

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**



**Université Saad Dahleb Blida 1**

**Faculté De Technologie**

**Département de Génie Civil**

## **MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE**

**Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil**

**Option : Structure**

### **THÈME**

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT A USAGE  
BUREAUX ET HABITATION EN (R+9 ETAGES + SOUS-SOL)  
EN BETON ARME**

Etudié et réaliser par

**M<sup>lle</sup> MOUTARI LAOUALI Nana Mariama**

**Devant le jury composé de :**

<b>M<sup>r</sup>. AMAR BOUZID</b>	<b>U. Saad Dahleb-Blida</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup>. MESSAOUDI.F</b>	<b>U. Saad Dahleb-Blida</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup>. SALAMA. FZ</b>	<b>U. Saad Dahleb-Blida</b>	<b>Promotrice</b>
<b>M<sup>me</sup>. BOULEGHBAR. K</b>	<b>U. Saad Dahleb-Blida</b>	<b>Co-Promotrice</b>

**Blida, Juin 2023.**

# Remerciements

Avant tout, je suis reconnaissante envers Allah pour la volonté et la force qu'il m'a conféré pour la réalisation de ce travail.

Je souhaite remercier ma promotrice **Mme. SALAMA Fatma Zohra** et ma co-promotrice **Mme. K BOULEGHBAR** pour leur soutien, leur disponibilité, leur aide et les précieux conseils au cours de l'élaboration de ce projet. Je vous souhaite du succès dans vos vies personnelle et professionnelle.

Je remercie les honorables membres du jury qui prendront le temps de lire et évaluer ce travail.

Je remercie également les chefs de projet (architectes) de l' " OPGI " pour m'accepter et m'encadrer durant mon stage.

Pour finir, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers les enseignants du département de génie civil de l'université de SAAD DAHLEB qui ont contribué à ma formation.

## Dédicaces.

A Mon défunt père,  
Précieuse source d'inspiration et de motivations,  
Aucun mot ne sera à la hauteur pour exprimer, ma gratitude, mon amour  
Pour votre confiance placé en moi

Ma chère maman,  
Pour son soutien et son sacrifice  
Qui n'as jamais cesse de prier pour moi  
Qui n'a ménagé aucun effort pour me voir atteindre ce jour.

A Mes frères, Mes sœurs, A mes amies  
A Tous ceux qui de loin ou de près, de jour comme de nuit  
M'ont toujours encouragé et poussée à aller de l'avant.

**Je vous dédie ce travail**

## ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة مبنى خرساني مسلح، يتكون من 9 طوابق وطابق أرضي وقبو . يقع هذا المبنى في ولاية البليدة التي تعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع. تم التصميم وفقا للوائح تم إجراء الدراسة الديناميكية . (RPA99 2003 الإصدار ، CBA93، BAEL 91) المعمول بها ETABS V18 باستخدام برنامج

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، RPA99 ، CBA93 ، BAEL91 ، ETABSV18.

## RESUME

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, constituée de 9 étages, d'un rez-de-chaussée et un sous-sol. Ce bâtiment se situe à, la wilaya de Blida, qui est considérée comme une zone à forte activité sismique. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABSV18.

**Mots clés :** béton armé, RPA99, CBA93, BAEL91, ETABSV18.

## ABSTRACT

The aim of this work is the study of a reinforced concrete building, consistituted of 9 floors, a ground floor and basement. This building is located in, Wilaya of Blida, which is part of the zone of strong seismicity. The design was elaborated according to RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91. The dynamic study was performed using ETABSV18 software.

**Keywords:** reinforced concrete, RPA99 , CBA93, BAEL91, ETABSV18

## TABLE DES MATIERES

**Remerciements**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Liste des symboles**

**INTRODUCTION GÉNÉRALE ..... 1**

### **CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

I.1	Introduction.....	4
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2.1	Caractéristiques géométriques.....	4
I.3	Définition des éléments de l'ouvrage.....	4
I.3.1	Plancher.....	4
I.3.2	Les poteaux.....	5
I.3.3	Les poutres.....	5
I.3.4	Escalier.....	5
I.3.5	Maçonnerie.....	5
I.3.6	Revêtement.....	5
I.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.4.1	Béton.....	6
I.4.2	Aciers.....	9

### **CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS**

II.1	Introduction :.....	13
II.2	Pré dimensionnement des planchers :.....	13
II.2.1	Dalle en corps creux :.....	13
II.3	Evaluation des charges et surcharges :.....	13
II.3.1	Charges permanente :.....	14
II.3.2	Charge d'exploitation :.....	15
II.4	Pré dimensionnement des poutres.....	15
II.5	Pré dimensionnement des poteaux.....	16
II.5.1	Principe :.....	16
II.5.2	Etapes de pré dimensionnement (calcul).....	16
II.5.3	Dégression des charges d'exploitation.....	16
II.5.4	Dimensionnement des poteaux.....	17

II.5.5	Condition de stabilité .....	17
II.5.6	Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple 18	
II.5.7	Calcul des poteaux : .....	19
II.6	Pré dimensionnement des voiles : .....	20
<b>CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES</b>		
III.1	Introduction .....	23
III.2	Acrotère .....	23
III.2.1	Evaluation des charges : .....	24
III.2.2	Calcul des efforts .....	25
III.2.3	Ferraillage de l'acrotère .....	25
III.2.4	Vérification de la section d'acier .....	26
III.2.5	Armatures de répartitions : .....	27
III.2.6	Vérification à L'E.L. S : .....	27
III.3	Plancher en corps creux .....	29
III.3.1	Pré dimensionnement des poutrelles .....	30
III.3.2	Méthode de calcul .....	30
III.4	ESCALIER : .....	41
III.4.1	Introduction : .....	41
III.4.2	Caractéristiques Géométriques .....	41
III.4.3	Evaluation des charges et surcharges .....	43
III.4.4	Détermination des efforts internes : .....	43
<b>CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE</b>		
IV.1	Etude dynamique .....	51
IV.1.1	Introduction .....	51
IV.1.2	Modélisation mathématique : .....	51
IV.2	Modélisation de la structure : .....	51
IV.3	Objectifs de l'étude sismique : .....	52
IV.3.1	Stratégie du calcul sismique .....	52
IV.3.2	Choix de la méthode de calcul .....	53
IV.3.3	Analyse spectrale .....	53
<b>CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX</b>		
V.1	Introduction .....	66
V.2	Ferraillage des poteaux .....	66

V.2.1	Combinaison des charges.....	66
V.2.2	Recommandation selon.....	67
V.2.3	Sollicitations de calcul.....	68
V.2.4	Ferraillage.....	69
V.2.5	Choix des armatures.....	70
V.2.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	70
V.2.7	Vérification de l'effort tranchant.....	71
V.2.8	LONGUEUR DE RECOUVREMENT :.....	73
V.3	Ferraillage des poutres.....	74
V.3.1	Prescriptions.....	74
V.3.2	Combinaison des charges :.....	75
V.3.3	Sollicitations de calcul.....	75
V.3.4	Calcul des Armatures longitudinales.....	75
V.3.5	Condition de non fragilité.....	76
V.3.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	76
V.3.7	Vérification des contraintes :.....	77
V.3.8	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	78
V.3.9	Recouvrement des armatures longitudinales.....	79
V.3.10	Vérification de la flèche :.....	80
V.4	Ferraillage des voiles.....	82
V.4.1	Introduction.....	82
V.4.2	Le système de contreventement.....	82
V.4.3	Introduction au ferraillage des voiles.....	83
V.4.4	Justification sous sollicitations normales.....	84
V.4.5	Procédure De Ferraillage Des Trumeaux.....	88

## **CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1	Introduction.....	98
VI.2	Choix de type de fondation.....	98
VI.3	Calcul des fondations.....	98
VI.3.1	Semelle isolée.....	99
VI.3.2	Semelles filantes.....	100
VI.3.3	Radier générale.....	100
VI.4	Pré dimensionnement de radier nervure.....	101
VI.4.1	Dalle :.....	101

VI.4.2	Nervure .....	102
VI.4.3	Caractéristiques Géométriques Du Radier.....	103
VI.4.4	Vérification de la stabilité du radier: .....	103
VI.4.5	Vérification des contraintes sous le radier :.....	105
VI.4.6	Détermination des sollicitations les plus défavorables :.....	107
VI.4.7	Ferraillage du radier :.....	107
VI.4.8	Vérifications nécessaires : .....	109
VI.5	Ferraillage Des Nervures :.....	110
VI.5.1	Calcul des efforts : .....	110
VI.5.2	Calcul des armatures longitudinales .....	110
VI.5.3	Vérifications nécessaires.....	110
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>114</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>		

## Liste des figures

<b>Figure I. 1:</b> Plancher a corps creux .....	5
<b>Figure I. 2:</b> Diagramme contraintes-déformations à l'ELU. ....	8
<b>Figure I. 3:</b> Diagramme contraintes-déformations à l'ELS. ....	9
<b>Figure I. 4:</b> Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU. ....	10
<b>Figure II. 1:</b> « Dalle en corps creux ».....	13
<b>Figure II. 2:</b> Coupes transversales des voiles.....	20
<b>Figure III. 1:</b> Dimensions de l'acrotère.....	23
<b>Figure III. 2:</b> Charges de l'acrotère .....	24
<b>Figure III. 3:</b> Coupe horizontale d'un acrotère. ....	25
<b>Figure III. 4:</b> Position de centre de pression. ....	27
<b>Figure III. 5:</b> Ferrailage de l'acrotère.....	29
<b>Figure III. 6:</b> Plancher corps creux.....	30
<b>Figure III. 7:</b> Dimensions de l'escalier.....	41
<b>Figure III. 8:</b> Schéma statique de l'escalier.....	42
<b>Figure III. 9:</b> Schéma statique .....	44
<b>Figure III. 10:</b> Ferrailage des escaliers.....	48
<b>Figure IV. 1:</b> Vue en plan du modèle depuis le logiciel.....	57
<b>Figure IV. 2:</b> Vue en 3D du modèle. ....	58
<b>Figure IV. 3:</b> Vue en plan du modèle avec disposition des voiles. ....	59
<b>Figure IV. 4:</b> Vue en 3D du modèle avec disposition des voiles. ....	59
<b>Figure V. 1:</b> Ferrailage poteau .....	73
<b>Figure V. 2:</b> Arrêts des barres.....	80
<b>Figure V. 3:</b> Ferrailage poutre.....	81
<b>Figure V. 4:</b> Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	84
<b>Figure V. 5:</b> Définition de l'élément mur.....	84
<b>Figure V. 6:</b> Murs non raidi latéralement. ....	85
<b>Figure V. 7:</b> Niveau de vérification. ....	87

<b>Figure V. 8:</b> Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	90
<b>Figure V. 9:</b> Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	91
<b>Figure VI. 1:</b> Semelles isolée sou poteaux .....	99
<b>Figure VI. 2:</b> Semelles filantes .....	100
<b>Figure VI. 3:</b> Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	100
<b>Figure VI. 4:</b> Schéma statique du bâtiment. ....	104
<b>Figure VI. 5:</b> Contraintes sous le radier.....	106
<b>Figure VI. 1:</b> Ferrailage des nervures .....	112

## Liste des tableaux

<b>Tableau II. 1:</b> Les charges permanentes sur le plancher (terrasse) .....	14
<b>Tableau II. 2:</b> Les charges permanentes sur le balcon (terrasse).....	14
<b>Tableau II. 3:</b> Les charges permanentes sur le plancher étage courant .....	14
<b>Tableau II. 4:</b> Pré dimensionnement des poutres .....	15
<b>Tableau II. 5:</b> Dégression des surcharges des charges d'exploitations .....	17
<b>Tableau II. 6:</b> Choix des sections des poteaux .....	20
<b>Tableau III. 1:</b> Longueur des 4 travées .....	32
<b>Tableau III. 2:</b> Calcul des efforts internes (M, T).....	36
<b>Tableau III. 3:</b> Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	37
<b>Tableau III. 4:</b> Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis. ....	38
<b>Tableau III. 5:</b> Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS. ....	40
<b>Tableau III. 6:</b> Evaluation des charges et surcharges pour le palier .....	43
<b>Tableau III. 7:</b> Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse.....	43
<b>Tableau III. 8:</b> Charges à l'ELU et l'ELS.....	44
<b>Tableau III. 9:</b> Calcul du ferrailage.....	45
<b>Tableau III. 10:</b> Vérification à l'E.L.S.....	47
<b>Tableau III. 11:</b> Vérification de la flèche de l'escalier. ....	48
<b>Tableau III. 12:</b> Récapitulatif de la vérification des flèches.....	48
<b>Tableau IV. 1:</b> Facteur de qualité.....	55
<b>Tableau IV. 2:</b> paramètre d'effort tranchant à la base.....	57
<b>Tableau IV. 3:</b> Période et pourcentage des masses modales effectives.....	58
<b>Tableau IV. 4:</b> Période et pourcentage des masses modales effectives du modèle 2.....	60
<b>Tableau IV. 5:</b> Vérifications des Résultante des forces sismiques.....	61
<b>Tableau IV. 6:</b> Vérifications des déplacements inter-étage.....	62
<b>Tableau IV. 7:</b> Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens X .....	63
<b>Tableau IV. 8:</b> Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens Y .....	63
<b>Tableau IV. 9:</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	64
<b>Tableau IV. 10:</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	64

<b>Tableau V. 1:</b> Sollicitations de calcul (situation durable) .....	68
<b>Tableau V. 2:</b> Sollicitations de calcul (situation accidentelle1(G+Q±E)).....	68
<b>Tableau V. 3:</b> Sollicitations de calcul (situation accidentelle(0,8G±E)) .....	68
<b>Tableau V. 4:</b> Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (situation durable).....	69
<b>Tableau V. 5:</b> Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (situation accidentelle1(G+Q±E)).....	69
<b>Tableau V. 6:</b> Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Situation accidentelle(0,8G±E)).....	69
<b>Tableau V. 7:</b> Choix des armatures des poteaux. ....	70
<b>Tableau V. 8:</b> Vérification des contraintes pour les poteaux.....	71
<b>Tableau V. 9:</b> Vérification des contraintes pour les poteaux.....	71
<b>Tableau V. 10:</b> Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement. ....	72
<b>Tableau V. 11:</b> Armatures transversales adoptées (Zone nodale) .....	72
<b>Tableau V. 12:</b> Armatures transversales adoptées (Zone courante) .....	72
<b>Tableau V. 13:</b> Vérification de Conditions de non-fragilité.....	73
<b>Tableau V. 14:</b> Sollicitations de calcul (Poutre).....	75
<b>Tableau V. 15:</b> Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutre ) ...	75
<b>Tableau V. 16:</b> Choix des armatures pour les poutres.....	76
<b>Tableau V. 17:</b> Vérification de la condition de non fragilité.....	76
<b>Tableau V. 18:</b> Vérification vis-à-vis de L'état limite de service .....	77
<b>Tableau V. 19:</b> Vérification vis-à-vis de L'état limite de service .....	78
<b>Tableau V. 20:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	78
<b>Tableau V. 21:</b> Calcul des armatures transversales. ....	79
<b>Tableau V. 22:</b> récapitulatif du calcul de la flèche. ....	81
<b>Tableau V. 23 :</b> Valeurs de (lf/l).....	85
<b>Tableau V. 24:</b> Calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .....	86
<b>Tableau V. 25:</b> Aciers verticaux et horizontaux. ....	87
<b>Tableau V. 26:</b> Aciers transversaux.....	88
<b>Tableau V. 27:</b> Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	93
<b>Tableau VI. 1:</b> Caractéristiques géométriques du radier. ....	103
<b>Tableau VI. 2:</b> Vérification des contraintes sous le radier à l'ELU.....	106
<b>Tableau VI. 3:</b> Vérification des contraintes sous le radier à l'ELS .....	107

<b>Tableau VI. 4:</b> Ferrailage du radier.....	109
<b>Tableau VI. 5:</b> Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	110
<b>Tableau VI. 6:</b> Ferrailage des nervures.....	110
<b>Tableau VI. 7:</b> Vérification des contraintes (Nervure).....	111

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.
- $C_p$  : Coefficient de pression nette.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $q_j$  : Pression dû au vent.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_r$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.
- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.
- $W_{sat}$  : Teneur en eau saturé.
- $W_L$  : Limite de liquidité.
- $W_p$  : Limite de plasticité.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $S_e$  : Tassement oedométrique.
- $S_e^T$  : Tassement total.
- $S_e^{adm}$  : Tassement admissible.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

La conception d'un projet en génie civil engendre la prise en considération des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

Dans le cadre de ce projet, nous allons procéder au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage de bureaux et d'habitations, implanté dans une zone de forte sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 9 étages.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première partie consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième partie présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles).
- La troisième partie présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers .....).
- La quatrième portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide d'un logiciel de calcul.
- La cinquième partie décrit le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel qui vont être vérifiés par rapport aux exigences du RPA 99.
- La sixième partie montre l'étude de sol et le calcul des éléments de l'infrastructure.
- On terminera le travail par une conclusion générale.

