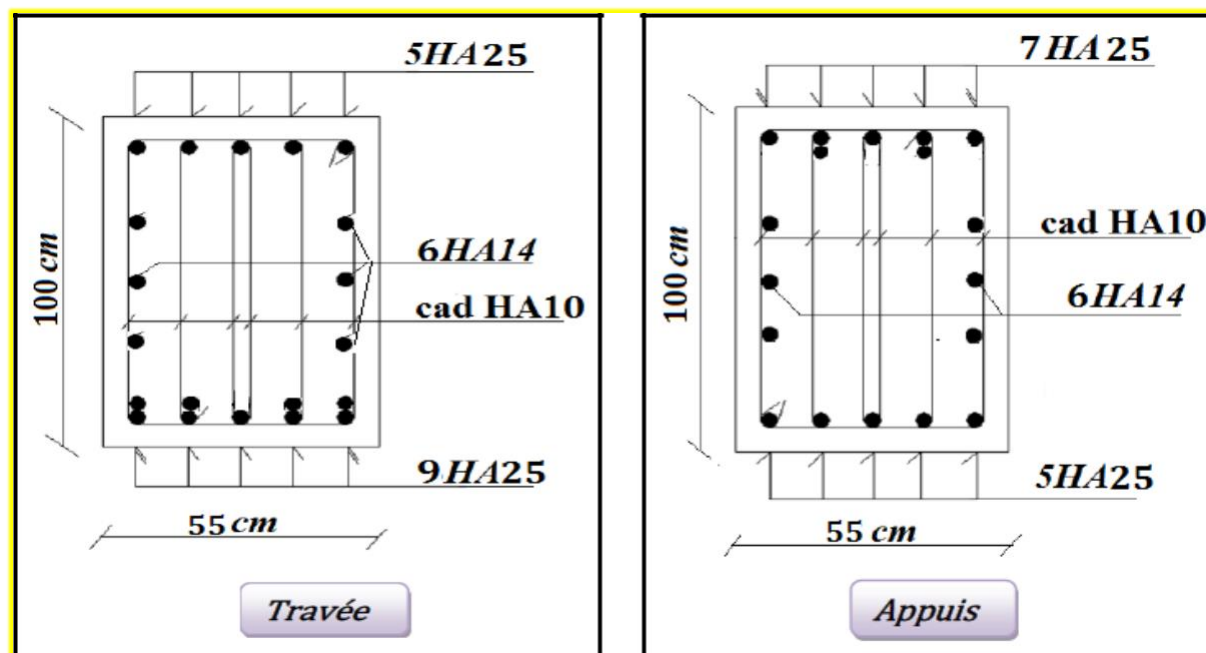
**Armatures de peau :**

Puisque les nervures à une hauteur de 100 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

On adopte :  $A_{r \text{ peau}} = 6 \text{ HA } 14 \text{ cm}^2$

**VI.4.6.2 Ferrailage du radier**

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93. Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,



**Figure IV.8** Schéma de ferrailage des nervures.

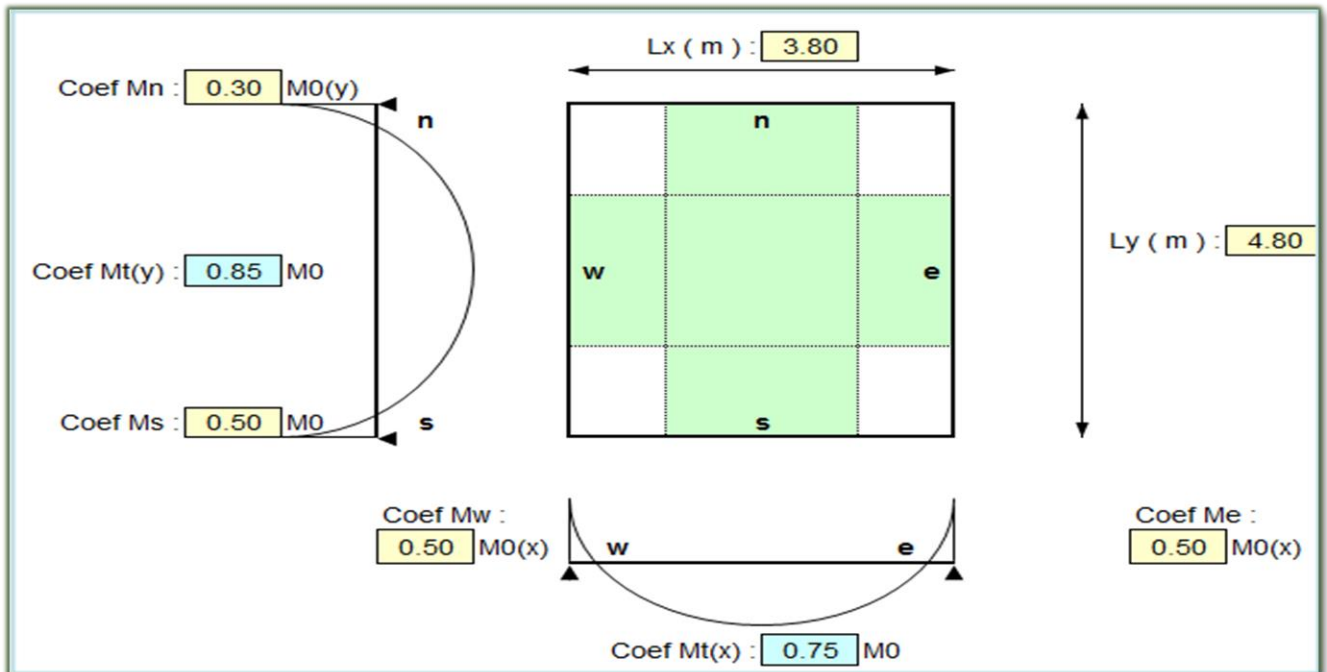


Figure VI.7 Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

**Détermination des moments :**

$$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2$$

avec :