**CHAPITRE I:**  
**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

## I.1 Introduction

Ce projet présente l'étude d'un bâtiment composé d'un sous-sol à usage parking, un RDC + 8 étages à usage service (bureaux) et 1 étage à usage d'habitation, l'ouvrage sera implanté à Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien [2].

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'objectif de notre travail est l'étude d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Car il est à usage de bureaux et à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

### I.2.1 Caractéristiques géométriques

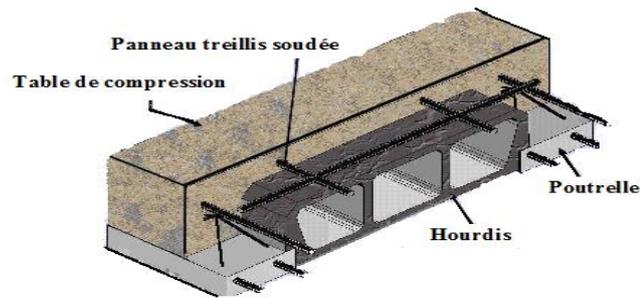
- Dimensions en élévation :
  - Hauteur totale du bâtiment .....31,79 m
  - Hauteur du rez-de-chaussée.....4.25 m
  - Hauteur de l'étage courant ..... 3,06 m
  
- Dimensions en plan :
  - Longueur totale en plan .....17 m
  - Largeur totale en plan .....15,3 m
  - Hauteur sous-sol .....2,55 m

## I.3 Définition des éléments de l'ouvrage

### I.3.1 Plancher

Nous avons opté pour un plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 55cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.



**Figure I. 1:** Plancher a corps creux

### I.3.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

### I.3.3 Les poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre principale
- Poutre secondaire

### I.3.4 Escalier

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers à deux volées avec un paliers de repos.

### I.3.5 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (*10 cm* et *15 cm* d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de *10 cm* d'épaisseur.

### I.3.6 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de *2cm* pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

## I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [1] et tous les règlements applicables en Algérie ([2] et [3]).

### I.4.1 Béton

#### I.4.1.1 Composition du béton

Il est constitué :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
- D'un mélange granulaire (sable + gravier),
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.

Pour le mélange granulaire, un sable et deux classes de gravier (8/15 et 15/25) sont utilisées afin d'avoir un mélange avec une bonne compacité.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne durabilité.

**Remarque :** « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton ».

#### I.4.1.2 Résistance du béton :

##### ○ Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «  $j$  » jours, généralement à 28 jours. La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16x32) cm<sup>2</sup>. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 j de 25 MPa

Pour notre étude on prendra :  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ .

NB : cette valeur est obtenue pour une composition de béton courant.

○ **Résistance du béton à la traction :**

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

- Essai par traction directe
- Essai par fendage (essai brésilien) selon la norme NF-P-408.
- Essai par flexion selon la norme NF-P 18-407.

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans cette relation  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa et elle n'est pas valable que pour

$$f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

#### I.4.1.3 Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de «Young ou *module de déformation longitudinale*», il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

○ **Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

○ **Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### I.4.1.4 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

$$v = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- E.L.U :  $v = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)
- E.L.S :  $v = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

#### I.4.1.5 Poids volumique

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

#### I.4.1.6 Les contraintes limites de calcul

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

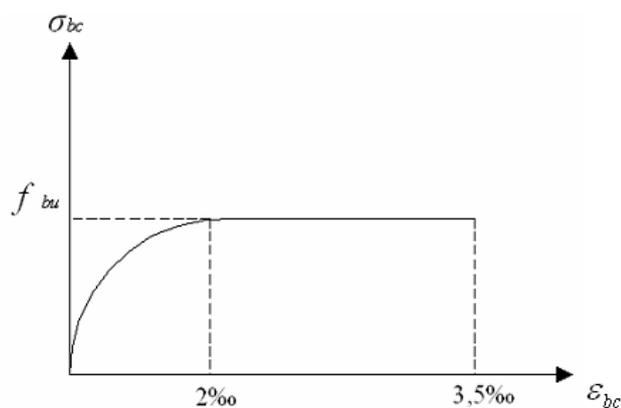
L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$



**Figure I. 2:** Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

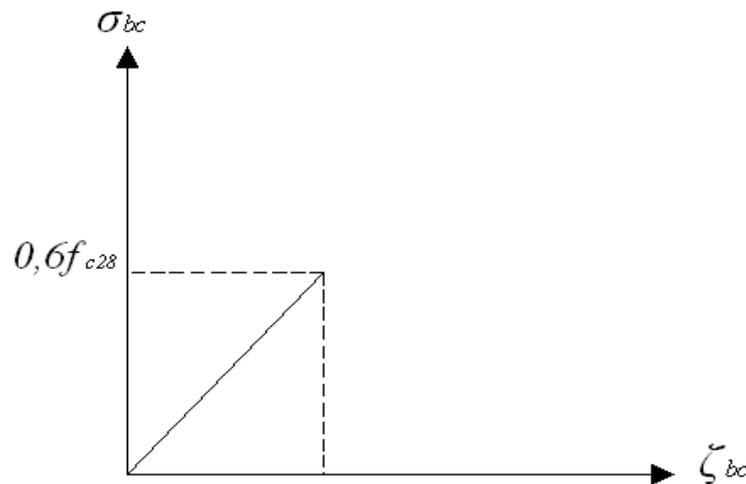
○ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$



**Figure I. 3:** Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

## I.4.2 Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) :  $FeE40$
- Treillis soudés (TS) :  $TLE52 \varnothing = 5 \text{ mm}$  pour les dalles.

### I.4.2.1 Les limites élastiques

- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520 \text{ MPa}$ .

### I.4.2.2 Module d'élasticité des aciers

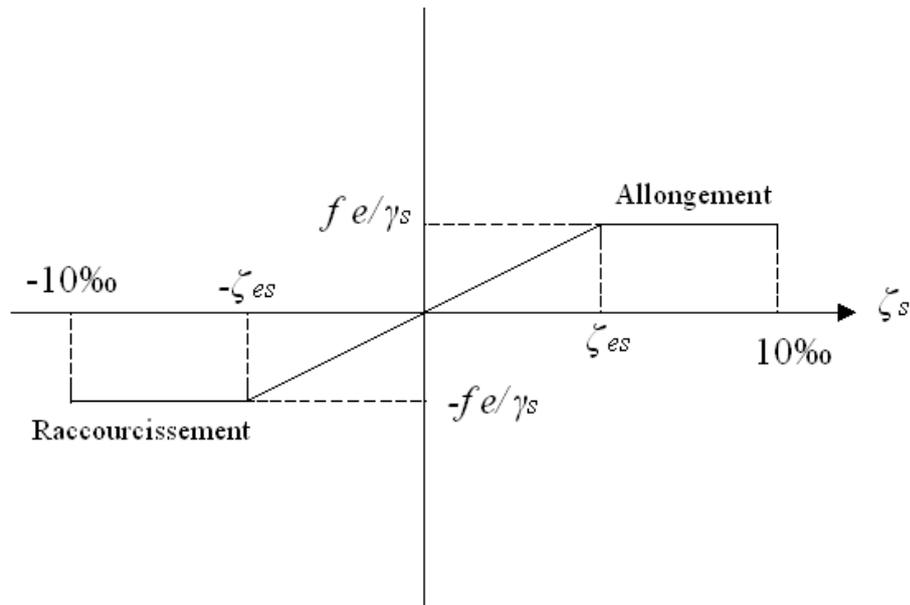
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

### I.4.2.3 Les contraintes limites de calcul

- Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure I. 4:** Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\zeta_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier. :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers Fe 400 on a :  $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1.10^5} = 1,66\text{‰}$

---

○ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

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

- En peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration  $\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté «  $n$  » est le rapport de :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$n$ : Coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : Module de déformation du béton.

**CHAPITRE II :**  
**PRÉDIMENSIONNEMENT DES**  
**ÉLÉMENTS**

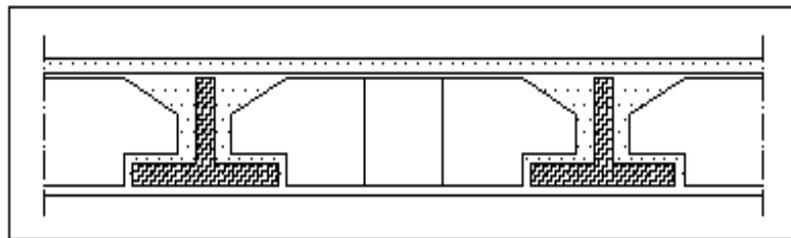
## II.1 Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape importante dans un projet de génie civil.

Le principe de pré dimensionnement de ces éléments se base sur la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes suivants.

## II.2 Pré dimensionnement des planchers :

### II.2.1 Dalle en corps creux :



**Figure II. 1:** « Dalle en corps creux ».

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

Avec :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

On a:  $L = 420 - 40 = 380\text{cm}$

d'où  $15,2\text{cm} < h_t < 19\text{cm}$

Donc on adopte une épaisseur de :  $(16+5)\text{ cm}$  [2]

$h_t = 21\text{ cm}$

16 cm Pour le corps creux.

5 cm Pour la dalle de compression.

## II.3 Evaluation des charges et surcharges :

Cette opération a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

Elles sont présentées dans [4].

### II.3.1 Charges permanente :

#### II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II. 1:** Les charges permanentes sur le plancher (terrasse)

Désignation de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	17	4	0,85
Étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,20
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle corps creux	/	21	2,80
Enduit de plâtre	10	2	0,20
$\Sigma$	/	/	<b>6,33</b>

#### II.3.1.2 Balcon :

**Tableau II. 2:** Les charges permanentes sur le balcon (terrasse)

Désignation de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	17	5	0,85
Étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	11	2,42
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle pleine	25	15	3,75
Enduit de plâtre	10	2	0,20
$\Sigma$	/	/	<b>7,50</b>

#### II.3.1.3 Plancher étage courant :

**Tableau II. 3:** Les charges permanentes sur le plancher étage courant

Désignation de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	25	2	0,50
Mortier de Pose	20	2	0,40
Lit de sable	18	2	0,36
Dalle corps creux	/	20	2,80
Enduit de plâtre	10	2	0,20
Cloisons légères	/	10	1,00
$\Sigma$	/	/	5,26

### II.3.2 Charge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par [4] comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC et étages courant (service)..... Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage 9 (habitation)..... Q = 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Escaliers..... Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Balcon..... Q = 3,5 kN/m<sup>2</sup>

### II.4 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en choisissant des sections des poutres selon les formules empiriques données par [1] et vérification selon [2].

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Et  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$b \geq 20$  ;  $h \geq 30$  ;  $h/b \leq 4$

h: hauteur de la poutre.

L<sub>max</sub>: longueur de la plus grande portée entre axe.

**Tableau II. 4:**Pré dimensionnement des poutres

	<b>Poutre Principale</b>	<b>Poutre secondaire</b>
<b>Selon le BAEL91 (pré -dimensionnement)</b>		
$L/15 \leq h \leq L/10$	L = 400 cm $26,66 \leq h \leq 40$ (cm) <b>h=40cm</b>	L = 380 cm $25,33 \leq h \leq 38$ (cm) <b>h=35cm</b>
$0.4 h \leq b \leq 0.7h$	$16 \leq b \leq 28$ (cm) <b>b= 30cm</b>	$14 \leq b \leq 24.5$ (cm) <b>b= 30cm</b>
<b>Selon le RPA99/V2003 (vérification)</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h \geq 30</math>cm</li> <li>• <math>b \geq 30</math>cm</li> <li>• <math>h/b \geq 4</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>h=40 \geq 30</math> (cm)</li> <li><math>b=30 \geq 30</math> (cm)</li> <li><math>40/30 = 1.6 \leq 4</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>h=35 \geq 30</math> (cm)</li> <li><math>b=30 \geq 30</math> (cm)</li> <li><math>35/30 = 1.5 \leq 4</math></li> </ul>

## II.5 Prédimensionnement des poteaux

### II.5.1 Principe :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

### II.5.2 Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par [2]

### II.5.3 Dégression des charges d'exploitation

La règle de dégression donnée par les règlements [4] qui recommandent d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante.

Donc :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 9<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$$

$n$  : Numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

**Tableau II. 5:**Dégression des surcharges des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Surcharge	$\sum$ surcharge	$\sum$ surcharge KN/m <sup>2</sup>
Terrasse	$Q_0$	$\sum_0=Q_0$	1
09	$Q_1$	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2.50
08	$Q_2$	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	4.8
07	$Q_3$	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	6.85
06	$Q_4$	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8.65
05	$Q_5$	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	10.2
04	$Q_6$	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	11.5
03	$Q_7$	$\sum_7=Q_0+0,71(Q_1+..... +Q_7)$	12.71
02	$Q_8$	$\sum_8=Q_0+0,69(Q_1+..... +Q_8)$	14.11
01	$Q_9$	$\sum_9=Q_0+0,67(Q_1+..... +Q_9)$	15.4
RDC	$Q_{10}$	$\sum_{10}=Q_0+0,65(Q_1+..... +Q_{10})$	16.6
Parking	$Q_{11}$	$\sum_{11}=Q_0+0,63(Q_1+..... +Q_{11})$	17.7

#### II.5.4 Dimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

#### II.5.5 Condition de stabilité

L'élançement du poteau considéré

- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration.
- $I$  : Moment d'inertie.

NB: Dans notre cas les poteaux sont bi encastés, leurs longueurs de flambement est égale à:

$$l_f = 0,7 l_0$$

Sachant que :

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

$$B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

### II.5.6 Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

D'où la section réduite du poteau ( $B_r$ ) est égale à :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \quad [1]$$

Avec :

$N_u$  : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

A: la section d'acier minimale

$$A_{s \min} = 1\% B_r$$

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenu, en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie telle que :

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2.$$

- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$
- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ).
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers ( $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ).
- $\alpha$  est un coefficient en fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre  $\lambda = 35$

En faisant l'application numérique  $B_r$  sera égale à :

$$B_r \geq 0,064 N_u \quad ( B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN } )$$

**II.5.7 Calcul des poteaux :**

On calcule la surface totale reprise par le poteau le plus sollicité, et on adopte :

$$S_{\text{total}} = 12,05 \text{ m}^2$$

**Les charges :****✓ Plancher terrasse :**

\* Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse :  $6,33 \times 12,05 = 76,27 \text{ kN}$
- Poids des poutres principale :  $0,30 \times 0,40 \times 3,65 \times 25 = 10,95 \text{ kN}$
- Poids des poutres secondaire :  $0,30 \times 0,35 \times 3,3 \times 25 = 8,66 \text{ kN}$
- Poids des poteaux :  $0,30 \times 0,30 \times 25 \times (4,25 - 0,4) = 8,66 \text{ kN}$

---


$$\Sigma = 104,54 \text{ kN}$$

\* Surcharges d'exploitation (Q) :

$$\text{Surcharge du plancher terrasse : } S \times Q_{\text{terrasse}} = 12,05 \times 1,00$$

$$N_Q = 12,05 \text{ kN}$$

**✓ Plancher étage courant :**

\* Charges permanentes (GC) :

- Poids propre du plancher courant :  $5,26 \times 12,05 = 63,38 \text{ kN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,30 \times 0,40) \times 3,65 \times 25 = 10,95 \text{ kN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,35) \times 3,3 \times 25 = 8,66 \text{ kN}$
- Poids des poteaux :  $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times (4,25 - 0,4) = 8,66 \text{ kN}$

---


$$\Sigma = 91,65 \text{ kN}$$

\* Surcharges d'exploitation (QC) :

$$\text{Surcharge du plancher : } (S_t \times Q_{\text{étage}}) = 2,5 \times 12,05$$

$$Q = 30,125 \text{ kN}$$

**Tableau II. 6:** Choix des sections des poteaux

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09 <sup>ème</sup>	104,54	30,12	134,66	186,3	119,2	12,91	30×30	30x30
08 <sup>ème</sup>	187,91	57,84	245,75	340,44	217,8	16,75	30×30	30x30
07 <sup>ème</sup>	271,28	82,54	353,82	490,03	313,62	19,71	30×30	30x30
06 <sup>ème</sup>	354,65	104,23	458,88	635,12	406,47	22,16	30×30	40x40
05 <sup>ème</sup>	438,02	122,91	560,93	775,7	496,44	24,28	30×30	40x40
04 <sup>ème</sup>	521,3	138,57	659,87	911,61	583,43	26,15	30×30	40x40
03 <sup>ème</sup>	604,77	153,15	757,92	1046,16	669,54	27,87	30×30	40x40
02 <sup>ème</sup>	688,14	170,02	858,16	1184,02	757,77	29,52	30×30	40x40
01 <sup>er</sup>	771,51	185,57	957,08	1319,89	844,73	31,06	30×30	40x40
RDC	854,88	200,03	1054,91	1454,13	930,64	32,5	30×30	40x40
Parking	938,25	213,28	1151,53	1586,55	1015,4	33,86	30x30	45x45

Pour une section carrée  $Br = (a - 0,02)^2$  d'où :

$$a = \sqrt{Br} + 0,02 \text{ (m)}$$

## II.6 Pré dimensionnement des voiles :

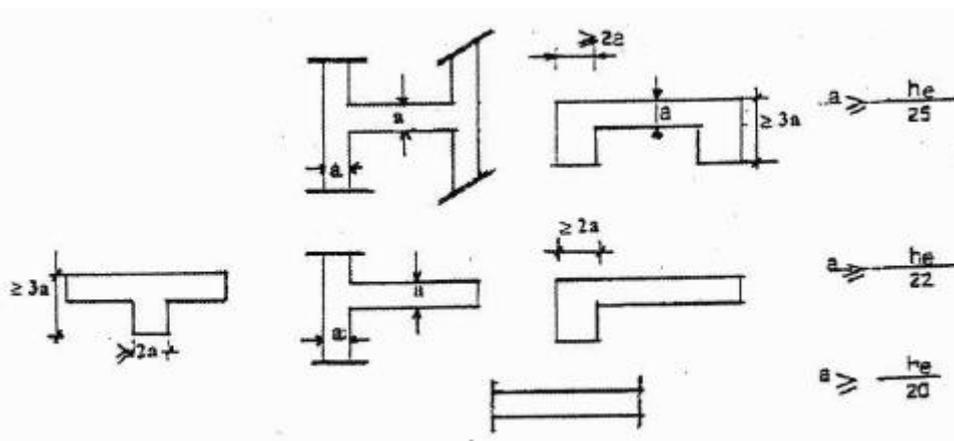
Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par [2]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après [2] « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.



**Figure II. 2:** Coupes transversales des voiles [2]

D'après [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et les conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre cas  $a \geq \frac{h_e}{20}$

On a :

RDC :

$$h_e = 4,25 - 0,40 = 3,85m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 19,25cm$$

Etage courant :

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 13,3cm$$

D'après [2] :  $a_{min} = 15cm$

$$L \geq 4a$$

$$4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$425 \geq 80 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée (RDC)}$$

$$306 \geq 80 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée (étage courant)}$$

**Conclusion :**

On opte  $a = 20cm$  pour le RDC et les étages courants

**CHAPITRE III :**  
**CALCUL DES ÉLÉMENTS**  
**SECONDAIRES**

### III.1 Introduction

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

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

- Acrotère.
- Plancher.
- Escalier.

### III.2 Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{ cm}$
- Hauteur  $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{ cm}$

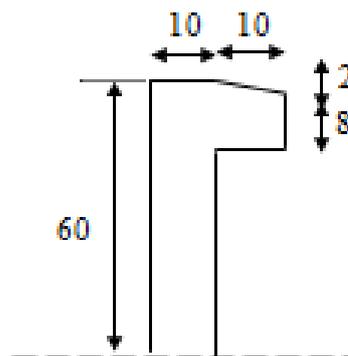


Figure III.1: Dimensions de l'acrotère.

### III.2.1 Evaluation des charges :

#### III.2.1.1 Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

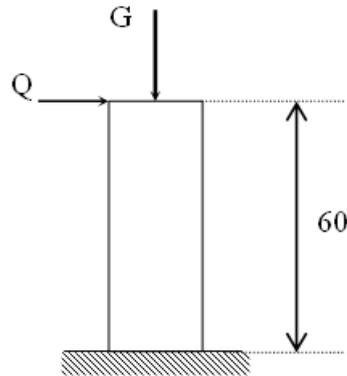


Figure III.2: Charges de l'acrotère

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 m^2$$

- Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN / ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ;  $\rho=14kN/m^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \times 10^{-2} = 0,392 kN / ml$$

$$G = 2,117 kN/ml$$

#### III.2.1.2 Charge d'exploitation :

- $Q=1,00kN/ml$  (main courante).
- L'action des forces horizontales ( $F_p$ ) :

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p=4AC_pW_p$  [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA par la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ].....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 2,117 kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,693 kN.$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,693 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,693 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

**G=2,117 kN/ml et Q=1,693 kN/ml**

### III.2.2 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 2,858 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,523 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,539 \text{ kN}$$

**E.L.S:**

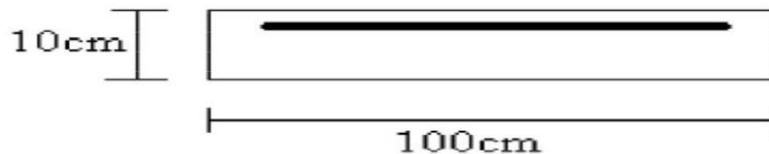
$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,02 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,693 \text{ kN}$$

### III.2.3 Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$



**Figure III.3:** Coupe horizontale d'un acrotère.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,523}{2,858} = 53,28 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

- **Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,608 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,028$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,9 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,94 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,72 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### III.2.4 Vérification de la section d'acier selon [1]

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; fe = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,08 \text{ cm}^2 \} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T6 = 1,41 cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

### III.2.5 Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6=1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_r = \frac{h}{3} \approx 15 \text{ cm}$

### III.2.6 Vérification à L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}.$$

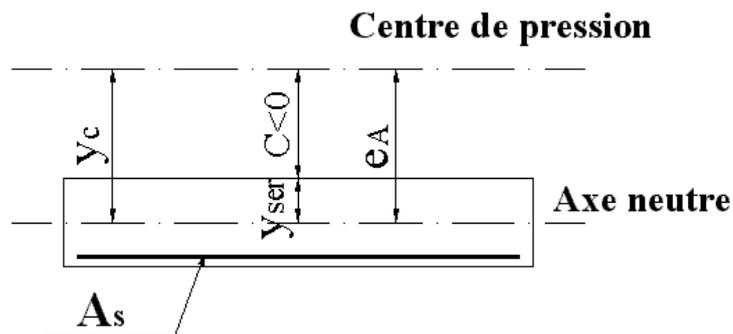


Figure III. 4: Position de centre de pression.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5481 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 155582,62 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,87.10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 172^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,48$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,38 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,24 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

**• Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1750,08 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

**• Vérification des contraintes :**

**Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1750,08.10^4} \right) \times 3,13 = 1,746 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 49,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

○ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{2,539 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,028 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

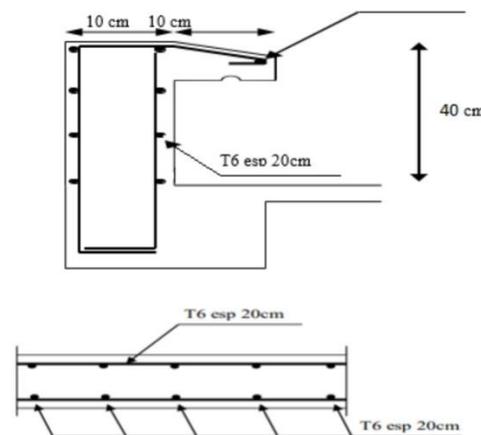
$$\bar{\tau}_u = \min[2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

D'où alors :

$$\tau_u = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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



**Figure III. 5:** Ferrailage de l'acrotère.

### III.3 Plancher en corps creux

Les planchers de notre ouvrage sont à corps creux du type  $(16 + 5) \text{ cm}$ . Elles sont constituées de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place.

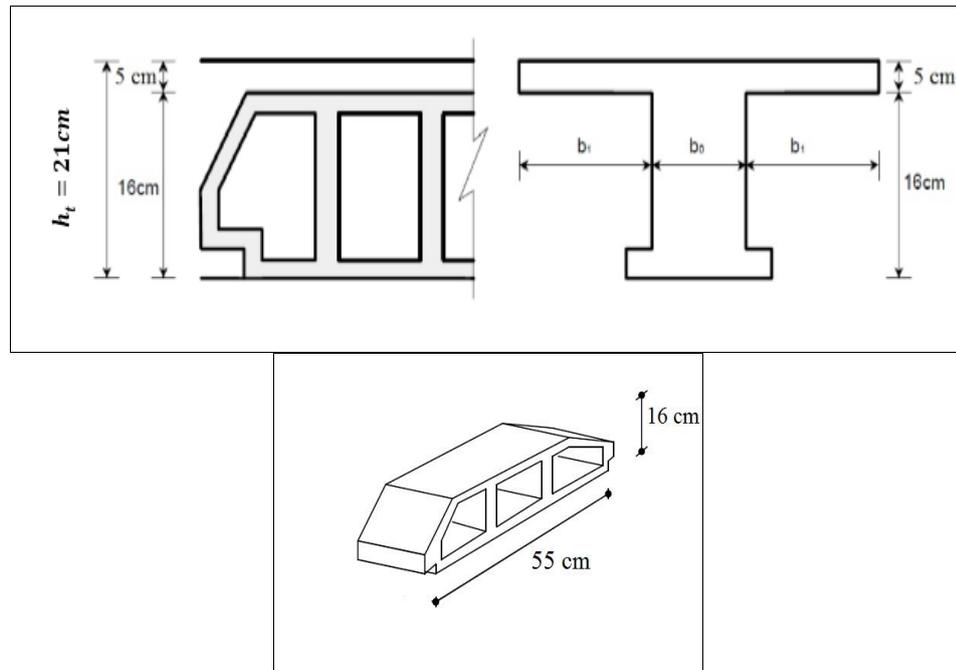


Figure III. 6: Plancher corps creux.

### III.3.1 Pré dimensionnement des poutrelles

$h_t$  : Hauteur totale (hourdis + dalle de compression).

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) h_t = (8,4 \text{ cm} ; 12,6 \text{ cm})$$

On prendra  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{55 - 12}{2} \rightarrow b_1 = 22 \text{ cm}$$

### III.3.2 Méthode de calcul

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se fera selon l'une des méthodes suivantes :

#### III.3.2.1 Méthode forfaitaire

- **Domaine d'application :**

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables. Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ kN/m}^2$ .

$$Q \leq \min\left(2G ; 5 \frac{KN}{m^2}\right)$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.

○ **Principe de la méthode :**

Le principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée de comparaison. Cette dernière est la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Dans cette approche de calcul, on néglige la rigidité à la flexion des poteaux supportant les poutres et raideur à la torsion dans le cas de poutre supportant des dalles ou des poutrelles.

○ **Application de la méthode :**

Soit :  $\alpha$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation (charges non majorées) :

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

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (moment isostatique).

$M_e$  et  $M_w$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite de la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée considérée.

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

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \beta M_0$  Tel que :  $\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$  Pour une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$  Pour une travée intermédiaire.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
  - **0,6  $M_0$**  Pour une poutre à deux travées.

0,5 M<sub>0</sub> Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre.

0,4 M<sub>0</sub> Pour le cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

○ **Vérification des conditions d'application de la méthode :**

○  **$Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$  :**

Terrasse:  $Q_{\text{ter}} \leq \min(2G_{\text{ter}} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12,36; 5) \text{ KN/m}^2$

Etage courant:  $Q_{\text{éc}} \leq \min(2G_{\text{éc}} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,52 ; 5) \text{ KN/m}^2$

Etage courant:  $Q_{\text{éc}} \leq \min(2G_{\text{éc}} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,52 ; 5) \text{ KN/m}^2$

Condition vérifiée

•  **$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$  :**

**Tableau III. 1:**Longueur des 4 travées

Travée	Travée 1 m	Travée 2 m	Travée 3 m	Travée 4 m
	3,7	4,4	3,1	4,4
$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	0,84	1,41	0,7	

•  **$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$  :** Condition non vérifiée

• Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V

• La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

### III.3.2.2 Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

○ **Exposé de la méthode :**

• **Moment sur appuis :**

$M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$ .....Appuis intermédiaires

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

● **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$M_w$ ;  $M_e$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l_w'$  » à gauche et «  $l_e'$  » à droite, avec :

$l_w' = l$ .....pour une travée de rive

$l_e' = 0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

● **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

○ **Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1<sup>ère</sup> étape** : Avant le coulage de la table de compression.
- **2<sup>ème</sup> étape** : Après le coulage de la table de compression.

**Avant le coulage de la table de compression**

- Poutrelle de 4 travées
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1 \text{ kN/m}^2$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,55 \times 0,16 \times 12 = 1,05 \text{ kN/ml}$

$$\underline{\underline{G=1,206 \text{ kN/ml}}}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,55 = 0,55 \text{ kN/ml}$$

**Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,453 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 1,756 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,453 \times (4)^2}{8} = 5 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{1,756 \times (4)^2}{8} = 3,51 \text{ kNm}$$

- **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$$M_u = 5 \text{ Kn.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,45 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

**Après le coulage de la table de compression :**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

- **Evaluation des charges et surcharges :**

**Plancher terrasse :**

- **Charge permanentes :**

$$G=6,33 \times 0,55=3,48 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,55=0,55 \text{ kN/ml}$$

**Plancher courant :**

- **Charge permanente :**

$$G=5,26 \times 0,55=2,89 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=2,5 \times 0,55=1,375 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1,5 \times 0,55=0,825 \text{ kN/ml}$$

**Combinaison des charges :**

- **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=5,523 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q= 4,03 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=5,964 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q= 4,265 \text{ kN/ml}$$

- **Conclusion :**

Le plancher courant est le plus sollicité.