$$P_u = 190.99 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 157.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 92.71 \text{ KN.m}$$

**Travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 118.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 78.81 \text{ KN.m}$$

**Appui :**

$$M_{aw} = 0.5 \times M_x = 78.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ae} = 0.5 \times M_x = 78.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{an} = 0.3 \times M_y = 27.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0.5 \times M_y = 46.36 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.8 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier**

		Acal (cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )	Espacement (cm)	Achoisis(cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )
Travée	Sens X	13.38	10	10 HA 14 = 15.39
	Sens Y	8.74	15	6 HA 14 = 9.24
Appui	Sens X	8.72	15	6 HA 14 = 9.24
	Sens Y	5.05	15	6HA 14 = 9.24

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_u = \frac{p_u \cdot L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y) + L_x}$$

$P_u = 190.99 \text{ KN/m}^2$

$V_u = 259.97 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / ep \cdot c$  ;  $ep = 30 \text{ cm}$  ,  $c = 3 \text{ cm}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\tau_u = 0.963 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$       **(condition vérifier)**

**VI.7 Les longrines**

**VI.7.1 Introduction**

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

**VI.7.2. Pré dimensionnement :** [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◀◀:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S3

On adopte: (b x h) = (30 x 30) cm<sup>2</sup>.

### VI.7.3. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F",  $F_u = N_u / \alpha \geq 20 \text{KN}$

$N_u$  : effort normal a la base du poteau le plus sollicite.

$\alpha$  : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas :  $\alpha = 12$  (Zone IIb ; SiteS3).

$F_u = 1444.52 / 12 = 120.37 \text{KN}$

$F_{ser} = 1053.06 / 12 = 87.75 \text{KN}$

### VI. 7.4 Ferrailage

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

**E.L.U :**

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = 120.37 * 10^3 / 348 = 3.45 \text{cm}^2$$

**Section minimale donnée par le RPA 99**

$A_r \geq 0.6\% B$

Alors :  $A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 30)$  ,  $A_r \geq 5.40 \text{ cm}^2$

Alors on adopte : **Achoisi = 4 HA 12 = 6.16 cm<sup>2</sup>**

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\sigma_s = F_{ser} / A = 129.42 \text{ Mpa} \leq \sigma_s = 201.6 \text{ Mpa}$  **(condition vérifier)**

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄ qui doit être inférieur au Min (20 cm 15Φ).



**Section :**

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{l \max}}{3} = 12/3 = 4 \text{ mm}$$

On adopte:

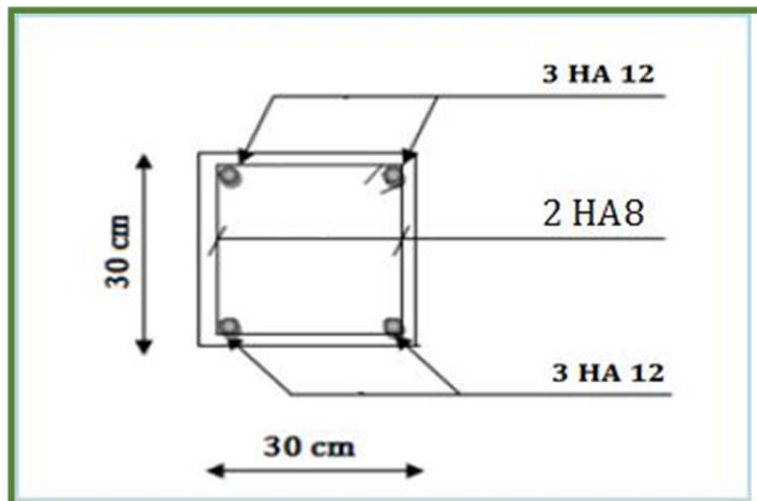
$$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4\varnothing 8 = 201 \text{ mm}^2$$

**Espacement :**

$$St \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varnothing l) = \min(20 \text{ cm}; 21 \text{ cm})$$

On adopte:  $St = 15 \text{ cm}$



**Figure VI.9** Ferrailage des longrines

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master2, 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 pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

# Bibliographie

## Documents réglementaires :

- ❖ [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.  
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- ❖ [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.  
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- ❖ [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

## Manuels techniques :

- ❖ [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- ❖ [5] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».
- ❖ [6] : Choisir et réaliser les fondations «HENRY RENAUD ».

## Logiciels :

- ❖ SAP 2000 V 19.1.0
- ❖ ROBOT EXPERT 2010
- ❖ AUTO CAD 2016