- **Calcul des efforts internes :**

**Poutrelles à quatre travées :**

$$\begin{cases} q_u = 5,96 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,26 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

**Tableau III. 2:**Calcul des efforts internes (M, T).

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	1,53	1,1	1-2	3,7	25,44	1,6	13,91	-8,13	9,94	-5,82
2	-9,15	-6,54	2-3	4,4	34,87	25,02	17,51	-19,29	12,51	-6,23
3	-10,23	-7,31	3-4	3,1	26,32	20,92	15,04	-16,34	10,75	-2,45
4	-7,77	-5,56	4-5	4,4	30,15	19,80	14,87	-17,38	10,98	-7,75
5	2,16	1,54		-	-	-	-	-	-	-

#### Diagrammes des efforts internes :

##### ○ Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

##### **E.L.U :**

$$M_{tu}^{\max} = 34,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 9,15 \text{ Kn.m}$$

$$T_u^{\max} = 19,29 \text{ kN}$$

##### **E.L.S :**

$$M_{tser}^{\max} = 25,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = 6,54 \text{ Kn.m}$$

$$T_{ser}^{\max} = 12,51 \text{ Kn}$$

○ **Ferraillage en travée :**

$h=21\text{cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$  ;  $b=55\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18,9\text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 50,26\text{kNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau III. 3:** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	A	Z (cm)	$\mu < 0,1$ 86	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	choi x	$A_s$ choi(cm <sup>2</sup> )
34,87	0,018	Oui	0	0,023	18,72	Oui	10‰	348	5,35	5T12	5,65

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,25\text{cm}^2 \quad A_s = \text{Max} \{5,35\text{cm}^2; 1,48\text{cm}^2\} = 5,35\text{cm}^2$$

Choix : 5T12 ( $A_s=5,65\text{ cm}^2$ )

○ **Ferraillage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{\max}=9,15\text{ kNm} < M_{tab}=50,26\text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

**Tableau III. 4:** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M <sub>tu</sub> (kNm)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A	Z(cm)	μ < 0,186	ζ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> choi(cm <sup>2</sup> )
9,15	0,032	Oui	0	0,041	18,58	Oui	10‰	348	1,41	2T12	2,26

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,41 \text{ cm}^2; 1,25 \text{ cm}^2\} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 (A<sub>s</sub> = 2,26 cm<sup>2</sup>)

○ **Vérifications :****Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : T<sub>u</sub><sup>max</sup> = 19,29 kN.

On doit vérifier que : τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub>

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**• **Appuis de rives :****Vérification de la compression du béton [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T<sub>u</sub> = 13,91 kN (appui de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,91 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,681 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

○ **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**
- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,29.10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,945 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification à l'E.L. S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton [1] :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b = 55 \text{ cm}$  (travée) ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  (appuis) ;  $c = c' = 2 \text{ cm}$

y : est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance «y» et le moment d'inertie «I» se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau III. 5:** Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	25,02	5,65	0	6,24	17698,59	8,82	Vérifiée
<b>Appuis</b>	6,54	2,26	0	4,24	11906,8	2,32	Vérifiée

### Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$$h=21 \text{ cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=18,9 \text{ cm} ; L=4,4 \text{ m} ; M_{tser}=25,02 \text{ kNm} ; M_0=\frac{q \times l^2}{8}=10,3 \text{ kNm}$$

$$A_s=3,39 \text{ cm}^2 ; f_e=400 \text{ MPa.}$$

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,047 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,025 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,047 < 0,382 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque les trois conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

### III.4 ESCALIER :

#### III.4.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

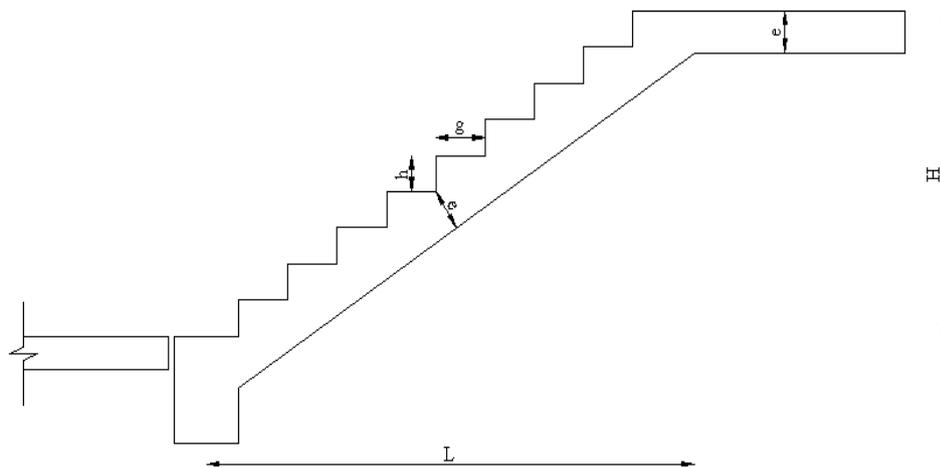


Figure III. 7: Dimensions de l'escalier.

#### III.4.2 Caractéristiques Géométriques

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

**Avec :**

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

**Avec :**

n : La racine de l'équation

Schéma statique de l'escalier :

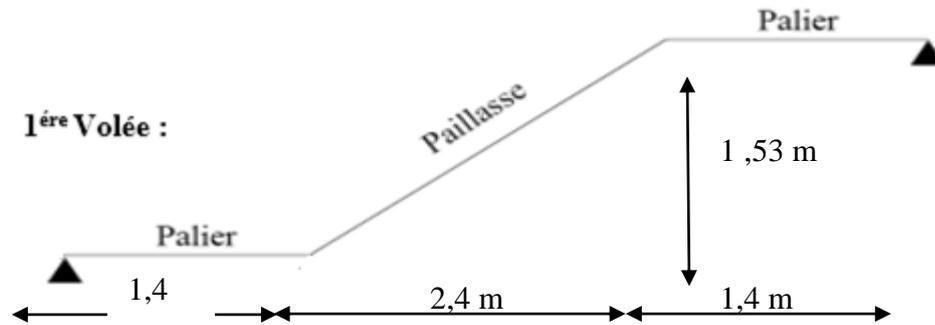


Figure III. 8:Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

**Solution :**

$$n_1 = 0,531 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

**Donc on prend :**

- le nombre de contre marche .....  $n=9$
- le nombre des marches .....  $n-1=8$

**Alors :**

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,3m = 30cm$$

• **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \text{ Vérifiée}$$

• **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 14,13cm \leq e \leq 21,2cm$$

$$\text{Avec : } l = 1,4 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,4 + \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} = 4,24m$$

On prend donc l'épaisseur  $e=20$  cm

**N.B :**Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

### III.4.3 Evaluation des charges et surcharges

- **Palier :**

**Tableau III. 6:**Evaluation des charges et surcharges pour le palier

Couche	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0,44
Lit de sable	2	0,36
Dalle pleine	20	5
Enduit de ciment	1,5	0,27
<b>Charge permanente G</b>		<b>6,07</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>		<b>2,5</b>

- **Volée :**

**Tableau III. 7:**Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse

Couche	Epaisseur (cm)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
		EC
Carrelage	2	0,44
Enduit de ciment	1,5	0,27
Poids propre de la marche	20	2,5
Poids propre de la paillasse	20	5
Gard corps	10	0,6
<b>Charge permanente G</b>		<b>8,81</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>		<b>2,5</b>

### III.4.4 Détermination des efforts internes :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

**Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Tableau III. 8: Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)
<b>Palier</b>	6,07	2,5	11,94	8,57
<b>Volée</b>	8,81	2,5	15,64	11,31

**Sollicitations :**

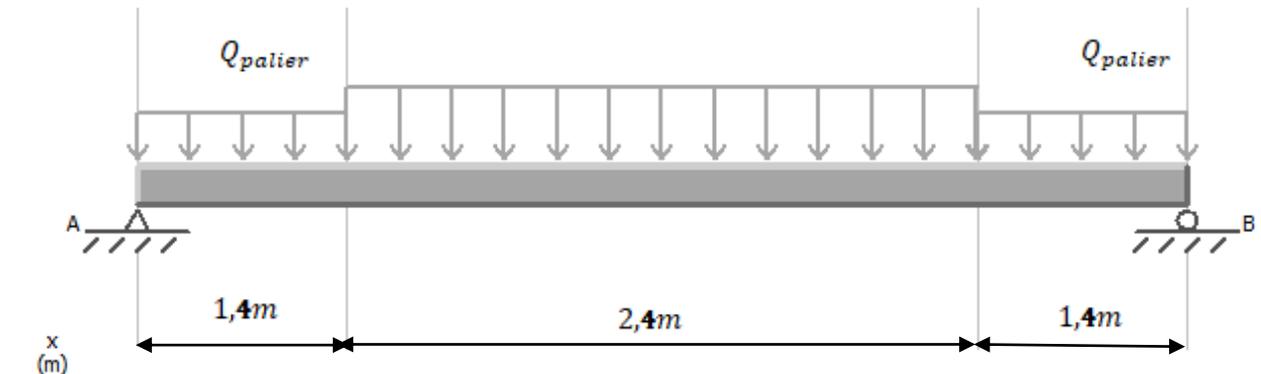


Figure III. 9:Schéma statique

○ **Sollicitations :**

$M_{max}$  : Moment fléchissant Isostatique maximum ;  $M_{max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8}$

$M_t$  : Moment fléchissant max sur travée ;  $M_t \approx 0,85 M_{max}$

$M_a$  : Moment fléchissant max sur appuis ;  $M_a \approx 0,50 M_{max}$

$L = 3,8 \text{ m}$

Moment isostatique :  $M_U = 28,23 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :  $T_U = 29,71 \text{ kN}$

Moment isostatique :  $M_{SER} = 20,41 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :  $T_{SER} = 21,49 \text{ kN}$

#### III.4.4.1 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 28,23 = 24 \text{ kNm}$

**En appui :**  $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 28,23 = 14,1 \text{ kNm}$

Tableau III. 9: Calcul du ferrailage.

	M [kNm]	M	$\alpha$	Z [cm]	As' [cm <sup>2</sup> ]	As [cm <sup>2</sup> ]	choix	A <sub>s</sub> <sup>Adoptée</sup> [cm <sup>2</sup> ]
<b>Travée</b>	24	0,092	0,12	12,84	0	5,37	5T12	5,65
<b>Appui</b>	14,11	0,054	0,07	13,12	0	3,09	5T10	3,93

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm .$

On prend : esp=20 cm

➤ **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20 cm

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.34cm^2/ml \leq A_r \leq 2.68cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm

- **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.77cm^2/ml \leq A_r \leq 1,55cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1,51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=30cm

**III.4.4.2 Vérifications :**○ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

**En travée:**  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots$  vérifié

**Sur appui :**  $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \min} \dots\dots\dots$  vérifié

○ **L'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} (3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  (Fissuration peu

nuisible).

$$T_u = 29,71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{29,71 \times 1000}{1000 \times 135} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**On doit aussi vérifier en zone d'appui :**

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 29,71 - \frac{14,11}{0,9 \times 0,135} = -86,42 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction  $\Rightarrow$  pas de vérification de la section.

○ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

○ **Vérification des contraintes du béton :**

○ **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

○ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 20,41 = 17,35 \text{ kNm}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 20,41 = 10,21 \text{ kN.m}$$

**Tableau III. 10:** Vérification à l'E.L.S.

	<b>M<sub>ser</sub>(KNm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b>
<b>Travée</b>	17,35	5.65	3,32	7877,78	6,05	Vérifiée
<b>Appui</b>	10,21	3.93	2,16	5601,69	3,21	Vérifiée

○ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{4,24} = 0,035 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,035 > 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

2 conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4,24 \text{ m} < 5\text{m.}$$

● **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

E<sub>i</sub>=32164,20MPa ; E<sub>v</sub>=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III. 11:** Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
17,35	5.65	227,46	3,933	1,57	0.371	42156,3	10410,564	17883,174

Donc :

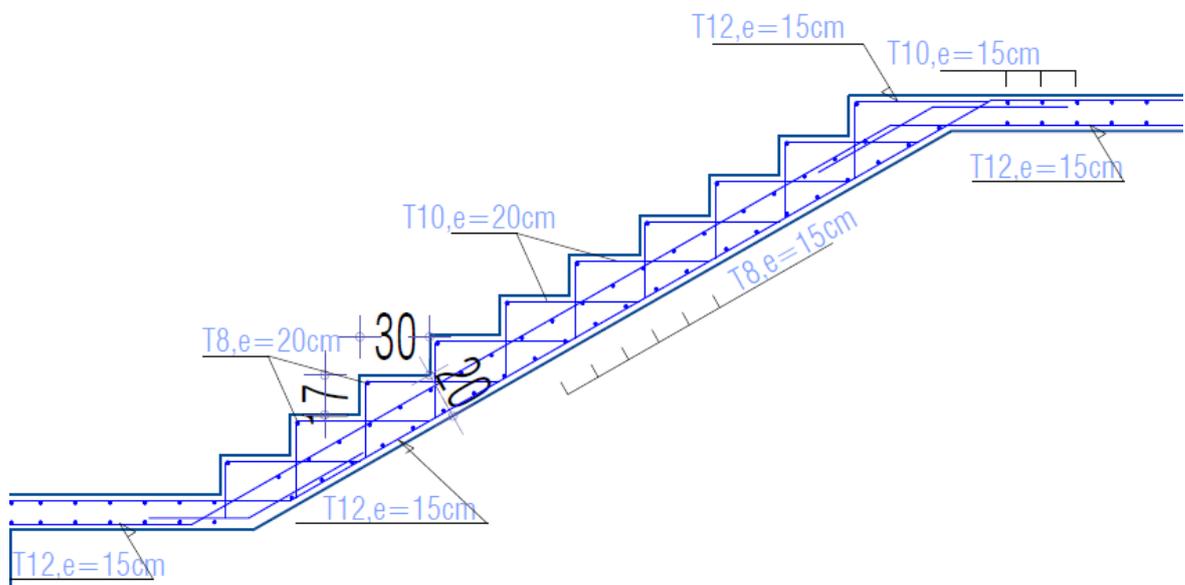
$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,884cm \\ f_v = 1,477cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.593cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{424}{500} = 0.84cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,593cm < \bar{f} = 0,84cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Tableau III. 12:** Récapitulatif de la vérification des flèches.

$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)	Observation
0,884	1,477	0.593	0.84	Vérifiée



**Figure III. 10:** Ferrailage des escaliers.

**CHAPITRE IV :**  
**ETUDE DYNAMIQUE ET**  
**SISMIQUE**

**IV. Etude dynamique et sismique**

Malgré les progrès effectués par le génie parasismique depuis plusieurs décennies, le nombre des victimes des tremblements de terre ne cesse de croître dans le monde. De ce constat accablant, pour les ingénieurs de génie civil, l'étude du comportement des constructions, sous l'action dynamique, est devenue plus que nécessaire.

Les aspects fondamentaux de la sollicitation dynamique sont la variation du chargement dans le temps, et le mode d'équilibre des efforts internes de réduction du faite que la sollicitation sismique génère des forces d'inertie résistantes au mouvement de la structure.

## **IV.1 Etude dynamique**

### **IV.1.1 Introduction**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### **IV.1.2 Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le pluscorrectement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

### **IV.2 Modélisation de la structure :**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre portée : il s'agit du logiciel ETABS (version 2018).

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit :

Les poteaux et les poutres : élément barre type ' poteau BA et poutre BA.

Voile / Les plancher élément (panneau)

Condition d'appui : encastrement a la base

### IV.3 Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

#### IV.3.1 Stratégie du calcul sismique

##### IV.3.1.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III .

**Zone III :** { ●groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.  
●groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.  
●groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m. 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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### IV.3.1.2 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

##### IV.3.1.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois

de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### IV.3.2 Choix de la méthode de calcul

Dans le cas de notre structure, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Le bâtiment étudié ne satisfait pas les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

### IV.3.3 Analyse spectrale

#### IV.3.3.1 Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

#### IV.3.3.2 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante:  
[2]

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

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.81 \text{ N}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

$$A = 0,25$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\xi = 7\%$ . (Voiles en béton armée).

$$\eta = 0,88$$

$R$  : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

D'après [2]

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

$Q$  : Facteur de qualité

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau [2]

Tableau IV. 1:Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.05	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Pour notre cas on a :  $Q = 1,15$

$W$  : Poids total de la structure, donné par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

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

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5] de [2]. Dans notre cas  $\beta = 0,20$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

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

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure.

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

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale**

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7[2].

On a donc :

$$T = \min\left(C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L}}\right)$$

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

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau [4.6] [2]**. Pour notre cas  $C_T = 0,05$

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

○ **Pour le sens (yy) :**

$$h_N = 31,79 \text{ m} , \quad L_y = 15,3 \text{ m}$$

Alors :

$$T_y = \min(0,67 \text{ sec}; 0,73 \text{ sec}) T_y = 0,67 \text{ sec}$$

Selon [2] , la période doit être majorée de 30%

Donc :

$$T_y = 0,87 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_y = 0,87 \text{ sec} \leq 3 \text{ sec}$$

Donc :

$$D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} D_y = 2,5 \cdot 0,88 \left(\frac{0,5}{0,87}\right)^{2/3} D_y = 1,52$$

○ **Pour le sens(xx) :**

$$h_N = 31,79 \text{ m} , \quad L_x = 17 \text{ m}$$

Alors :

$$T_x = \min(0,67 \text{ sec}; 0,69 \text{ sec}) T_x = 0,67 \text{ sec}$$

Selon [2], la période doit être majorée de 30%

Donc :

$$T_x = 0,87 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_x = 0,87 \text{ sec} \leq 3 \text{ sec}$$

Donc :

$$D_x = 2,5 \eta \left( \frac{T_z}{T_x} \right)^{0,12} D_x = 2,5 \cdot 0,88 \left( \frac{0,5}{0,87} \right)^{0,12} D_x = 1,52$$

➤ **Résumé des résultats :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2:**paramètre d'effort tranchant à la base.

Paramètres	A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q	R	T <sub>x</sub> (sec)	T <sub>y</sub> (sec)	η	W(KN)
Résultats	0,25	1,52	1,52	1,15	5	0,87	0,87	0,88	21883,24

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 1,52 \times 1,15}{5} \times 21883,24 \\ V_y = \frac{0,25 \times 1,52 \times 1,15}{5} \times 21883,24 \end{array} \right.$$

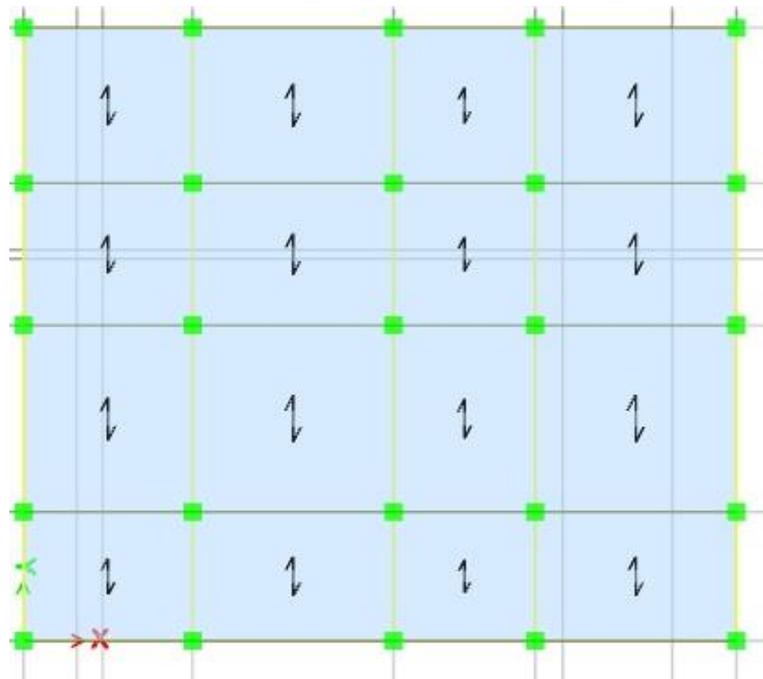
Donc :

$$V_x = V_y = 1912,6 \text{ kN}$$

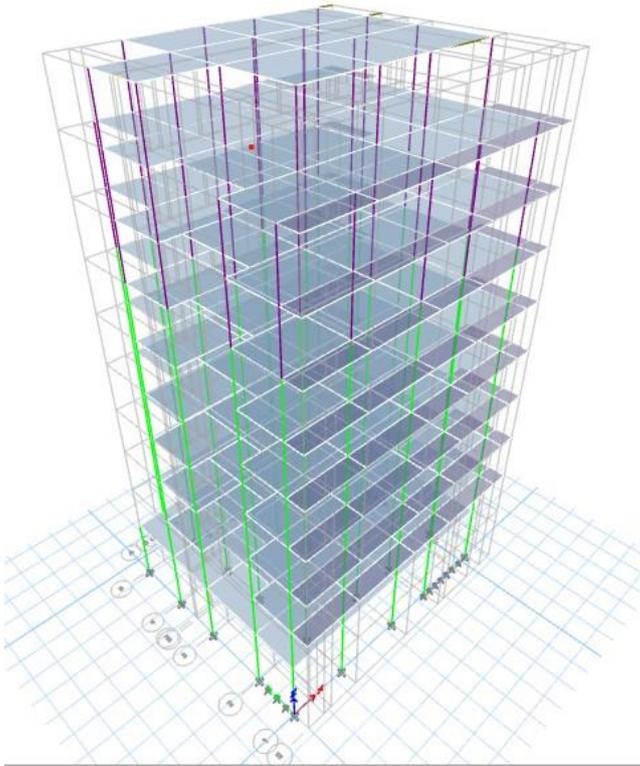
### Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes fondamentales lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

Le Premier modèle est celui des valeurs de pré dimensionnement sans positionnement des voiles.



**Figure IV. 1:**Vue en plan du modèle depuis le logiciel.



**Figure IV. 2:** Vue en 3D du modèle.

### Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 3:** Période et pourcentage des masses modales effectives

Mode	Period(sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,604	0,0001	0,8321	0,0001	0,8321
2	1,567	0,84	0,0001	0,8401	0,8323
3	1,39	0,0002	0,0045	0,8403	0,8367
4	0,556	0,0013	0,0961	0,8416	0,9328
5	0,547	0,0943	0,0012	0,9359	0,934
6	0,486	0,0001	0,0022	0,936	0,9362
7	0,319	0,0002	0,0328	0,9361	0,9689
8	0,316	0,0341	0,0002	0,9703	0,9691
9	0,284	0,0002	0,001	0,9705	0,9701
10	0,219	0,0017	0,0101	0,9721	0,9802
11	0,218	0,01	0,002	0,9821	0,9822
12	0,197	0,0011	0,0003	0,9832	0,9825

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_d = 1,604 s$
- Les 1<sup>ier</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode.

Le deuxième MODEL est celui des valeurs avec positionnement des voiles.

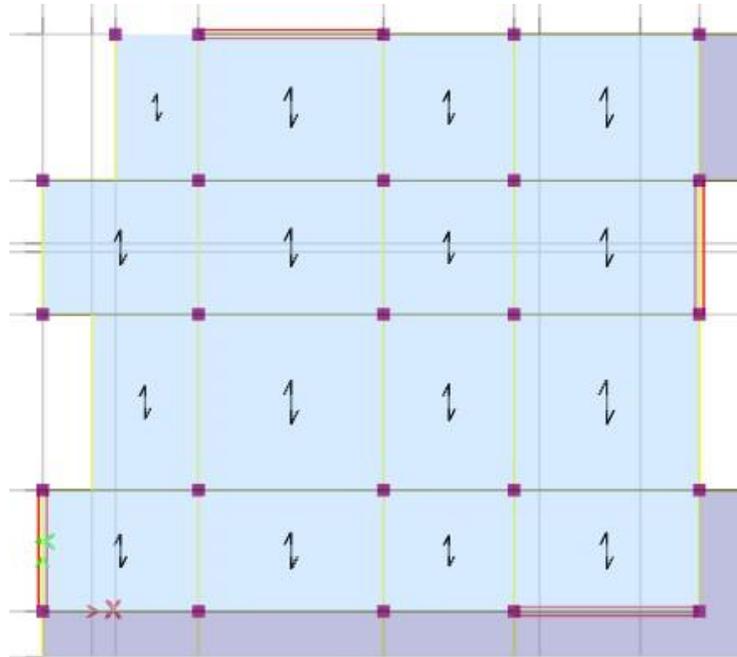


Figure IV. 3: Vue en plan du modèle avec disposition des voiles.

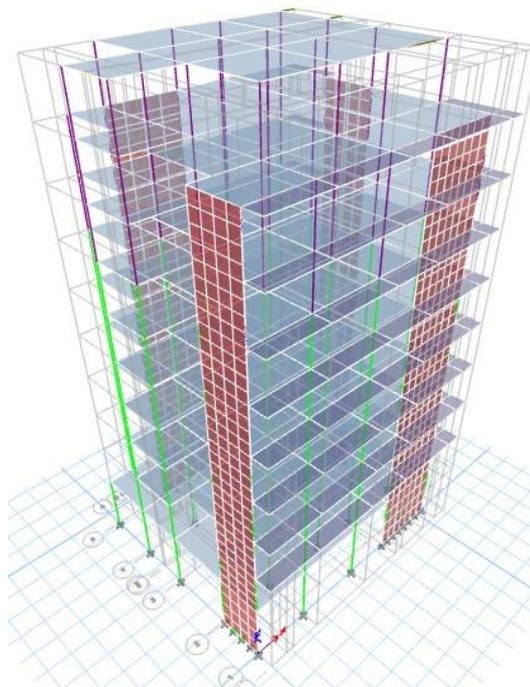


Figure IV. 4: Vue en 3D du modèle avec disposition des voiles.

### Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4:** Période et pourcentage des masses modales effectives du modèle 2

Mode	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,101	0,00004429	0,7123	0	0,00004429	0,7123
2	0,843	0,6977	0,0001	0	0,6978	0,7124
3	0,688	0,001	0,0019	0	0,6988	0,7143
4	0,286	0,00001481	0,1428	0	0,6988	0,8571
5	0,235	0,0877	0,00004912	0	0,7865	0,8571
6	0,206	0,0028	0,0004	0	0,7893	0,8575
7	0,185	0,000004062	0,0537	0	0,7893	0,9113
8	0,156	0,1114	0,00001485	0	0,9007	0,9113
9	0,129	0,0092	0,0002	0	0,9098	0,9114
10	0,102	0,00000385	0,0519	0	0,9098	0,9633
11	0,073	0,0536	0	0	0,9635	0,9633
12	0,062	0,0001	0,0213	0	0,9635	0,9846

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_d = 1,101 s$
- Les 1<sup>ier</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 8<sup>ème</sup> mode.

#### IV.3.3.3 Vérifications réglementaires

##### ○ Période fondamentale théorique

[2] (article 4.2.4.4), préconise qu'il faut que la valeur de  $T_d$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e$  estimé par la méthode empirique appropriée de plus de **30 %**

$$T_e = 0,67 s$$

$$T_d = 1,1 s < 1,3 T_e = 0,871 s \text{ (Condition non vérifiée).}$$

○ **Résultante des forces sismiques**

L'une des vérifications préconisées par [2] est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8 V}{V_t}$$

**Tableau IV. 5:** Vérifications des Résultante des forces sismiques

	$V_s$ (KN)	$\llbracket 0,8V \rrbracket_{1(s)} (KN)$	$V_d$ (KN)	$V_d \geq 0,8V_s$
<b>Sens X</b>	1912,6	1530,0763	12813,52	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sens Y</b>	1912,6	1530,0763	13074,42	<b>Condition vérifiée</b>

○ **Vérification des déplacements latéraux inter- étages**

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par [2], consiste en la vérification des déplacements inter-étages, selon [2], les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\begin{cases} \Delta_{k(x)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$  : Déplacement admissible inter-étage :  $\bar{\Delta} = 1\% h_e$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$\Delta_k$  : Déplacement relative au niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$ ,

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

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

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

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû à la force sismique  $F_k$

$R$  : Coefficient de comportement.

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges  $E_x, E_y$  avec un coefficient de comportement  $R = 5$

Les résultats numériques sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 6:** Vérifications des déplacements inter-étage

Etages	$\delta_x$	$\delta_y$	$\delta^x$	$\delta^y$	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta_{admissible}$	
9eme	2,755	4,0537	13,775	20,2685	1,4265	1,679	3,06	Vérifié
8eme	2,4697	3,7179	12,3485	18,5895	1,664	2,438	3,06	vérifié
7eme	2,1369	3,2303	10,6845	16,1515	1,6855	2,486	3,06	vérifié
6eme	1,7998	2,7331	8,999	13,6655	1,6585	2,455	3,06	vérifié
5eme	1,4681	2,2421	7,3405	11,2105	1,628	2,4325	3,06	vérifié
4eme	1,1425	1,7556	5,7125	8,778	1,5485	2,3395	3,06	vérifié
3eme	0,8328	1,2877	4,164	6,4385	1,413	2,1615	3,06	vérifié
2eme	0,5502	0,8554	2,751	4,277	1,2075	1,8715	3,06	vérifié
1 er	0,3087	0,4811	1,5435	2,4055	0,923	1,438	3,06	vérifié
RDC	0,1241	0,1935	0,6205	0,9675	0,6205	0,9675	4,25	Vérifié

Le déplacement inter étage est vérifiée.

○ **Justification vis à vis de l'effet  $P - \Delta$**

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de  $P - \Delta$  ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [2] :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

$$P_k \text{ calculés suivant la formule : } P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau  $k$

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

$h_k$  : Hauteur de l'étage  $k$

Sens X :

Tableau IV. 7: Vérification de l'effet  $P - \Delta$  sens X

	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	Observation	
Niveaux	(m)	(KN)	(m)	(KN)			
Etage 9	3,06	1522,1448	0,014265	275,376	0,00238	vérifiée	
Etage 8	3,06	3677,8984	0,01664	527,9014	0,00022	vérifiée	
Etage 7	3,06	5833,652	0,016855	761,7567	0,00027	vérifiée	
Etage 6	3,06	8111,7494	0,016585	947,0103	0,000305	vérifiée	
Etage 5	3,06	10389,8467	0,01628	1114,403	0,000795	vérifiée	
Etage 4	3,06	12667,9441	0,015485	1254,992	0,001355	vérifiée	
Etage 3	3,06	14946,0415	0,01413	1358,886	0,002055	vérifiée	
Etage 2	3,06	17224,1388	0,012075	1439,928	0,002845	vérifiée	
Etage 1	3,06	19491,2112	0,00923	1511,051	0,003025	vérifiée	
RDC	4,25	21822,558	0,006205	1557,722	0,006205	vérifiée	

Sens Y :

Tableau IV. 8: Vérification de l'effet  $P - \Delta$  sens Y

	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	Observation	
Niveaux	(m)	(KN)	(m)	(KN)			
Etage 9	3,06	1522,1448	0,0179	762,0404	0,012	vérifiée	
Etage 8	3,06	3677,8984	0,002041	1404,099	0,002	vérifiée	
Etage 7	3,06	5833,652	0,002062	1894,744	0,002	vérifiée	
Etage 6	3,06	8111,7494	0,002051	2292,884	0,002	vérifiée	
Etage 5	3,06	10389,8467	0,001985	2629,854	0,003	vérifiée	
Etage 4	3,06	12667,9441	0,001855	2910,963	0,003	vérifiée	
Etage 3	3,06	14946,0415	0,001642	3142,213	0,003	vérifiée	
Etage 2	3,06	17224,1388	0,001348	3330,476	0,002	vérifiée	
Etage 1	3,06	19491,2112	0,000963	3464,319	0,002	vérifiée	
RDC	4,25	21822,558	0,000487	3524,264	0,001	vérifiée	

On a  $\theta < 0,1$  pour chaque niveau  $k$  et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet  $P - \Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.

#### ○ Vérifications des Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le RPA99/version 2003 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 calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,  $N_d = N_G + N_Q + N_E$

$B$  : Section brute de la section de béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV. 9:** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	ν	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	40	40	1600	1881,08	0,470		<i>non vérifiée</i>
Etage 1	40	40	1600	1347,91	0,337		<i>non vérifiée</i>
Etage 2	40	40	1600	1115,66	0,279	<i>vérifiée</i>	
Etage 3	40	40	1600	971,77	0,243	<i>vérifiée</i>	
Etage 4	40	40	1600	827,87	0,207	<i>vérifiée</i>	
Etage 5	40	40	1600	684,77	0,171	<i>vérifiée</i>	
Etage 6	40	40	1600	543,59	0,136	<i>vérifiée</i>	
Etage 7	30	30	900	402,93	0,179	<i>vérifiée</i>	
Etage 8	30	30	900	267,33	0,119	<i>vérifiée</i>	
Etage 9	30	30	900	141,98	0,063	<i>vérifiée</i>	

**Remarque :**

Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par [2]. Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure. RDC, 1<sup>er</sup> étage 45X45

**Tableau IV. 10:** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	Y	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	45	45	2025	1433,36	0,283	<i>Vérifiée</i>
Etage 1	45	45	2025	1271,38	0,251	<i>vérifiée</i>
Etage 2	40	40	1600	1115,66	0,279	<i>vérifiée</i>
Etage 3	40	40	1600	971,77	0,243	<i>vérifiée</i>
Etage 4	40	40	1600	827,87	0,207	<i>vérifiée</i>
Etage 5	40	40	1600	684,77	0,171	<i>vérifiée</i>
Etage 6	40	40	1600	543,59	0,136	<i>vérifiée</i>
Etage 7	30	30	900	402,93	0,179	<i>vérifiée</i>
Etage 8	30	30	900	267,33	0,119	<i>vérifiée</i>
Etage 9	30	30	900	141,98	0,063	<i>vérifiée</i>

**CHAPITRE V :**  
**FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS**  
**STRUCTURAUX**

## V.1 Introduction

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leurs ferrailages.

Il s'effectuera selon les règles [3] et [2].

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Il concerne les poteaux, poutres, et les voiles.

Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure. Les objectifs ainsi visés sont pour d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques.

## V.2 Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal «  $N$  » et à un moment de flexion «  $M$  » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $\gamma_s = 1,15$

$$\gamma_b = 1,5$$

- Situation accidentelle :  $\gamma_s = 1$

$$\gamma_b = 1,15$$

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant deux cas suivants :

- 1<sup>er</sup> cas :  $N_{\max}$  et  $M$  correspondant
- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{\max}$  et  $N$  correspondant

### V.2.1 Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon [3]

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

- Selon [2] (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

### V.2.2 Recommandation selon [2]

#### Armatures longitudinales

- Leur pourcentage minimal est de :
  - **0,9% (zone III)**
- Leur pourcentage maximal est de :
  - **4%** en zone courante
  - **6%** en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm** ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :
  - **50  $\Phi$  (zone III)**
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **20cm** (zone III)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

#### Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante RPA99/V2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot T}{h \cdot f_e}$$

Avec :

- **T** : effort tranchant de calcul
- **h** : hauteur totale de la section brute
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
  - **$\rho = 2,5$**  Si l'élanement géométrique ( $\lambda_g$ ) dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5**
  - **$\rho = 3,75$**  Dans le cas contraire.
- **S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

- Zone nodale :  $S_t \leq 10 \text{ cm}$  (zone III)

$$S_t \leq \min \left[ \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right) \right]$$

- Zone courante :

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

### V.2.3 Sollicitations de calcul

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

- o Situation durable (ELU) :

**Tableau V. 1:** Sollicitations de calcul (situation durable)

Section	cas 1		cas 2	
	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{cor}$ (KN)
45 x 45	-1902,967	-3,411	112,386	-196,093
40 x 40	-1487,021	-12,817	34,331	-314,822
30 x 30	-544,85	11	-29,781	-74,286

- o Situation accidentelle (G+Q± E)

**Tableau V. 2:** Sollicitations de calcul (situation accidentelle1(G+Q±E))

Section	cas 1		cas 2	
	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{cor}$ (KN)
45 x 45	-1433,3	-33,568	110,062	-85,216
40 x 40	-1120,2	-34,592	90,395	-234,693
30 x 30	-404,5	-9,711	62,168	-82,458

- o Situation accidentelle (0,8G± E)

**Tableau V. 3:** Sollicitations de calcul (situation accidentelle(0,8G±E))

Section	cas 1		cas 2	
	$N_{max}$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{cor}$ (KN)
45 x 45	-937,86	-31,582	81,683	-142,52
40 x 40	-756,09	-17,427	79,987	-105,652
30 x 30	-259,17	-13,024	53,955	-38,323

Ferrailage

### Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme **SOCOTEC** :

- (Situation durable (ELU)) :

**Tableau V. 4:**Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (situation durable)

Section	cas 1		cas 2		$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )
	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>45 × 45</b>	0	0	0	4,79	18,22
<b>40 × 40</b>	0	0	0	0	14,40
<b>30 × 30</b>	0	0	0	2,05	8,1

- Situation accidentelle (G+Q± E)

**Tableau V. 5:**Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (situation accidentelle1(G+Q±E))

Section	cas 1		cas 2		$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )
	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>45 × 45</b>	0	1,06	0	6,02	18,22
<b>40 × 40</b>	0	0	0	3,79	14,40
<b>30 × 30</b>	0	0	0	5,78	8,1

- Situation accidentelle (0,8G± E)

**Tableau V. 6:**Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Situation accidentelle(0,8G±E))

Section	cas 1		cas 2		$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )
	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	
<b>45 × 45</b>	0	0	0	3,36	18,22
<b>40 × 40</b>	0	0	0	4,55	14,40
<b>30 × 30</b>	0	0	0	5,3	8,1

**Remarque :** Toute les sections ci-dessus sont donnée par rapport à une seule nappe, on doit les généraliser sur 4 nappes.

Les tableaux suivants indiquent les diamètres adoptés :

#### V.2.4 Choix des armatures

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 7:** Choix des armatures des poteaux.

NIVEAU	SECTION [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>RP</sub> A [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s nec</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix des Barres	A <sub>s choisit</sub> [cm <sup>2</sup> ]
RDC-1 <sup>er</sup>	45x45	18,22	6,02	6T20	18,85
2 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	40x40	14,40	4,55	6T20	18,85
7 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	30x30	8,1	5,78	3T20	9,42

#### V.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ). Puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Avec :

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=201.63MPa$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- $N^{ser}_{max}$  ;  $M^{ser}_{cor}$  :

**Tableau V. 8:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{ser}_{max}$ (kNm)	$M^{ser}_{cor}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	45x45	-1373,8	-12,44	100,2	201,63	6,93	15	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	40x40	-1073,7	-9,19	79,9	201,63	6,71	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	30x30	-394,36	7,91	62,6	201,63	4,54	15	Vérifiée

- $M^{ser}_{max}$   $N^{ser}_{cor}$

**Tableau V. 9:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{ser}_{max}$ (kNm)	$N^{ser}_{cor}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	45x45	81,683	-142,52	65,6	201,63	5,67	15	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	40x40	-25,28	-239,5	40,4	201,63	3,12	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	30x30	-21,67	-51,91	44,4	201,63	4,74	15	Vérifiée

## V.2.6 Vérification de l'effort tranchant

### V.2.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon [1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élancement  $\lambda < 5$

**Tableau V. 10:** Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC - 1 <sup>er</sup>	45x45	43,91	0,21	1	2,5	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	40x40	25,16	0,16	1	2,5	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	20,62	0,22	1	2,5	Vérifiée

### V.2.6.2 Ferrailage transversales des poteaux

**Tableau V. 11:** Armatures transversales adoptées (Zone nodale)

Section	45 × 45	40 × 40	30 × 30
T (KN)	43,91	25,16	20,62
S <sub>t</sub> (cm)	10	10	10
f <sub>e</sub>	400	400	400
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,609	0,4	0,43
Choix des barres	4T10	4T10	4T10

- Zone courante :

**Tableau V. 12:** Armatures transversales adoptées (Zone courante)

Section	45 × 45	40 × 40	30 × 30
T (KN)	43,91	25,16	20,62
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15
f <sub>e</sub>	400	400	400
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,92	0,6	0,644
Choix des barres	4T10	4T10	4T10

### V.2.6.3 Conditions de non-fragilité :

Condition a vérifié :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ Avec } f_e = 400 \text{ MPa et } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau V. 13: Vérification de Conditions de non-fragilité

Section	45 x 55	40 x 40	30 x 30
A réel	18,85	18,85	9,42
A min	2,445	2	1,08
Condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié

V.2.7 LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100 \text{ cm}$

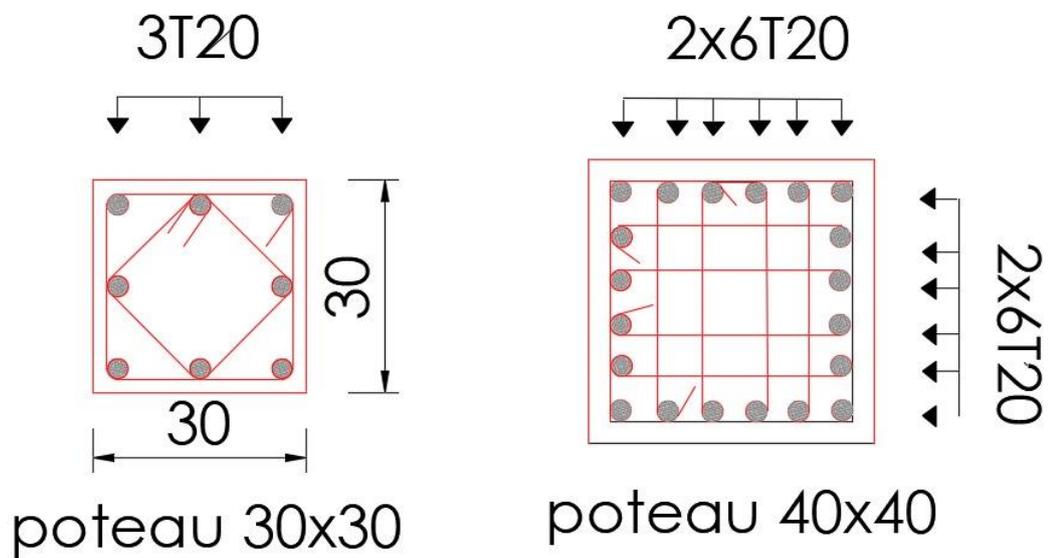


Figure V. 1: Ferrailage poteau

### V.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

- Situation durable :  $\gamma_s = 1,15$

$$\gamma_b = 1,5$$

- Situation accidentelle :  $\gamma_s = 1$

$$\gamma_b = 1,15$$

Dans notre structure on a deux types de poutres :

Poutres principales (30 × 40) et Poutres secondaires (30 x 35).

#### V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

##### Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de **0,5%** de toute section.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante, et **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50  $\phi$  (zone III)**.
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

##### Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales est de :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_s (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $\frac{h}{4}$ ;  $12\phi$  »
  - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de «  $s \leq \frac{h}{2}$  ».

### V.3.2 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA.93

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

- Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

### V.3.3 Sollicitations de calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ETABSV18 :

**Tableau V. 14:** Sollicitations de calcul (Poutre)

	$1,35 G + 1,5 Q$		$G + Q \pm E$		$0,8 G \pm E$	
	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
<b>P.P sans voile</b>	158,75	-37,79	159,79	-122,2	121,41	-93,46
<b>P.S sans voile</b>	37,06	-45,717	68,81	-75,66	58,382	-66,45

### V.3.4 Calcul des Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme SOCOTEC :

**Tableau V. 15:** Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutre )

	$1,35 G + 1,5 Q$		$G + Q \pm E$		$0,8 G \pm E$	
	$A_{s_{appuie}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{travée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{appuie}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{travée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{appuie}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{travée}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P sans voile</b>	3,18	15,83	9,16	13,03	7,11	9,09
<b>P.S sans voile</b>	0,35	3,68	6,76	6,09	5,87	5,1

Tableau V. 16: Choix des armatures pour les poutres

	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix max des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>P.P sans voile</b>	<b>30x 40</b>	Travée	48	72	6	15,83	6T20	18,85
		Appui				9,16	3T20	9,42
<b>P.P sans voile</b>	<b>30x 35</b>	Travée	42	63	6	6,09	3T20	9,42
		Appui				6,76	3T20	9,42

### V.3.5 Condition de non fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections on doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; F_e=400\text{MPa}$$

Tableau V. 17: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
<b>Poutre P</b> 30x40	18,85	1,44	Vérifiée
<b>Poutre S</b> 30x40	9,42	1,26	Vérifiée

### V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub> , N<sub>ser</sub>) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton [1]**

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

**Acier [1]**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

**V.3.7 Vérification des contraintes :**

**Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

**Poutres P (30x 40)**

○ **Tableau V. 18:** Vérification vis-à-vis de L'état limite de service

Poutre p	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	114,5	18,85	11	15	OK	118,7	201,63	OK
Appuis	-27,53	9,42	3,24	15	OK	30,6	201,63	OK

Donc :

Travée As = 18,85cm<sup>2</sup> → 6T20

Appui As = 9,42 cm<sup>2</sup> → 3T20

**Poutres non porteuses (30x 35)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 19:** Vérification vis-à-vis de L'état limite de service

Poutre S	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	75,66	9,42	11,4	15	ok	101,6	201,63	ok
Appuis	-32,94	9,42	4,98	15	ok	44,2	201,63	ok

Donc : Travée As= 18,85cm<sup>2</sup> → 6T20

Appui As = 9,42 cm<sup>2</sup> → 3T20

**V.3.8 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant****Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau V. 20:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u max</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL (MPa)	Vérification
Poutre P 30x40	148,20	1,23	2,5	Ok
Poutre S 30x35	34,44	0,4	2,5	OK

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f<sub>e</sub>=400 MPa).

**Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]**

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

**Selon le RPA 99 version 2003 [2]**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 21:** Calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91 S <sub>t</sub> (cm)	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup>		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)		
Poutre 30x40	148,20	1,23	36	10	20	10	20	1,8	4T10
Poutre 30x35	34,44	0,4	31,5	8,75	17,5	10	20	0,9	4T10

**V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm ..... L<sub>r</sub>=100cm

**Arrêt des barres [1]**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis entravée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis entravée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L = Max(L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>)

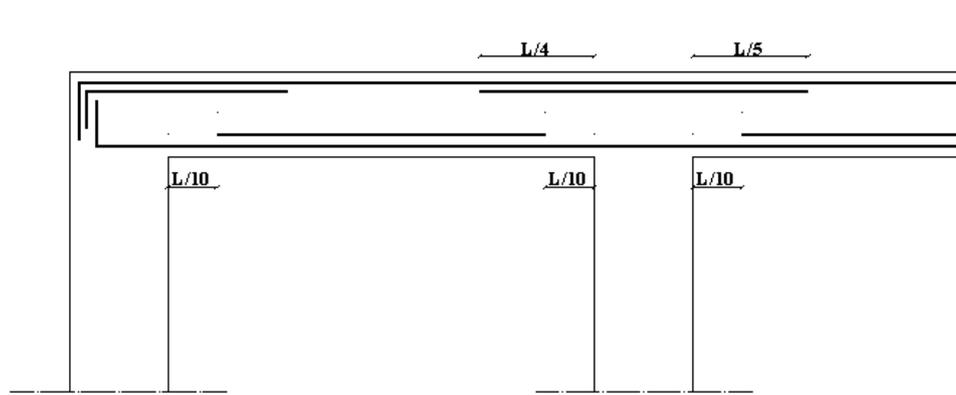


Figure V. 2: Arrêts des barres.

### V.3.10 Vérification de la flèche :

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que :  $f_1 = \frac{L}{500} \Rightarrow L \leq 5m$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{500} \Rightarrow L > 5m$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

### Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

### Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

### Moment d'inertie de la section homogène $I_0$ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau V. 22:récapitulatif du calcul de la flèche.

Poutre	Longueur (m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s{}^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_0$ (mm <sup>4</sup> )	$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	$\Delta f_t$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)
P.P sans voile	4,4	75,66	18,85	9,42	16963600000	1,342	3,373	2,031	10
P.S sans voile	4,2	-32,94	9,42	9,42	3182657759	0,122	0,757	0,635	10

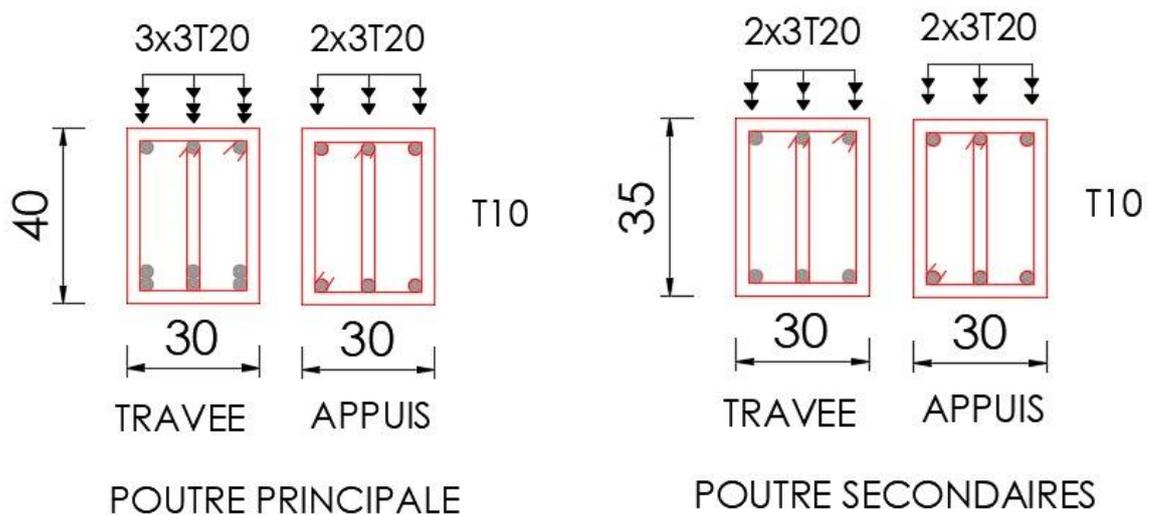


Figure V. 3: Ferrailage poutre.

## V.4 Ferrailage des voiles

### V.4.1 Introduction

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

### V.4.2 Le système de contreventement

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant [6]

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

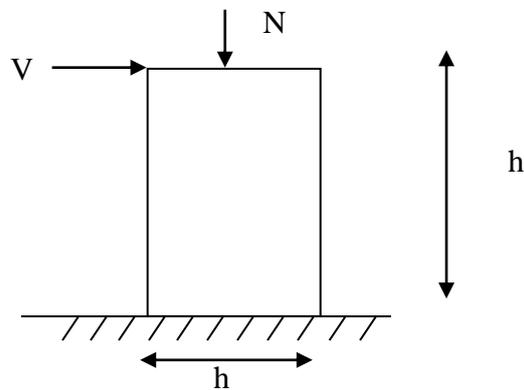
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.<sup>[7]</sup>

#### V.4.3 Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

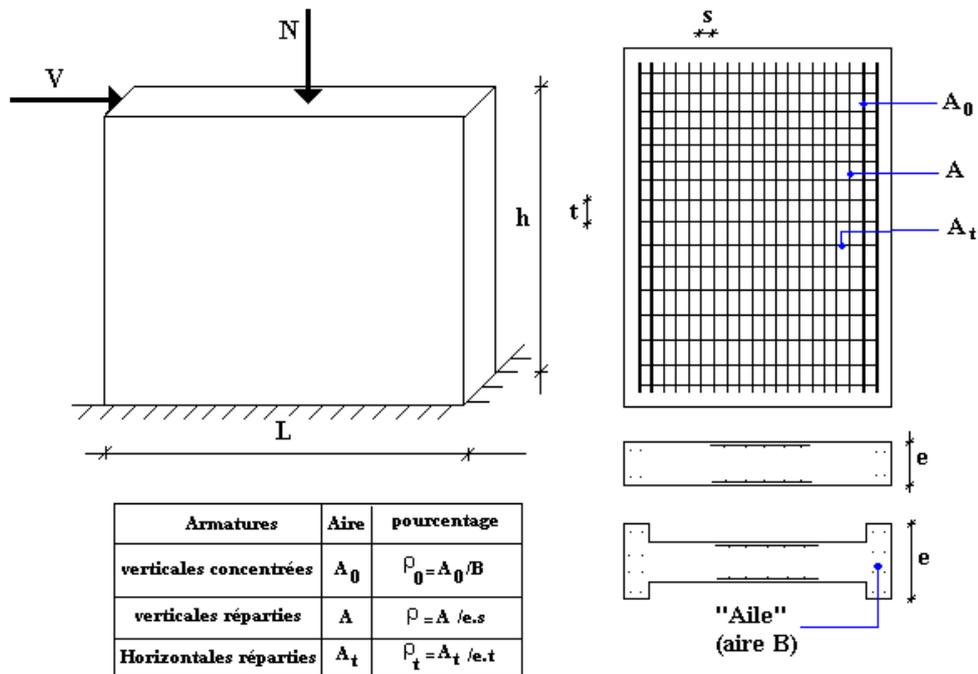


Figure V. 4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

#### V.4.4 Justification sous sollicitations normales

##### V.4.4.1 Conditions d'application

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10cm$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

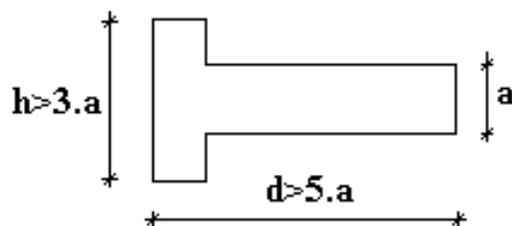
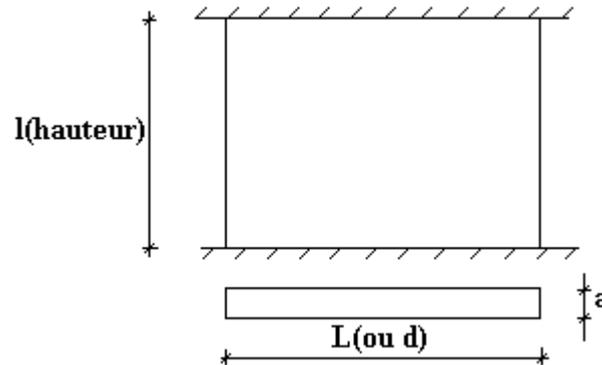


Figure V. 5: Définition de l'élément mur.

#### V.4.4.2 Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :  $l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure V. 6:**Murs non raidi latéralement.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau V. 23 :** Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

#### V.4.4.3 Effort de compression en ELU :

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en  $(b)$

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

**Tableau V. 24:** Calcul de la contrainte limite  $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	m <sup>2</sup>	$d(a-0.02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = N_{u \text{ lim}}/ad$	$\sigma_{bna} = N_{u \text{ lim}}/ad$

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$  que nous appelons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

V.4.4.4 Niveaux de vérification :

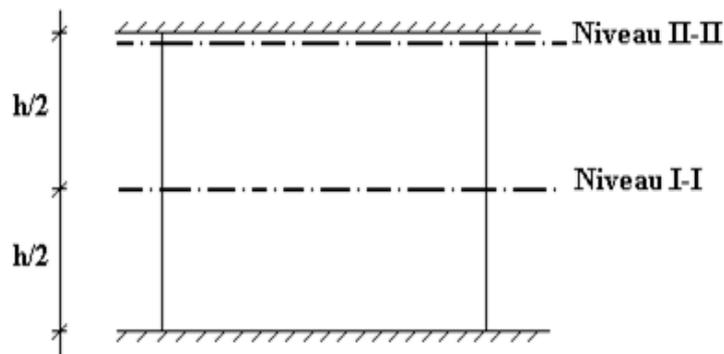


Figure V. 7: Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bma}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

**Aciers verticaux, aciers horizontaux**

Tableau V. 25: Aciers verticaux et horizontaux.

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{vMax}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_t$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

**Tableau V. 26:** Aciers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_t \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \phi_t \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \phi_t$	Espacement $\leq 15 \phi_t$	8 mm

### Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0.05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

## V.4.5 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

### V.4.5.1 Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements [1] et [2].

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

### V.4.5.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

#### ZONE COMPRIMEE :

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$ .

#### ZONE TENDUE :

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

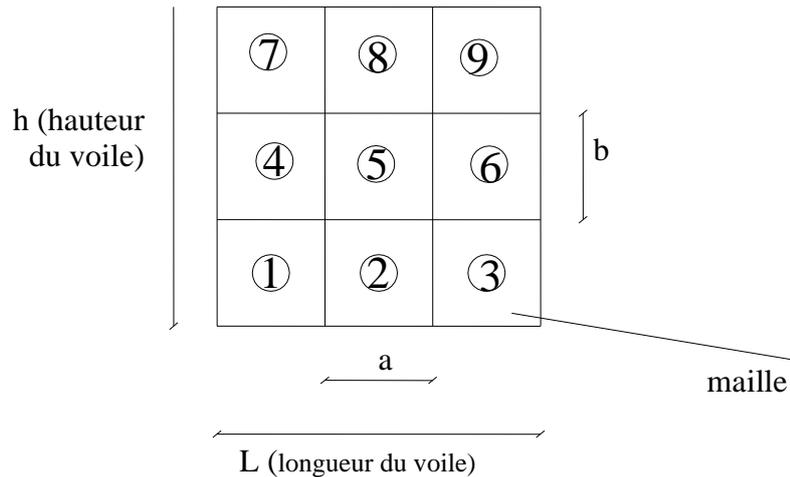
Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur  $S$  ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure V. 8:** Discrétisation d’un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l’équation (1) dans le cas de la traction.

**V.4.5.3 Aciers Horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l’interface graphique du **ETABS**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

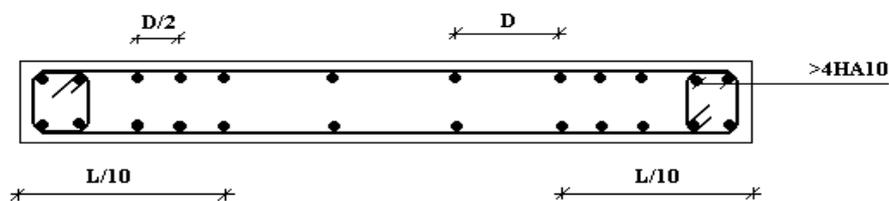
$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

**V.4.5.4 Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :**

**V.4.5.4.1 Aciers verticaux :**

- Lorsqu’une partie du voile est tendue sous l’action des forces verticales et horizontales, l’effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.15%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à  $0.15\%$  de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à  $15\text{cm}$ .



**Figure V. 9:** Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

#### V.4.5.4.2 Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

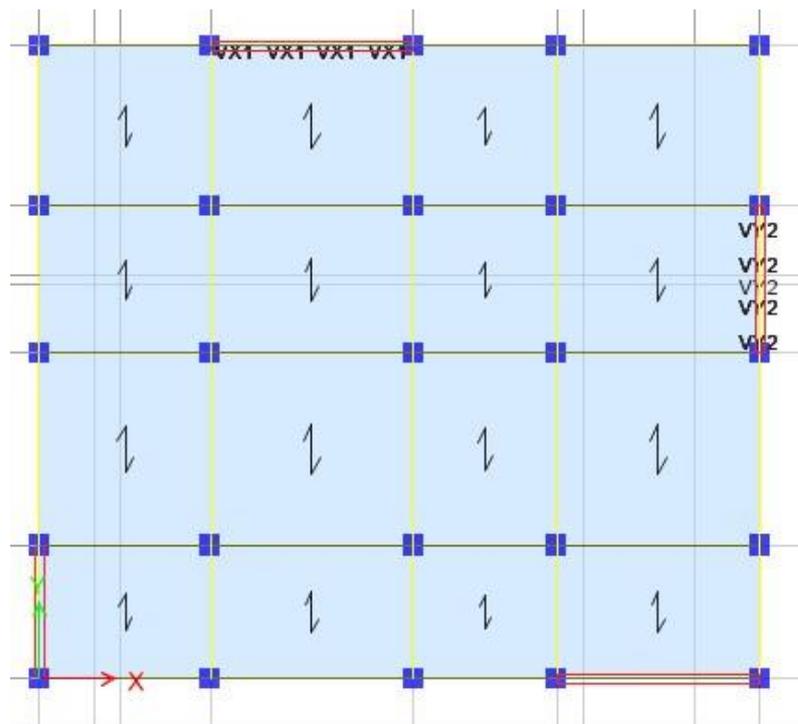
#### V.4.5.4.3 Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile  $0.15\%$
  - En zone courante  $0.10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :



V.4.5.4.4 Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 4,4 \text{ m}$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 4,25 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 1,1 \text{ m}$  et de section  $S_i = L^i \cdot (a)$ .

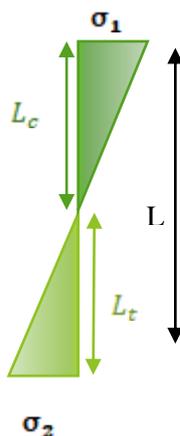
• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,4 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,25 - 0,45 = 3,8 \text{ m}$  (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 27: Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$3,8 \times 0,85 = 3,23$	$0,8 \times 3,8 = 3,04$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 55,95$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 40,18$
Coefficient $\alpha$	/	0,479	0,478
Section réduite $B_r$ (par ml)	m <sup>2</sup>	0,18	0,18
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$	MPa	10,39	10,88



- Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)

$$M = 4814 \text{ KN.m}$$

$$N = 1457,2 \text{ KN}$$

$$S = 0,88 \text{ m}^2$$

$$V = 1,90 \text{ m}$$

$$I = 1,42 \text{ m}^4$$

- Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{-1457,2}{0,88} + \frac{4814 \times 2,2}{1,42}$$

$$\sigma_1 = 5,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{-1457,2}{0,88} - \frac{4814 \times 2,2}{1,42}$$

$$\sigma_2 = -1,42 \text{ MPa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

- Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 4,4 \left( \frac{5,81}{5,81 + 1,42} \right) = 3,54 \text{ m}$$

- La force de traction :

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot a = 0,5 \times 5,81 \times 1000 \times 3,54 \times 0,20 = 2056,74 \text{ KN}$$

- Section d'armature :

$$\bar{\sigma}_S = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_S} = \frac{2056,74 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 51,42 \text{ cm}^2$$

- Armature minimale du [2] :

- Dans la zone tendue : D'après [2]

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot a \cdot L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 3,54 = 14,16 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante : D'après [2]

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot a \cdot L = 0,10\% \times 0,2 \times 4,4 = 8,8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal sur toute la section du voile : D'après [2]

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt}; A_{RPA}) = \max(51,42 ; 14,16) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 51,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{51,42 \times 4,4}{3,54}$$

$$A_s = 64 \text{ cm}^2$$

- Armature de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

$$A_{vj} = 8,47 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$  Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \quad \text{Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

- Choix de barres vertical : **22T20**
- Choix de barres couture : **12T10**

$$A_{adopté} = 69,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj_{adopté}} = 9,42 \text{ cm}^2$$

#### V.4.5.4.5 Vérification du contrainte admissible :

$$f_{c28} = 25 \text{ mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = 1,42 < \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,47 \text{ Mpa}$$

#### V.4.5.4.6 Ferrailage horizontal

$$A_{hl} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,38) (150) (255)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,88.cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (22,62) = 18,46.cm^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%).a.l = \frac{0,15}{100} (17)(100) = 3.cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 18,46.cm^2$$

Soit : 2x6T14 = 18,84 cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{6} = 150mm$$

On prend : S<sub>t</sub> = 150 mm < S<sub>t min</sub> = 225 mm ... vérifié

	Load	M (kNm)	N (kN)	L (m)	ep (m)	he (m)	Sigma 1 (Mpa)	Sigma 2 (Mpa)	S1 (Mpa)	Sm (Mpa)	Lt (m)	d (m)	Ft (kN)	At (cm2)	At max
VX1	G+Q+E	4814	-1457,2	4,4	0,2	4,25	5,80	-9,12	-5,25	7,181	2,69	1,141	1638,84	32,78	32,78
	0.8G+E	4807,321	-925,73	4,4	0,2	2,61	6,40	-8,50	-4,24	6,369	2,51	1,260	1604,38	32,09	

**CHAPITRE VI :**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

### VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise aux quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

### VI.2 Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$ .
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. **(Selon un rapport de sol)**

### VI.3 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

**Avec :**

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

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

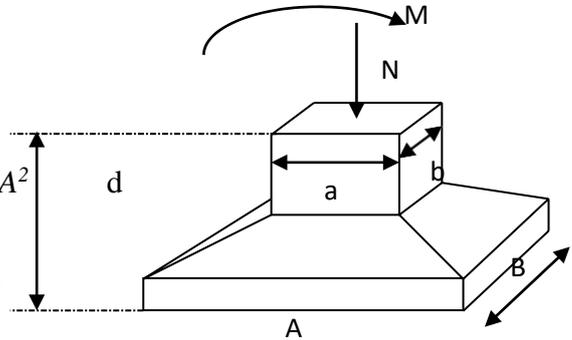
S : Surface de la fondation.

**VI.3.1 Semelle isolée**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$



**Figure VI. 1:** Semelles isolée sou poteaux

Avec :

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

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1373,8 \text{ KN}$$

$$D'où \quad S \geq \frac{1373,8}{200} \Rightarrow S = 6,87 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{6,87} = 2,62 \text{ m} \Rightarrow A=B = 3 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1.5xB$

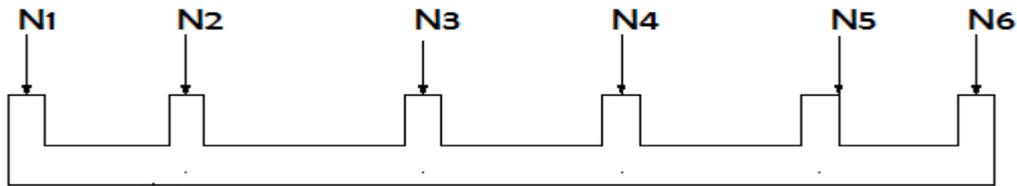
Tel que  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{min} = 2,9 \text{ m} < 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifie.}$

- **Conclusion**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### VI.3.2 Semelles filantes



**Figure VI. 2:** Semelles filantes

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

Si la surface des semelles est inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment. On peut réaliser des semelles filantes :

$$S_s < 50\% S_b$$

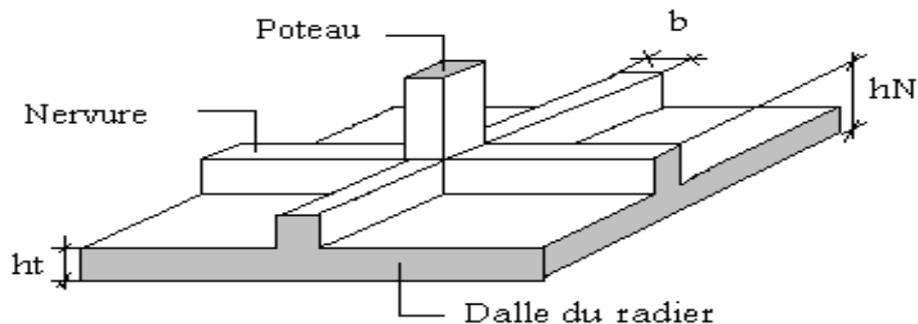
$S_s$  : La surface totale des semelles.

$S_b$  : La surface du bâtiment.

### VI.3.3 Radier générale

Le radier sera un radier renversées muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.



**Figure VI. 3:** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

$$N_{total} = N_G + N_Q$$

$$S_s = \frac{29517,845}{200}$$

$$S_s = 147,59 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_b = 260,1$$

$$50\% S_b = 130,05$$

Donc on a :

$S_s > 50\% S_{R+9}$  Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment.

### Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que:  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 29517,845 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 147,59 \text{ m}^2$$

$$S_b = 260,1 \text{ m}^2 > S_{nec} = 147,59 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

Donc la surface totale du radier est *de 260,1 m<sup>2</sup>*

## VI.4 Pré dimensionnement de radier nervure

### VI.4.1 Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 22 \text{ cm}$$

On prend : **h=25 cm.**

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 40751,43 \text{ kN}$

$L = 4,4\text{m}$  ;  $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 17,3\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 20\text{cm}$$

- **Conclusion:**  $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25\text{cm}$ .

Pour des raisons constructives on adopte **h=40 cm**.

#### VI.4.2 Nervure

##### La largeur des nervures

- **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

**b = 50 cm** dans les deux sens (x-x et y-y).

##### La hauteur de nervure

- **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 4,4\text{m}$

$$\Rightarrow 29,3\text{cm} < h_{N1} < 44\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{N1} = 40 \text{ cm.}$$

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=10818,87\text{MPa}$ ).

b: Largeur de la semelle ( $b=100\text{ cm}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ .

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0,65} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{0,04 \times 1000}{4 \times 10818,87} \times 4,4^4 \right]} \Rightarrow h \geq 1,1\text{m}$$

On prend :  **$h_n=1,2\text{ m}$**

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier  $h = 40\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \\ b = 50\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 50\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

**VI.4.3 Caractéristiques Géométriques Du Radier**

**Tableau VI. 1:** Caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
15,60	13,8	93808.65	97281,13

**VI.4.4 Vérification de la stabilité du radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  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, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

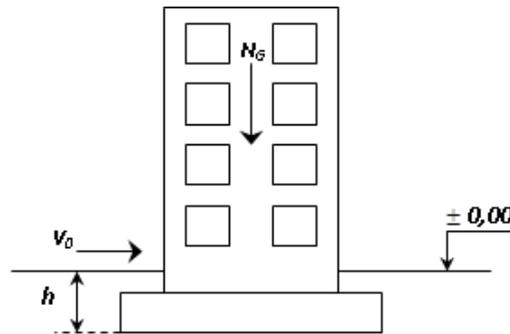
$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0$ ,  $V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS2018**



**Figure VI. 4:** Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0 = 262156,51 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 1597,12 \text{ kN}$$

$$h = 2,55 \text{ m.}$$

**Donc:**

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 262156,51 + (1597,12 \times 2,55) = 265329,16 \text{ kN.m}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N = 57455,7 \text{ kN}$$

$$M_s = N \times x_G = 57455,7 \times 15,6 = 896308,92 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 3,37 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens y-y:**

$$M_0 = 338266,12 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 1392,095 \text{ kN}$$

**Donc:**

$$M_R = 338266,12 + (1392,09 \times 2,55) = 341815,95 \text{ kN.m}$$

$$M_R = 341815,95 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 57455,7 \times 13,8 = 792888,66 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2,4 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

#### VI.4.5 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$ .

Les contraintes du sol sont données par :

##### ○ À l'ELS :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{29517,85}{260,1} = 113,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 113,48 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ○ À l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

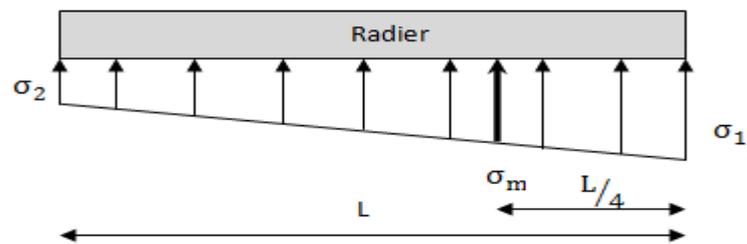
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$



**Figure VI. 5:** Contraintes sous le radier.

○ **ELU**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 40751,43 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 265329,16 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 341815,95 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

**Tableau VI. 2:** Vérification des contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	199,21	114,12	178
Sens y-y	206	106,39	181,09
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

○ **ELS**

$$N_{ser} = 29517,85 \text{ kN} ; S = 260,1 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau VI. 3:** Vérification des contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1 (kN/m^2)$	$\sigma_2 (kN/m^2)$	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) (kN/m^2)$
Sens x-x	156,04	70,93	134,76
Sens y-y	163,76	63,2	138,62
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (X-X), (Y-Y) donc pas de risque de soulèvement.

#### VI.4.6 Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU:**

$$\sigma_u = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 181,09 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 138,62 \text{ kN/m}^2$$

#### VI.4.7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

##### ❖ Détermination des efforts :

Si  $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Si  $\frac{L_x}{L_y} > 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

Avec  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ .

- ❖ **Valeur de la pression sous radier**

- **E.L.U :**  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 181,09 \text{ kN/m}$

- **E.L.S :**  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 138,62 \text{ kN/m}$

- ❖ **Moment en travée et sur appuis**

$$L_x = 4.4 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.2 \text{ m.}$$

On a le rapport des panneaux  $\frac{L_x}{L_y} = 1,04 > 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens.

**Calcul des moments :****ELU**

$$M_0 = 438,23$$

- Moment en travée :  $M_t = 372,5$
- Moment sur appuis :  $M_a = 219,12$

**ELS**

$$M_0 = 335,46$$

- Moment en travée :  $M_t = 285,14$
- Moment sur appuis :  $M_a = 167,73$

**Calcul du ferrailage :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}.$$

**Tableau VI. 4:** Ferrailage du radier.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
<b>Travée</b>	372,5	0,2	0,286	31,87	33,58	12T20	37,7	10
<b>Appui</b>	219,12	0,119	0,16	33,7	18,68	6T20	18,85	10

▪ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$- S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm} , \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

**VI.4.8 Vérifications nécessaires :**- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

## - Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau VI. 5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	285,14	37,7	8,62	15	182,6	201,63	Vérifiée
Appuis	167,73	18,85	6,15		174,2		Vérifiée

## VI.5 Ferrailage Des Nervures :

## VI.5.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

## VI.5.2 Calcul des armatures longitudinales

$$b = 50\text{cm}; h = 120\text{cm}; d = 108\text{cm}$$

$$L = 4,2 \text{ m}; q_u = 181,09 \text{ kN/ml.}$$

Tableau VI. 6: Ferrailage des nervures

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	A	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	339,4	0,04	0,05	105,8	9,12	3T20	9,42
Appuis	199,65	0,024	0,03	106,7	5,37	5T16	6,03

## VI.5.3 Vérifications nécessaires

## ➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,52\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{non...Vérifiée Sur appui}$$

$$\text{On prendra : Travée : } 6T20 = 18,85\text{cm}^2$$

$$\text{Appui : } 3T20 = 12,57\text{cm}^2$$

## ➤ Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\text{Nous avons : } q_{ser} = 138,62 \text{ kN/ml}$$

Tableau VI. 7: Vérification des contraintes (Nervure).

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	259,8	18,85	8,52	15	26,1	201,67	Vérifiée
Appui	152,82	12,57	6,13	15	18,5	201,67	Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{181,09 \times 4,42}{2} = 400 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{400 \times 10^3}{500 \times 1080} = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 [1]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 0,74 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 108 \text{ cm}$

On trouve :

- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

- $S_t=30\text{cm}$ .....Zone courante.

$$A_t \geq 3,6\text{cm}^2$$

➤ **Armatures de peau :**

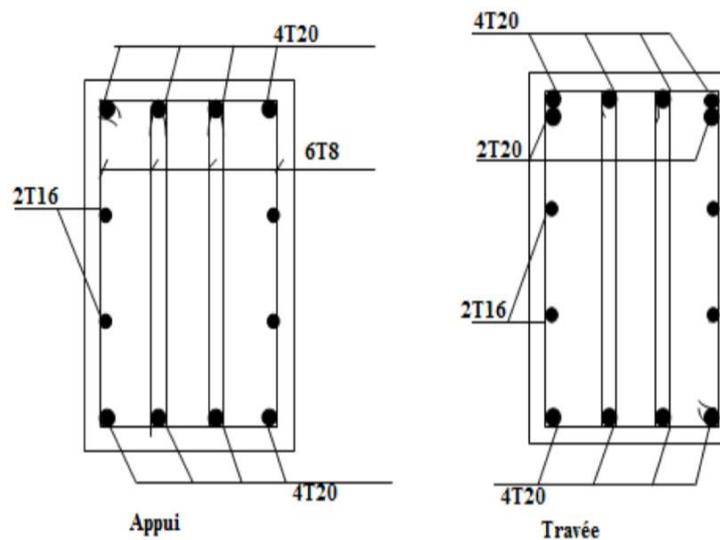
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins  $3\text{cm}^2 / \text{ml}$  pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. .

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,2 = 3,6\text{cm}^2$$

**On opte : 4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup>**



**Figure VI. 6:** Ferrailage des nervures

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir davantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le but 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 sécuritaire
- L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de ces résultats dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre Mougins, deuxième Edition Eyrolles 2000
- [2] Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**
- [4] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**
- [5] Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, **Tome 3**
- [6] **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché