



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Université Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem*

*Faculté des sciences et de la technologie*

*Département de Génie civil*



N° d'ordre : M...../GCA/2023

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière :** Génie Civil

**Spécialité :** Structure

### Thème

**Dimensionnement Et Calcul D'une Tour En Béton Armé  
R+ 09 Etages + Sous-Sol**

**Présenté par :**

- BENSEKOUMA Yousra

**Soutenu le :** 19/06/2023 devant le jury composé de :

- **Président :** Mr. MALIKI. Mustapha
- **Examineur :** Mr. BESSAI. Touhami
- **Encadrant :** Mr. BALHOUARI. Fethi

**Promotion 2022/2023**

## Remerciements

Mon parfaite gratitude et mes remerciements à ALLAH le plus puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail de fin d'étude.

Cher encadreur, membres du jury et enseignants du département,

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à chacun d'entre vous pour votre précieuse aide et soutien tout au long de mon projet de fin d'études.

Tout d'abord, je souhaite adresser mes remerciements les plus chaleureux à mon encadreur **Mr BELHOUARI Fethi**, pour son accompagnement, sa patience et ses conseils avisés. Grace à votre expertise et à votre dévouement, j'ai pu bénéficier d'une excellente orientation tout au long de mon projet.

Votre soutien constant et vos encouragements m'ont inspiré et motivé à donner le meilleur de moi-même.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance envers les membres de jury qui ont consacré leur temps et leurs compétences pour évaluer mon travail de fin d'études. Votre présence en tant qu'expert dans le domaine a ajouté une dimension supplémentaire à ma présentation.

En outre, j'aimerais adresser mes remerciements à tous les enseignants du département **Génie civil**, votre passion pour l'enseignement et votre encouragement envers notre réussite ont été d'une valeur inestimable. Vos cours bien structurés, vos connaissances approfondies et votre disponibilité pour répondre à nos questions ont grandement contribué à ma formation académique, ainsi que le laboratoire LCTPE qui nous a ouvert les portes pour faire nos consultations durant toute cette période merci infiniment.

En fin, je tiens à exprimer ma reconnaissance à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin pendant cette période de travail intense. Que ce soit ma famille, mes amis, mes proches ou mes camarades de promotion.

## Dédicace

Chers parents, sœurs, grand-mère et amis,

Je tiens à vous dédier ce moment de réussite et à vous exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien inconditionnel et votre précieuse aide.

A mes parents, vous êtes les piliers solides qui m'ont guidé, encouragé et inspiré tout au long de mon parcours académique. Votre amour, votre soutien indéfectible et vos sacrifices ont été les fondations de ma réussite. Votre confiance en moi a été une source inépuisable de motivation et de détermination. Je ne pourrai jamais assez-vous remercier pour tout ce que vous avez fait pour moi, vous êtes la raison de cette réussite.

Ma chère grand-mère, J'aurais tellement aimé que tu sois ici pour célébrer cette étape importante de ma vie. Je suis certaine que ta fierté aurait illuminé tes yeux, et je sais que où que tu sois, tu seras fière de moi.

A mes chères sœurs, vous avez été là à chaque étape de ce projet, vos encouragements, votre présence et votre soutien moral m'ont donné la force de surmonter les défis et de persévérer.

A mes chers amis, votre amitié sincère, vos précieux conseils, votre volonté de partager vos connaissances ont rendu cette aventure académique plus agréable et significative.

Que cette réussite soit également un hommage à votre amour et votre confiance en moi.

Merci du fond du cœur.

## Résumé

Le projet étudié présente une étude technique de réalisation d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple (habitation, commerce), constitué d'un R+9 avec un sous-sols. Il est implanté au centre de la wilaya de Mostaganem, classée en zone sismique (II<sub>a</sub>) sismicité moyenne selon le RPA99 Version 2003. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA99 version 2003 et CBA93). L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel "Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2013". L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmis au sol d'assise.

**Mots clés :** analyse dynamique, béton armé, radier, portique, voiles de contreventement.

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية ذات شكل منتظم لاستعمال متعدد الخدمات (السكن والتجارة)

تتألف هذه البناية من طابق ارضي وتسعة طوابق وطابق تحت ارضي تقع هذه البناية في ولاية مستغانم التي هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الثانية وفق المعايير الزلزالية الجزائرية

مقامة البناية لكل العمودية والافقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات والاعمدة والجدران المسلحة

قياس الابعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير والقوانين المعمولة بها في الجزائر كالقواعد الجزئية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة

التحليل الديناميكي للمنشأة كان باستعمال البرنامج الانشائي « ROBOT STRUCTURAL ANALISIS 2013 »

الكلمات المفتاحية التحليل الديناميكي خرسانة مسلحة أعمدة عوارض جدران المسلحة

## Abstract

This project presents a technical study for the realization of an irregularly shaped building for multiple use (housing, service and commerce), consisting of an R + 9 with one basements. It is located in the commune of Mostaganem, classified as a seismic zone (II<sub>a</sub>) according to the RPA99 Version 2003. The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a portal system braced by sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 and RPA99 version 2003). The dynamic analysis of the structure was carried out using the software "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013". The study of the building infrastructure resulted in a general raft foundation due to the importance of the loads transmitted to the soil.

**Key words:** dynamic study, reinforced concrete, Raft foundation, columns, beams, bracing sails

## Table des matières

Remerciements .....	(ii)
Dédicace.....	(iii)
Résumé .....	(iv)
Résumé en Arabe .....	(iii)
Abstract .....	(vi)
Liste des figures .....	(viii)
Liste des tableaux .....	(ix)
Liste des organigrammes .....	(xi)
Liste des symboles .....	(xii)

---

### Chapitre I Généralités

Introduction générales.....	1
I.1.Présentation du projet de fin d'étude .....	1
I.2. Caractéristique des matériaux .....	2
I.2.1. Le Béton .....	3
Contraintes limites .....	4
Déformation longitudinale du béton .....	5
Coefficient de poisson .....	6
I.2.2. L'acier .....	7

### Chapitre II Pré dimensionnement et descente de charge

II.1. Pré dimensionnements .....	10
II.1.a. Pré dimensionnement des planchers .....	11
a.1 Planchers à corps creux .....	12
a.2. Plancher à dalle pleine .....	13
II.1.b. Pré dimensionnement des poutres .....	14
b.1. Les poutres principales .....	15
b.2. Les poutres secondaires .....	16
II.1.c. Pré dimensionnement des poteaux .....	17
II.1.d. Pré dimensionnement des voiles .....	18
d.1. Les voiles de contreventement .....	19
d.2. Les voiles périphériques .....	20
II.2. Descente des charges .....	21

### CHAPITRE III Etude des planchers

III. Calcul des planchers .....	24
III.1. Introduction .....	25
III.2. Plancher à corps creux .....	26
III.2.a. Types des poutrelles : .....	27
III.2.b. Calcul des sollicitations sur les poutrelles .....	28
III.2.c. Exemple de calcul 01 .....	29

III.2.c. Exemple de calcul 02 .....	30
III.2.d. Calcul du ferrailage .....	31
III.2.e. Ferrailage de la dalle de compression .....	32
III.3. Plancher à dalle pleine .....	33
III.3.1 Méthode de calcul .....	34
III.3.2. Evaluation des charges .....	35
III.3.3. Calcul du panneau n°04 .....	36

## **CHAPITRE IV**

### **Etude des éléments non structuraux**

IV.1. Etude des escaliers .....	39
IV.1.1. Pré dimensionnement .....	40
IV.1.2. Calcul du ferrailage d'escalier .....	41
IV.1.3. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	42
IV.1.4. Marches porteuses .....	43
IV.2. Etude des balcons .....	44
IV.2.1. Calcul du ferrailage .....	45
IV.2.2. Calcul des armatures transversales .....	46
IV.2.3. Calcul de la flèche .....	47
IV.3. Etude de l'acrotère .....	48
IV.3.1. Détermination des sollicitations .....	49
IV.3.2. Détermination des armatures de la section.....	50

## **CHAPITRE V**

### **Etude dynamique**

V.1. Introduction .....	53
V.2. Choix de la méthode de calcul .....	54
V.3. Méthode statique équivalente .....	55
V.3.1 Interprétation des résultats.....	56
Critères de classification de la structure étudier .....	57
Calcul du facteur d'amplification moyen D .....	58
Coefficient de comportement R .....	59
Facteur de qualité .....	60
Poids de la structure .....	61
V.3.2 Disposition des voiles de contreventement : .....	62
V.3.3 Mode de vibration et participation massique : .....	63
V.3.4. Vérification de la période .....	64
V.3.5. Vérification du déplacement inter-étage .....	65
V.3.6. Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ .....	66
V.3.7. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble .....	67
V.3.8. Vérification de l'effort normal réduit .....	68

## **CHAPITRE VI**

### **Etude des portiques**

VI.1. Introduction .....	71
VI.2. Ferrailage des poutres .....	72
VI.2.1. Sollicitations des poutres .....	73

Exemple de calcul : .....	74
VI.3. Ferrailages des poteaux .....	75
VI.3.1. Définition .....	76
VI.3.1.1. Le ferrailage .....	77
Exemple de calcul : .....	78

## **CHAPITRE VII**

### **Etude des voiles**

VII.1. Le voile périphérique .....	81
Définition .....	82
Caractéristiques du sol .....	83
Combinaisons fondamentales .....	84
Calcul des sollicitations.....	85
VII.2. Le voile de contreventement : .....	86
VII.2.1. Généralités .....	87
VII.2.2.Vérification au flambement : .....	88
VII.2.3. Détermination des sollicitations : .....	89
VII.2.4. Le ferrailage : .....	90
VII.2.5. Calcul des armatures transversales : .....	91
VII.2.6. Voile avec ouverture : .....	92
Ferrailage des linteaux : [RPA99/2003].....	93
Exemple de calcul : .....	94

## **CHAPITRE V**

### **Etude de l'infrastructure**

V.1. Introduction : .....	97
V.2. Radier général : .....	98
V.2.1. Généralités.....	99
V.2.2. Pré dimensionnement .....	100
V.2.3. Les vérifications.....	101
Vérifications des contraintes dans le sol : .....	102
Vérifications des contraintes de cisaillement .....	103
Vérifications de condition de non poinçonnement.....	104
V.2.4. Ferrailage du radier .....	105
V.3. Ferrailage du débord.....	106
V.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	107
V.4. Ferrailage de la nervure .....	108
V.4.1. Calcul des sollicitations .....	109
V.4.2. Calcul du ferrailage .....	110
V.4.3. Vérification de l'effort tranchant .....	111

## Liste des figures

<b>FIGURE 1:</b> DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION BETON .....	4
<b>FIGURE 2:</b> COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	7
<b>FIGURE 3:</b> DIMENSIONS DE LA POUTRELLE.....	8
<b>FIGURE 4:</b> COUPE D'UNE POUTRELLE .....	18
<b>FIGURE 5:</b> LES DIFFERENTS TYPE DE POUTRELLE .....	18
<b>FIGURE 6:</b> PREMIER TYPE DU POUTRELLE (DEUX TRAVEES) .....	20
<b>FIGURE 7:</b> TROISIEME TYPE DU POUTRELLE (6 TRAVEES).....	23
<b>FIGURE 8:</b> SECTION DE CALCUL EN TRAVEE .....	28
<b>FIGURE 9:</b> SECTION DE CALCUL EN APPUI .....	28
<b>FIGURE 10:</b> CORDONNEES DE CENTRE DE GRAVITE .....	31
<b>FIGURE 11:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE .....	33
<b>FIGURE 12:</b> L'ENROBAGE .....	33
<b>FIGURE 13:</b> DISPOSITION DES ARMATURES .....	34
<b>FIGURE 14:</b> LES MODES D'ENCASTREMENT DES PANNEAUX .....	35
<b>FIGURE 15:</b> PANNEAU N°04 .....	35
<b>FIGURE 16:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE POUR 1ML.....	40
<b>FIGURE 17:</b> VUE EN PLAN D'UN ESCALIER .....	41
<b>FIGURE 18:</b> SCHEMA DE LA PAILLASSE .....	41
<b>FIGURE 19:</b> SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER (E.L.U).....	42
<b>FIGURE 20:</b> SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER (E.L.S) .....	43
<b>FIGURE 21:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	44
<b>FIGURE 22:</b> SCHEMA STATIQUE DE LA MARCHE PORTEUSE .....	46
<b>FIGURE 23:</b> SECTION DE CALCUL.....	46
<b>FIGURE 24 :</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DES MARCHES.....	48
<b>FIGURE 25:</b> SCHEMA STATIQUE DU BALCON.....	48
<b>FIGURE 26:</b> SECTION DE CALCUL .....	49
<b>FIGURE 27:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DU BALCON .....	50
<b>FIGURE 28:</b> DIMENSION DE L'ACROTERE .....	51
<b>FIGURE 29:</b> SECTION DE CALCUL .....	52
<b>FIGURE 30:</b> POSITION DU CENTRE DE PRESSION .....	52
<b>FIGURE 31:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .....	53
<b>FIGURE 32:</b> COURBE DE REPARTITION DES CHARGES .....	60
<b>FIGURE 33:</b> DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT .....	62
<b>FIGURE 34:</b> FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES EN TRAVEE ET EN APPUIS .....	71
<b>FIGURE 35:</b> LA ZONE NODALE .....	76
<b>FIGURE 36:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DU POTEAU (50X50) .....	77
<b>FIGURE 37:</b> FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE POUR 1ML.....	82
<b>FIGURE 38:</b> SCHEMA D'UN VOILES AVEC LES SOLLICITATIONS .....	85
<b>FIGURE 39:</b> SECTION DE CALCUL D'ARMATURE VERTICAL .....	85
<b>FIGURE 40:</b> SECTION DE CALCUL D'ARMATURE HORIZONTAL .....	86
<b>FIGURE 41:</b> FERRAILLAGE DES LINTEAUX.....	88
<b>FIGURE 42:</b> FERRAILLAGE DES VOILES.....	88
<b>FIGURE 43:</b> DIMENSION D'UNE SEMELLE ISOLEE .....	89
<b>FIGURE 44:</b> CONTRAINTE DE CISAILLEMENT SENS XX .....	93
<b>FIGURE 45:</b> CONTRAINTE DE CISAILLEMENT SENS YY .....	93
<b>FIGURE 46:</b> SCHEMA STATIQUE ET DIAGRAMME DES MOMENTS DU DEBORDEMENT.....	95
<b>FIGURE 47:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE A DALLE DU RADIER POUR 1 ML.....	96
<b>FIGURE 48:</b> DISTRIBUTION DES CHARGES SUR LES POUTRES PRINCIPALES .....	96
<b>FIGURE 49:</b> DISTRIBUTION DES CHARGES SUR LES POUTRES SECONDAIRES.....	96
<b>FIGURE 50:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES .....	98
<b>FIGURE 51:</b> DESSIN DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE.....	98

## Liste des tableaux

<b>TABLEAU 01:</b> CARACTERISTIQUES DES ACIERS UTILISES.....	5
<b>TABLEAU 2:</b> CONDITION D'ISOLATION ACOUSTIQUE.....	10
<b>TABLEAU 3:</b> CONDITION DE SECURITE EN MATIERE D'INCENDIE.....	10
<b>TABLEAU 04:</b> RECAPITULATION DU PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	10
<b>TABLEAU 5:</b> PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	11
<b>TABLEAU 6:</b> DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU 9EME ETAGE.....	12
<b>TABLEAU 7:</b> DEGRESSION VERTICALE DES CHARGES.....	13
<b>TABLEAU 8:</b> RECAPITULATIF DES SECTIONS DE POTEAU ADOPTES.....	14
<b>TABLEAU 9:</b> LA DESCENTE DE CHARGE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	15
<b>TABLEAU 10:</b> LA DESCENTE DE CHARGE D'UN PLANCHER A DALLE PLEINE.....	16
<b>TABLEAU 11:</b> DESCENTE DE CHARGE DES ESCALIERS.....	17
<b>TABLEAU 12:</b> LA DESCENTE DE CHARGE D'UN BALCON.....	17
<b>TABLEAU 13:</b> LES DIMENSIONS DE LA POUTRELLE.....	18
<b>TABLEAU 14:</b> ÉVALUATION DES CHARGES REVENANTES AUX POUTRELLES.....	19
<b>TABLEAU 15:</b> CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE.....	19
<b>TABLEAU 16:</b> MOMENT EN APPUIS A L'ELU.....	20
<b>TABLEAU 17:</b> MOMENT EN APPUIS A L'ELS.....	21
<b>TABLEAU 18:</b> CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE SUR LE TROISIEME CAS.....	22
<b>TABLEAU 19:</b> EVALUATION DES CHARGES REVENANT AUX POUTRELLES (METHODE DE CAQUOT MINORE).....	23
<b>TABLEAU 20:</b> LES MOMENTS DANS LES APPUIS DE RIVE A <sub>01</sub> ET A <sub>07</sub> .....	23
<b>TABLEAU 21:</b> RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAL.....	27
<b>TABLEAU 22:</b> RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	29
<b>TABLEAU 23:</b> FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION.....	33
<b>TABLEAU 24:</b> TABLEAU DES MOMENTS FLECHISSANT DES PANNEAUX EN TRAVEES ET EN APPUIS DU RDC (PLANCHER BAS).....	36
<b>TABLEAU 25:</b> RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHANT DES PANNEAUX DANS LES DEUX SENS.....	39
<b>TABLEAU 26:</b> RECAPITULATIF DES REACTIONS A L'E.L. U.....	42
<b>TABLEAU 27:</b> RECAPITULATIF DES REACTIONS A L'E.L. S.....	43
<b>TABLEAU 28:</b> RECAPITULATIF DE RESULTA DES CONTRAINTES.....	54
<b>TABLEAU 29:</b> COEFFICIENT D'ACCELERATION A	<b>TABLEAU 30:</b> VALEUR DE T <sub>1</sub> ET T <sub>2</sub> .....
<b>TABLEAU 31:</b> VALEUR DU COEFFICIENT C <sub>T</sub> .....	59
<b>TABLEAU 32:</b> VERIFICATION CALCUL DE LA PERIODE.....	59
<b>TABLEAU 33:</b> DISTRIBUTION DE L'EFFORT NORMAL.....	60
<b>TABLEAU 34:</b> TABLEAU DES VALEURS DE PENALITE PQ.....	61
<b>TABLEAU 35:</b> TABLEAU DE VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	61
<b>TABLEAU 36:</b> VERIFICATION DE LA PERIODE.....	63
<b>TABLEAU 37:</b> RECAPITULATIF POUR LA VERIFICATION DU DEPLACEMENT DU PLANCHER.....	63
<b>TABLEAU 38:</b> VERIFICATION DE L'EFFET DE L'EFFORT P- Δ SENS XX.....	64
<b>TABLEAU 39:</b> TABLEAU 29: VERIFICATION DE L'EFFET DE L'EFFORT P- Δ SENS XX.....	65
<b>TABLEAU 40:</b> VERIFICATION DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE SENS XX.....	65
<b>TABLEAU 41:</b> VERIFICATION DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE SENS YY.....	66
<b>TABLEAU 42:</b> VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	66
<b>TABLEAU 43:</b> RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS.....	67
<b>TABLEAU 44 :</b> RECAPITULATIF DE FERRAILLAGES DES POUTRES.....	71
<b>TABLEAU 45:</b> RECAPITULATIF DES SOLLECITATIONS [RESULTATS DE ROBOT].....	74
<b>TABLEAU 46:</b> RECAPITULATIF DES RESULTATS POUR LE CAS 1, CAS 2 ET CAS 4.....	75
<b>TABLEAU 47:</b> RECAPITULATIF DES RESULTATS POUR LE CAS 3.....	75
<b>TABLEAU 48:</b> TABLEAU RECAPITULATIF DES ARMATURES DU POTEAU (50×50).....	75
<b>TABLEAU 49:</b> RECAPITULATIF DES SOLLECITATIONS.....	80
<b>TABLEAU 50:</b> RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	82
<b>TABLEAU 51:</b> RECAPITULATION DES MOMENTS ET LES EFFORTS NORMAUX DES VOILES.....	85
<b>TABLEAU 52:</b> RECAPITULATIF DES ARMATURES VERTICALES.....	85

<b>TABLEAU 53:</b> RECAPITULATION DES MOMENTS ET LES EFFORTS NORMAUX DES VOILES (FERRAILLAGE HORIZONTAL).....	86
<b>TABLEAU 54:</b> RECAPITULATIF DES ARMATURES HORIZONTALES .....	86
<b>TABLEAU 55:</b> RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES LINTEAUX .....	88
<b>TABLEAU 56:</b> DONNEES RELATIVES AU CHARGEMENT .....	91
<b>TABLEAU 57:</b> VERIFICATION DU CONTRAINTE DU CISAILLEMENT DANS LES DEUX SENS A L'E.L.U .....	93
<b>TABLEAU 58:</b> RECAPITULATION DES MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES SENS X-X.....	94
<b>TABLEAU 59:</b> RECAPITULATION DES MOMENTS EN APPUIS ET EN TRAVEES SENS Y-Y.....	94
<b>TABLEAU 60:</b> RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE DU RADIER .....	94
<b>TABLEAU 61:</b> FERRAILLAGE DES DEBORDS .....	95
<b>TABLEAU 62:</b> RECAPITULATIF DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX.....	96
<b>TABLEAU 63:</b> RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE DES POUTRES .....	97
<b>TABLEAU 64:</b> VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DES POUTRES PRINCIPALES.....	97
<b>TABLEAU 65:</b> VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DES POUTRES SECONDAIRE.....	98

## Liste des organigrammes

Organigramme 1 : Le panneau le plus sollicité d'un plancher à dalle pleine.....	1
Organigramme 2 : Critères de résistance selon BAEL91.....	2
Organigramme 3 : La section du poteau le plus sollicité.....	3
Organigramme 4 : Vérification RPA et flambement sur le poteau (30x30).....	4
Organigramme 5 : Calcul le moment du travée 1 et appui 2.....	5
Organigramme 6 : Calcul le moment du travée 2 et appui 3.....	6
Organigramme 7 : Calcul le moment du travée 3 et appui 4.....	7
Organigramme 8 : Calcul le moment du travée 4 et appui 5.....	8
Organigramme 9 : Calcul le moment du travée 5 et appui 6.....	9
Organigramme 10 : Calcul le moment du travée 6.....	10
Organigramme 11 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine à l'ELU sens X-X.....	11
Organigramme 12 : Vérification à l'ELS sens X-X.....	12
Organigramme 13 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine à l'ELU sens X-X.....	13
Organigramme 14 : Vérification à l'ELS sens X-X.....	14
Organigramme 15 : Calcul du ferrailage d'escalier à l'ELU .....	15
Organigramme 16 : Vérification à l'ELS .....	16
Organigramme 17 : Calcul de ferrailage du balcon.....	17
Organigramme 18 : Calcul de ferrailage d'acrotère.....	18
Organigramme 19 : Calcul des contraintes.....	19
Organigramme 20 : Calcul de ferrailage des poutres en travée.....	20
Organigramme 21 : Calcul de ferrailage des poutres en appui.....	21
Organigramme 22 : Vérification à l'E.L. S.....	22
Organigramme 23 : Calcul d'espacement des armatures transversales.....	23
Organigramme 24 : Les armatures longitudinales des poteaux.....	24
Organigramme 25 : Les armatures transversales des poteaux.....	25
Organigramme 26 : Calcul de la poussée des terres et des contraintes.....	26
Organigramme 27 : Calcul de ferrailage du voile périphérique sens X-X.....	27
Organigramme 28 : Calcul de ferrailage du voile périphérique sens Y-Y.....	28
Organigramme 29 : Vérification à l'E.L. S .....	29
Organigramme 30 : Ferrailage des linteaux.....	30
Organigramme 31 : Pré dimensionnement du radier et des nervures .....	31

## Liste des symboles

<b>ELU</b>	Etat limite ultime de résistance
<b>ELS</b>	Etat limite de service
<b>G</b>	Charge permanents
<b>Q</b>	Charge d'exploitation
<b>E</b>	Charge sismique
<b>q<sub>u</sub></b>	Chargement ultime
<b>q<sub>s</sub></b>	Chargement de service
<b>M<sub>f</sub></b>	Moment fléchissant
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment de flexion en travée
<b>M<sub>a</sub></b>	Moment de flexion en appui
<b>M<sub>d</sub></b>	Moment en appui droite
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment en appui gauche
<b>N</b>	Effort normal
<b>T<sub>d</sub></b>	Effort tranchant à droit du point considéré
<b>T<sub>g</sub></b>	Effort tranchant à gauche du point considéré
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation longitudinale instantané
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation longitudinale différée
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficient de sécurité pour l'acier
<b>γ<sub>b</sub></b>	Coefficient de sécurité pour le béton
<b>h</b>	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
<b>b</b>	Largeur des éléments
<b>h<sub>0</sub></b>	Hauteur de la table de compression
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte de calcul dans le béton
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte admissible limite dans le béton
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte de calcul dans l'acier

$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
$\tau_u$	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
$\phi_t$	Diamètre des armatures
<b>S</b>	Espacement entre armatures transversales
<b>A<sup>u</sup></b>	Armatures calculées à l'ELUR
<b>A<sup>s</sup></b>	Armatures calculées à ELS
<b>A<sub>a</sub></b>	Armatures en appuis
<b>A<sub>t</sub></b>	Armatures en travées
<b>I<sub>xx</sub></b>	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
<b>I<sub>yy</sub></b>	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
<b>M<sub>zz</sub></b>	Inertie massique
<b>L<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite
<b>L<sub>x</sub></b>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
<b>L<sub>y</sub></b>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
<b>I<sub>0</sub></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b>I<sub>f</sub></b>	Moment d'inertie fictif
<b>f</b>	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
<b>Δf<sub>t</sub></b>	Flèche total
<b>ρ</b>	Rapport entre deux dimensions $\frac{L_x}{L_y}$

## Introduction générale

Le génie civil évolue sans cesse, et s'engagera dans de diverses avenues au cours des prochaines années...Elle n'est pas qu'une simple orientation créative de résolution et des problèmes, il a aussi le pouvoir de façonner à la fois notre environnement et notre mode de vie.

À l'avenir, les ingénieurs en génie civil se verront confier des rôles de direction plus définis et un travail plus interdisciplinaire qu'aujourd'hui.

D'autres nouvelles compétences et connaissances en ce domaine seront nécessaires pour créer un monde durable tout en faisant face aux nouveaux défis de demain.

La construction connaît une forte poussée de croissance, on l'appelle une renaissance pour imaginer les bâtiments de demain et les inscrire dans un monde durable.

Les réflexions autour du développement durable dans le génie civil sont d'actualité depuis plusieurs années. Et même aujourd'hui, elles n'ont cessé de prendre de l'ampleur partout dans le monde. L'avenir du génie civil ne consiste pas simplement à construire, mais à le faire avec la plus grande considération et avec le plus grand soin.

Dans ce travail, on a étudié un bâtiment de R+9 avec un sous-sol a usage d'habitation et commercial implantée dans wilaya de Mostaganem.

Tout d'abord on a commencé par une présentation générale du projet, ensuite on a passé à la partie de pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. En deuxième partie on a passé à l'étude des éléments secondaires tels que (poutrelles, escalier, balcon, acrotère et les dalles pleines) En troisième partie on a fait l'étude dynamique de ce projet, selon le règlement parasismique algérien99 version 2003.

Ensuite nous avons présenté les résultats de cette structure, et calculer le ferrailage des portique, voiles et fondation à partir des sollicitations données par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**.

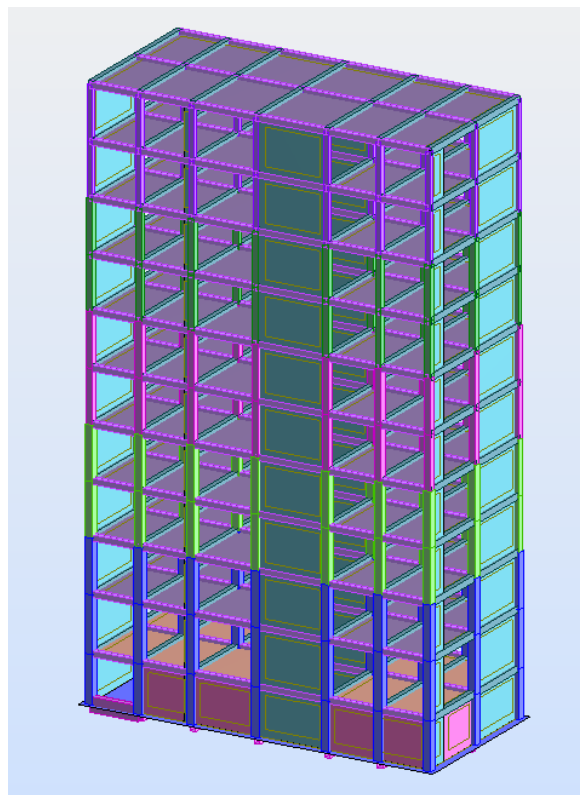
## I.1.Présentation du projet de fin d'étude :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et calculer une tour composée d'un sous-sol pour le parking, un rez-de-chaussée à usage commercial et des étages courants pour habitation, elle sera implanté dans la wilaya de Mostaganem « Kha roba », commune de Mostaganem. Selon le RPA 99/2003, elle est située dans une zone de sismicité moyenne (II<sub>a</sub>).

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol meuble d'une contrainte admissible de 2 bars à une profondeur de 4m.

Les dimensions en plan et en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

Longueur	$L = 20,95 \text{ m}$
Largeur	$l = 09,45 \text{ m}$
La hauteur totale est	$h_t = 35,37 \text{ m}$
La hauteur d'étage	$h_e = 3,23$
La hauteur de RDC	$h = 3,40 \text{ m}$
La hauteur du sous-sol	$h = 2,90 \text{ m}$



**Figure 1:** Coupe en élévation du plan

## I.2. Caractéristique des matériaux :

### I.2.1. Le Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Le béton est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'à la traction. C'est donc la compression qui va définir sa résistance, définie comme la contrainte maximale en compression du béton. Elle est symbolisée par le sigle  $f_c$  et exprimée en Mpa. La résistance du béton est évaluée après 28 jours d'âge, délai qui lui permet généralement d'atteindre 90% de sa résistance.

Le béton qui sera utilisé dans la réalisation de ce projet sera dosé à 350Kg/m<sup>3</sup>.

La résistance caractéristique du béton à la compression, à l'âge de 28 jours est égale à  $f_{c28}=25$  MPA.

La résistance caractéristique du béton à la traction, à l'âge de j jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_cj$$

Pour j = 28 jours  $\Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06.25 = 2,1$ MPa

#### a- Contraintes limites :

Le dimensionnement des structures s'appuie sur une méthode de calcul aux états-limites. On distingue deux catégories d'états-limites :

-ELS : Etats-Limites de Service.

-ELU : Etats-Limites Ultimes.

Etat limite ultime :

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

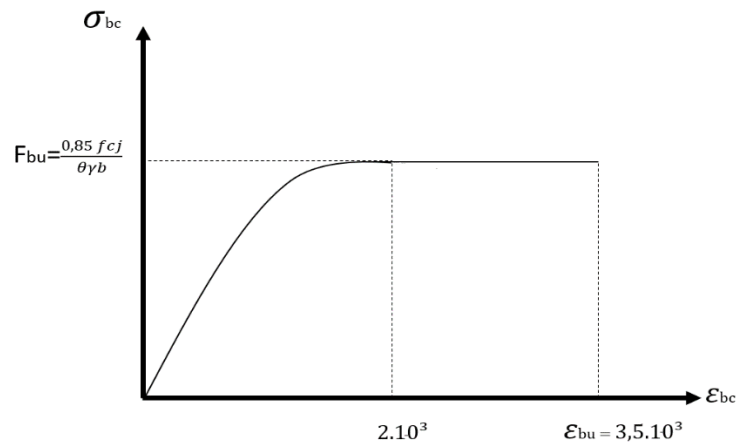


Figure 2: Diagramme contrainte déformation béton

Avec :

$\gamma_b = 1,15$  : combinaisons accidentelles { 1,50 : autres cas }

En fonction de la durée  $t$  d'application de la combinaison d'action considérée :

$$1,00 : t < 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,90 : 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures}$$

$$0,85 : t < 1 \text{ heure}$$

Etat limite de service :

La contrainte limite à l'ELS vis-à-vis de la durabilité du béton comprimé est donné par :

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

$$\sigma_{bc} = 0,615k \times (d - y_1) 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte ultime de cisaillement :

- Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (3,3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

### b- Déformation longitudinale du béton :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égale a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

Pour des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé du béton  $E_{vj}$  qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa.}$$

**c- Coefficient de poisson :**

$\nu = 0$  dans le cas des ELU.

$\nu = 0.2$  dans le cas des ELS.

**I.2.2. L'acier :**

L'acier est un alliage essentiellement composé de fer, sa densité varie donc autour de celle du fer suivant sa composition chimique et ses traitements thermiques.

Ils ont un module de Young d'environ 210 000 MPa, indépendamment de leur composition. Les autres propriétés varient énormément en fonction de leur composition, du traitement thermomécanique et des traitements de surface auxquels ils ont été soumis.

En béton armé l'acier a pour rôle d'équilibrer les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Les différentes caractéristiques des aciers utilisés sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 01:** Caractéristiques des aciers utilisés

Acier	Désignation	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	Utilisation
H. A	FeE400	400	Tous travaux en B. A
R. L	FeE235	235	Cadres, étriers, épingles
T. S	TSL	500	Les dalles de compression

a) Les contraintes limites :

Etat limite ultime :

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

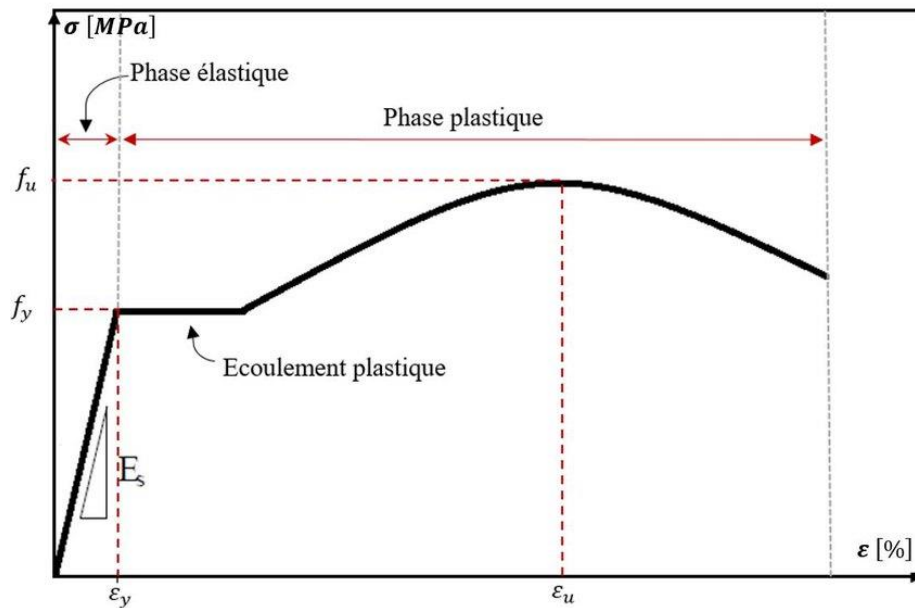


Figure 02 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ Cas générale}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ Cas accidentelle}$$

Etat limite de service :

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures :

Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{n} \cdot f_{tj})$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{n} \cdot f_{tj})$

Avec n : coefficient de fissuration.

n = 1 pour les ronds lisses.

n = 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

## II. Pré dimensionnements et descente de charges :

### II.1. Pré dimensionnements :

Le pré dimensionnement est principalement ‘‘ le pré calcul ’’ des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations.

#### II.1.a. Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est un élément porteur horizontal séparant deux étages d’une construction. Les planchers prennent appui, soit sur des murs, soit sur des poutres, en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies.

##### a.1 Planchers à corps creux :

Dans notre structure Sont utilisées pour le RDC et les étages courants.

L’épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{20} \geq ht \geq \frac{L_{max}}{25}$$

$ht$  : Épaisseur du plancher.

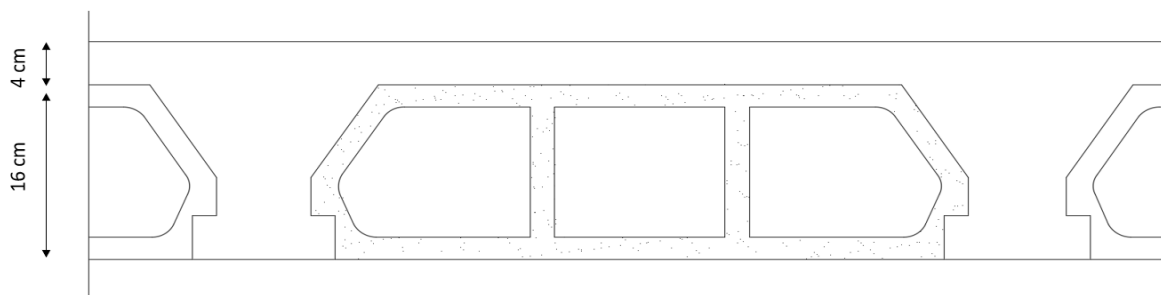
$L_{max} = 435\text{cm}$  : La portée maximale.

$$\frac{435}{20} \geq ht \geq \frac{435}{25} \Rightarrow 21,75 \geq ht \geq 17,4$$

$h_t = 20\text{cm}$

Conclusion : On prend un plancher a corps creux de type (16+4) cm.

- 16 cm la hauteur du corps creux.
- 4 cm la dalle de compression.



**Figure 3:** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \Rightarrow 0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$$

Soit :  $b_0 = 12\text{cm}$ .

$$b_1 = \min \left[ \frac{(L_1 - b_0)}{2a}; \frac{L}{10}; bh_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right]$$

$L_1$  : la longueur de l'hourdis pris également 60cm

$L = 405\text{cm}$  : longueur de la poutrelle entre nus d'appui.

$h_0 = 4\text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression.

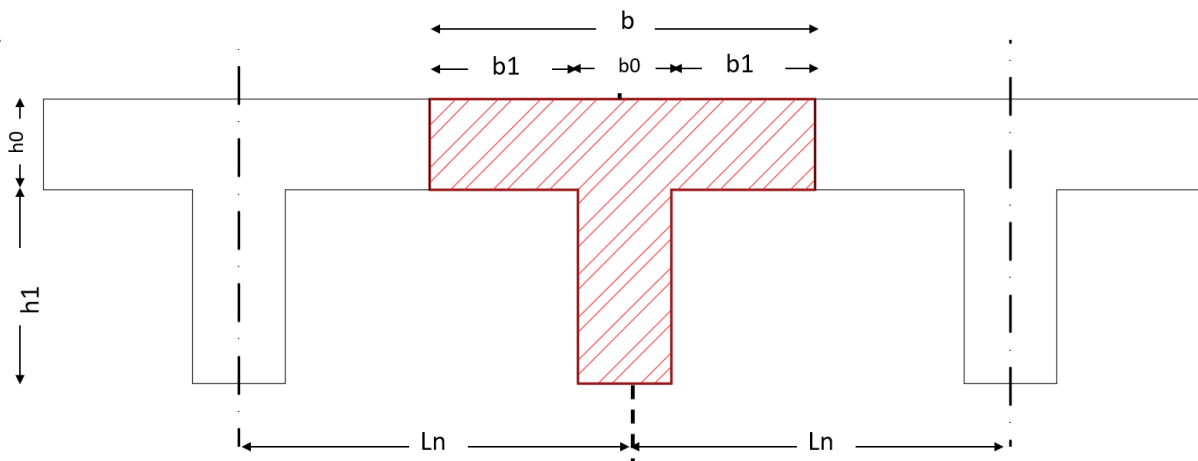
$$b_1 = \min \left[ \frac{(60 - 12)}{2a}; \frac{480}{10}; 24 \leq b_1 \leq 32 \right]$$

$$b_1 = \min [24 ; 47 ; (24 \leq b_1 \leq 32)]$$

Soit :  $b_1 = 24\text{cm}$ .

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = (2 \times 24) + 12$$

Donc ;  $b = 60\text{cm}$ .



**Figure 4:** Dimensions de la poutrelle

**a.2. Plancher à dalle pleine :**

Dans notre structure elle est utilisée au niveau du sous-sol, et le calcul se fait sur le panneau P4.

Condition de résistance à la flexion :

Cas d'une dalle qui porte suivant un sens



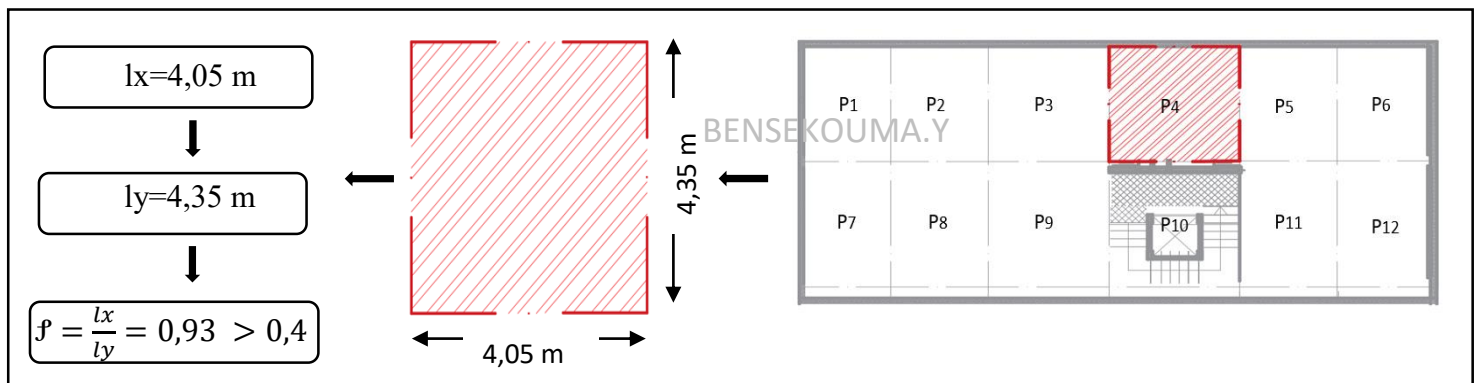
- $\mathcal{F} = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$
- La charge doit être uniformément répartie.
- $h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) l_x$

Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens



- $0,4 \leq \mathcal{F} \leq 1$
- La charge est uniformément répartie, ou bien une dalle soumise à une charge concentrée.
- $h_d = \left( \frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) l_x$

**Organigramme 1 :** Le panneau le plus sollicité d'un plancher à dalle pleine



La dalle se porte dans les deux sens  $\rightarrow 8,7 \leq h_d \leq 10,87 \rightarrow h_d = 9$  cm.

L'épaisseur de la dalle dépend souvent des conditions suivantes :

**Tableau 2:** Condition d'isolation acoustique

Conditions	Epaisseur
Contre les bruits ariens $2500h_d \geq 350 \text{Kg/m}^2 h_d = 14 \text{ cm}$	$h_d = 14 \text{ cm}$
Contre les bruits impacts $2500h_d \geq 350 \text{Kg/m}^2$	$h_d = 16 \text{ cm}$

**Tableau 3:** Condition de sécurité en matière d'incendie

Conditions	Epaisseur
Pour une heure de coupe-feu	$h_d = 7 \text{ cm}$
Pour deux heures de coupe-feu	$h_d = 11 \text{ cm}$
Pour quatre heures de coupe-feu	$h_d = 17,5 \text{ cm}$

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend :  $h_d = 16 \text{ cm}$ .

**Tableau 04:** Récapitulation du pré dimensionnement des planchers

Type de plancher	Epaisseur de la dalle	Hourdis	Dalle de compression
Corps creux	20	16	4
Dalle pleine	16		

### II.1.b. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

#### b.1. Les poutres principales :

- Critère de rigidité :

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

$L_{\max}$  La plus grande portée.

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre

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

$$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{CV}$$

## b.2. Les poutres secondaires :

- Critère de rigidité :

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

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \leq h \leq 40,5$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

On adopte pour la largeur de la poutre secondaire :  $b = 30 \text{ cm}$ .

- Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{CV}$$

**Tableau 5:** pré dimensionnement des poutres

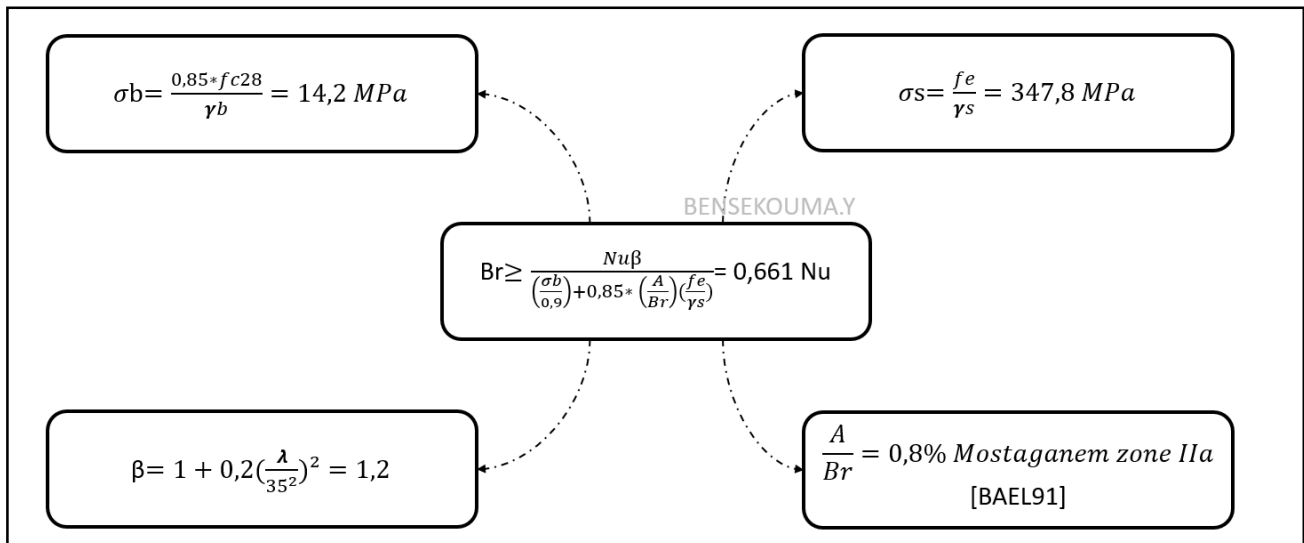
Type de poutre	$L_{\max}$	h (cm)	b (cm)
PP	450	40	30
PS	405	35	30

## II.1.c. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, à l'E.L. U en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

**Organigramme 2 : Critère de résistance selon BAEL 91**



$Br$  : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

D'où  $Br = (a - 2)(b - 2)$  ; on a :  $a = b \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$ .

- On cherche d'atteindre  $\lambda = 35$  [BAEL91] pour que toutes les armatures principales participent à la résistance.

- Exemple de calcul (poteau central) :

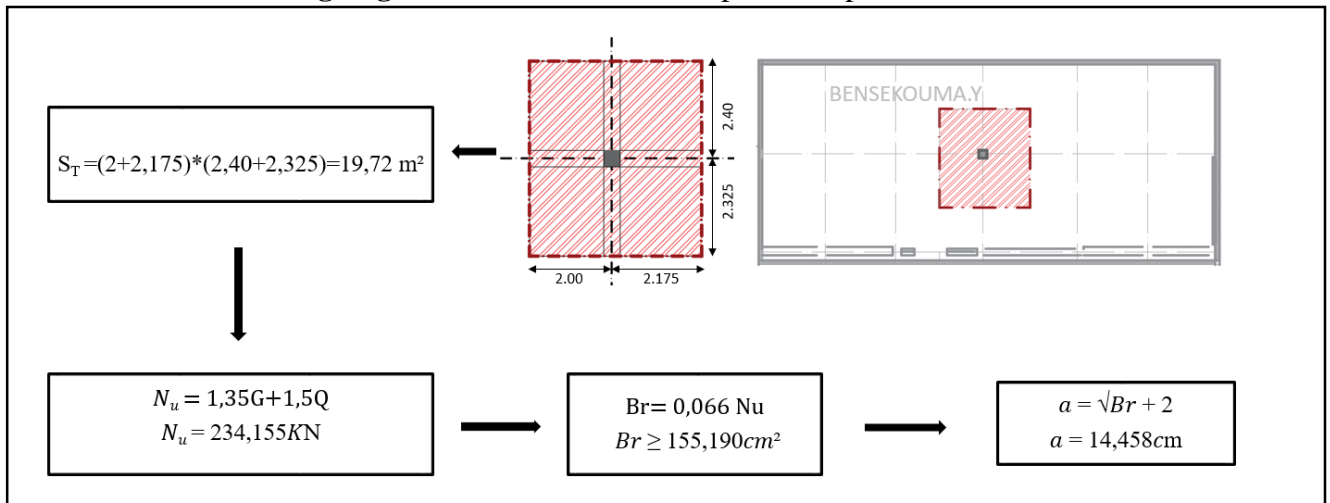
$$G = 6.17 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau 6:** Descente de charge du poteau 9ème étage

Description	Poids	
Le plancher	$G_T \times S = 121,715 \text{ KN}$	
Les poutre principales	$0.3 \times 0.40 \times 25 \times (4,72 - 0,3) \times 25 = 13,275 \text{ KN}$	
Les poutres secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 25 \times (3.64 - 0,3) \times 25 = 10,172 \text{ KN}$	
Le poteau	$0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3,23 - 0,4) \times 25 = 6,367 \text{ KN}$	
La charge permanente	<b>G= 151,529 KN</b>	
La charge d'exploitation	$Q = S \times 1$	<b>Q= 19,72 KN</b>

Nous suivrons cet organigramme ci-dessous pour déterminer la section du poteau :

**Organigramme 3 : La section du poteau le plus sollicité**



On adopte une section de (30 x30) cm<sup>2</sup>.

Le calcul des poteaux des autres niveaux est le même, en tenant compte de la loi de la dégression des surcharges de la façon suivante :

**Tableau 7: Dégression verticale des charges**

i	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (kN/m <sup>2</sup> )
0	Haut 9 <sup>ème</sup> étage	$Q_0$	1
1	Haut 8 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + Q_1$	2,5
2	Haut 7 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$	3,85
3	Haut 6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
4	Haut 5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
5	Haut 4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
6	Haut 3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
7	Haut 2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,50
8	Haut 1 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,25
9	Haut RDC	$Q_0 + 0,67 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10
10	Haut sous-sol	$Q_0 + 0,65 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10,75

Pour les charges permanentes on va les cumuler.

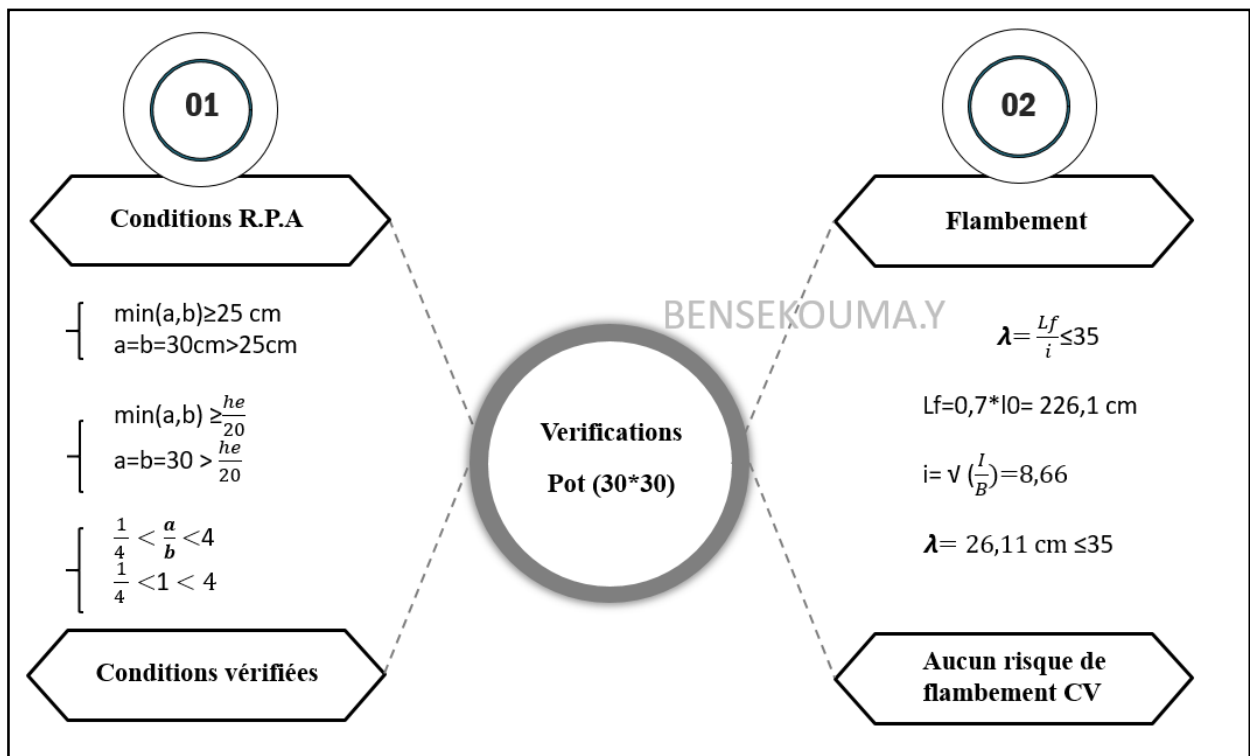
Le tableau suivant représente l'effort normal ultime ainsi que la section adoptée sur les autres niveaux :

**Tableau 8:** Récapitulatif des sections de poteau adoptés

Niveau	Hauteur d'étage $h_e$ (m)	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	Nu	Br [cm <sup>2</sup> ]	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup> étage	3,23	6,17	1	234,155	155,190	30×30
8 <sup>ème</sup> étage	3,23	11,56	2,5	448,218	297,063	30×30
7 <sup>ème</sup> étage	3,23	16,7	3,85	657,842	435,995	35×35
6 <sup>ème</sup> étage	3,23	21,84	5,05	866,132	574,042	35×35
5 <sup>ème</sup> étage	3,23	26,98	6,1	1069,983	709,148	40×40
4 <sup>ème</sup> étage	3,23	32,12	7	1272,978	843,686	40×40
3 <sup>ème</sup> étage	3,23	37,26	7,75	1471,534	975,282	45×45
2 <sup>ème</sup> étage	3,23	42,4	8,5	1674,149	1109,568	45×45
1 <sup>ème</sup> étage	3,23	47,54	9,25	1876,765	1243,854	50×50
RDC	3,57	52,68	10	2083,917	1381,148	50×50
Ss sol	2,90	52,82	10	2271,745	1505,634	50×50

Dans l'organigramme ci-dessus, nous allons vérifier les conditions du RPA ainsi que la vérification du flambement sur le poteau du sous-sol :

**Organigramme 4 :** Vérification R.P.A et flambement sur le poteau (30x30)



### II.1.d. Pré dimensionnement des voiles :

#### d.1. Les voiles de contreventement :

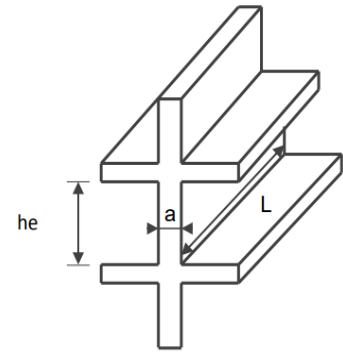
Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le R.P.A.

D'après la vérification de l'RPA :  $a \geq \frac{h_e}{20}$  On a :

$h_e$  : hauteur libre entre deux étages.

$$h_e = 3,37; a \geq \frac{337}{20} = 16,85 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur des voiles de 20cm du sous-sol jusqu'au 9ème étages.



#### d.2. Les voiles périphériques :

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$ . [Article 7.7.2]

- $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

- $a \geq \frac{h_e}{20}$

$$a \geq \frac{290}{20} = 14,5 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de 20cm.

### II.2. Descente des charges :

La descente des charges sur chaque niveau et chaque mode d'utilisation pour trouver les valeurs des charges permanentes et d'exploitation qui vont servir par la suite à tous les calculs de dimensions de coffrage ainsi au ferrailage de tous les éléments structuraux.

**Tableau 9:** La descente de charge d'un plancher à corps creux

Nature du plancher	Description	Ep (m)	Pds.vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1. Protection en gravier	4	17	0,68
	2. Etanchéité multicouche	2	6	0,12
	3. Forme de pente	10	22	2,20
	4. Isolation thermique en polystyrène	2		0,10

	5. Plancher en corps creux	16+4		2,80
	6. Enduit au ciment	1,5	18	0,27
	Charges permanente			<b>G=6,17KN/m<sup>2</sup></b>
	Charge d'exploitation			<b>Q=1KN/m<sup>2</sup></b>
Etagé courant	1. carrelage + sable + mortier de pose			1,04
	2. Plancher en corps creux	16+4		2,80
	3. Enduit au ciment	1,5	18	0,27
	4. Cloisons légères			0,75
	Charge permanente			<b>G=4,86KN/m<sup>2</sup></b>
	Charges d'exploitation			<b>Q=1,5KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 10:** La descente de charge d'un plancher à dalle pleine

Nature du plancher	Description	Ep (m)	Pds.vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine (sous-sol)	1. carrelage + sable + mortier de pose			1,04
	4. Dalle pleine	0,16	25	4,00
	5. Enduit au ciment	1,5	18	0,27
	6. Cloison légère			0,75
	Charge permanente			<b>G=6,06 KN/m<sup>2</sup></b>
	Charge d'exploitation			<b>Q= 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 11: Descente de charge des escaliers

Nature	Description	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	1. Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable)	1,04
	2. Revêtement vertical ( $1,04 \times \frac{h}{g}$ )	0,589
	3. Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ )	1,87
	4. Poids propre de la paillasse ( $25 \times \frac{e}{\cos \alpha}$ )	4,31
	5. Enduit au ciment ( $0,18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha}$ )	0,310
	Charge permanente	<b>G=8,12 KN/m<sup>2</sup></b>
	Charge d'exploitation	<b>Q=2,5 KN/m<sup>2</sup></b>
Palier	1. Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable)	1,04
	2. Poids propre du palier ( $25 \times ep$ )	3,75
	3. Enduit au ciment ( $0,18 \times 1,5$ )	0,27
	Charge permanente	<b>G=5,06 KN/m<sup>2</sup></b>
	Charge d'exploitation	<b>Q=2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 12: La descente de charge d'un balcon

Nature du plancher	Description	Ep (m)	Pds.vol (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Balcon	1. carrelage + sable + mortier de pose			1,04
	4. Dalle pleine	0,16	25	4,00
	5. Enduit au ciment	1,5	18	0,27
	Charge permanente			<b>G=5,31 KN/m<sup>2</sup></b>
	Charge d'exploitation			<b>Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup></b>

**III. Calcul des planchers :**

**III.1. Introduction :**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure 3) :

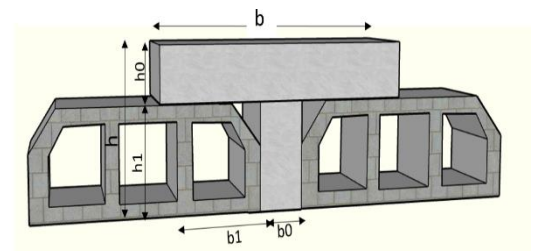
- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

**III.2. Plancher à corps creux :**

Les poutrelles sont de section en T de dimensions suivante (chapitre II) :

**Tableau 13:** Les dimensions de la poutrelle

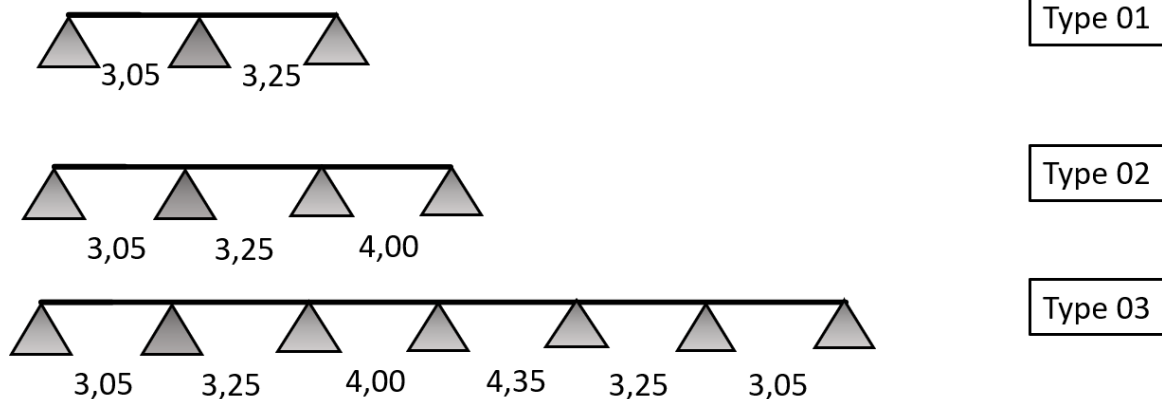
$b_1$	$b_0$	$b$	$h_1$	$h_0$	$h_T$
24	12	60	16	4	20



**Figure 5:** Coupe d'une poutrelle

III.2.a. Types des poutrelles :

Dans notre construction nous avons 3 différents types de poutrelles :



**Figure 6:** Les différents type de poutrelle

**Tableau 14:** Évaluation des charges revenantes aux poutrelles

Niveau	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	Coeff [m]	ELU [KN/ml]	ELS [KN/ml]
Haut de terrasse	6,17	1	0,6	5,89	4,30
Haut de 1 <sup>er</sup> → 9 <sup>ème</sup> étages	4,86	1,5	0,6	5,28	3,82
Haut du RDC	4,86	2,5	0,6	6,18	4,42

## III.2.b. Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

Il existe principalement deux méthodes utilisées pour ce type de plancher qui se calcul en flexion simple.

- Plancher à faible surcharge (Méthode forfaitaire).
- Plancher à forte surcharge (Méthode de Caquot).

Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

**Tableau 15:** Condition d'application de la méthode forfaitaire

1	$Q \leq \max [2G, 5KN/m^2]$	$1 \leq \max (12,34KN/m^2, 5KN/m^2)$	<b>La condition est vérifiée</b>
2	BENSEKOUMAY La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.		<b>La condition est vérifiée</b>
3	$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$	$0,8 \leq \frac{l_1}{l_2}; \frac{l_2}{l_3}; \frac{l_3}{l_4}; \frac{l_4}{l_5}; \frac{l_5}{l_6} \leq 1,25$	<b>La condition est vérifiée</b>
4	Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.		<b>La condition est vérifiée</b>

La méthode forfaitaire est applicable pour le premier et le deuxième type de poutrelle.

III.2.c. Exemple de calcul 01 :

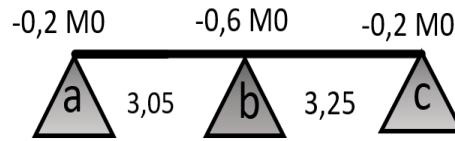
Calcul à L'ELU « Terrasse »

$q_u = 5,89 \text{ KN/m}$

Moment isostatique :

$M_{0a} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,05^2}{8} = 6,86 \text{ KN.m}$

$M_{0c} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,25^2}{8} = 7,79 \text{ KN.m}$



Type 01

Figure 7: Premier type du poutrelle (deux travées)

Tableau 16: Moment en appuis à l'ELU

Ma	Mb	Mc
-1,37	-4,67	-1,56

Moment en travée :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,17+1} = 0,139$

$M_{ti} + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ti} + \frac{Mg+Md}{2} = 7,28 \\ \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i} = 7,20 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ti} + \frac{Mg+Md}{2} = 7,95 \\ \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i} = 8,18 \end{array} \right. \quad \text{Condition non vérifier}$$

$$M_{ti} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0i} \rightarrow (\text{Travée de rive}) \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0i} \rightarrow (\text{Travée intermédiaire}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2} = 4,26 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 4,83 \text{ KN.m} \rightarrow M_{t2} = 5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

$$T_u = \left\{ \begin{array}{l} Tg = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{Mg-Md}{l} \\ Td = Mg - (q_u \times l) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Tg = 7,90 \text{ KN} \\ Td = -11,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul à L'ELS

$$q_{ser} = 4,30 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_{0a} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4,30 \times 3,05^2}{8} = 5,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0c} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4,30 \times 3,25^2}{8} = 5,67 \text{ KN.m}$$

**Tableau 17:** Moment en appuis à l'ELS

Ma	Mb	Mc
-1,00	-3,41	-1,14

Moment en travée :

$$M_{ti} + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ti} + \frac{Mg+Md}{2} = 5,31 \\ \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i} = 5,25 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ti} + \frac{Mg+Md}{2} = 5,80 \\ \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i} = 8,18 \end{array} \right. \quad \text{Condition non vérifier}$$

$$M_{ti} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0i} \rightarrow (\text{Travée de rive}) \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0i} \rightarrow (\text{Travée intermédiaire}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2} = 3,11 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 3,53 \text{ KN.m} \rightarrow M_{t2} = 5,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

$$T_{ser} = \left\{ \begin{array}{l} Tg = \frac{q_{ser} \times l}{2} + \frac{Mg-Md}{1} \\ Td = Mg - (Pu \times l) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Tg = 5,77 \text{ KN} \\ Td = -8,21 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le calcul de tous les moments fléchissant et efforts tranchants pour tous les types et tous les niveaux a mené aux résultats illustrés sous forme de tableau suivant :

Méthode de Caquot minoré :

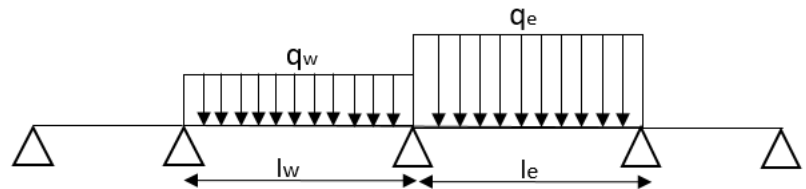
Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et  $\frac{2}{3}$  ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

Appuis de rives :

$$M_i = -0,2 \frac{q^r}{8} l^2$$

Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = -\frac{qwlw'^3 + qele'^3}{8,5(lw' + le')}$$



Avec :

$l' = 1$  : pour une travée de rive

$l' = 0,8 l$  : pour une travée intermédiaire

$l_w$  et  $l_e'$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

$l$  : la portée réelle de la travée.

Efforts tranchants :

$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_w = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

**Tableau 18:** Condition d'application de la méthode forfaitaire sur le troisième cas

1	$Q \leq \max [2G, 5KN/m^2]$	$1 \leq \max (12,34KN/m^2, 5KN/m^2)$	<b>La condition est vérifiée</b>
2	BENSEKOUMAY La fissuration est considérée comme étant peu nuisible.		<b>La condition est vérifiée</b>
3	$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$	$0,8 \leq \frac{l_1}{l_2}; \frac{l_2}{l_3}; \frac{l_3}{l_4}; \frac{l_4}{l_5}; \frac{l_5}{l_6} \leq 1,25$	<b><u>La condition n'est pas vérifiée</u></b>
4	Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.		<b>La condition est vérifiée</b>

La méthode de Caquot minoré sera applicable pour le troisième type.

III.2.c. Exemple de calcul 02 :

Calcul à L'ELU « Terrasse »

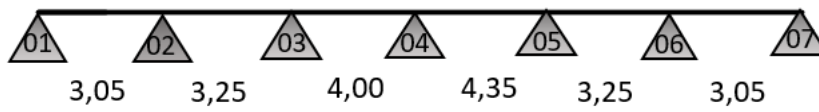


Figure 8: Troisième type du poutrelle (6 travées)

Tableau 19: Evaluation des charges revenant aux poutrelles (méthode de Caquot minoré)

E.L.U		E.L.S	
$q_u^r$ [KN/ml]	$Q_u$ [KN/ml]	$q_{ser}^r$ [KN/ml]	$Q_{ser}$ [KN/ml]
4,23	5,90	3,07	4,30

Avec :

$$q_u^r = [(1,35(\frac{2}{3} G) + 1,5 \times Q) \times 0,6 \text{ et } q_{ser}^r = [(\frac{2}{3} G) + Q] \times 0,6$$

Tableau 20: Les moments dans les appuis de rive  $a_{01}$  et  $a_{07}$

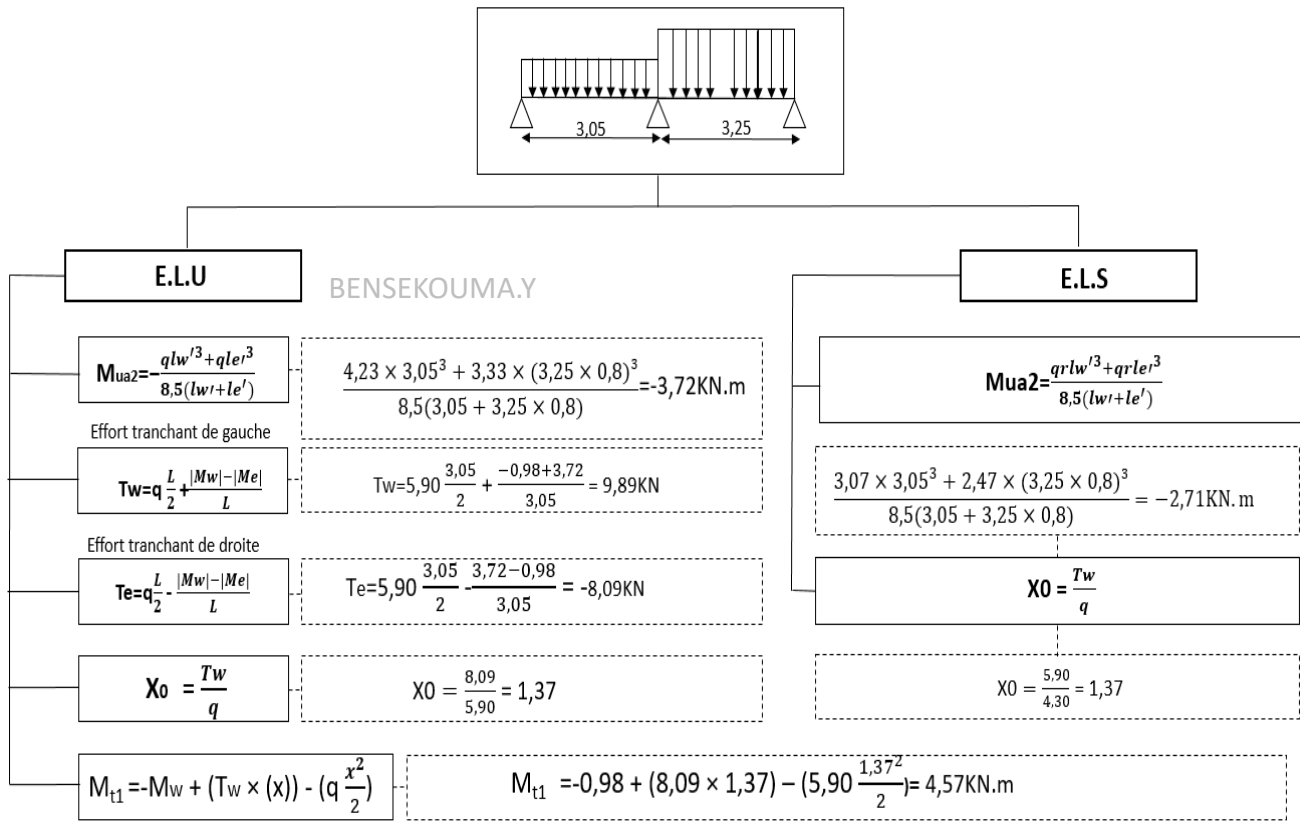
E.L.U		E.L.S	
$M_u^{01} = M_u^{07}$ [KN.ml]	$M_u^{a1} = M_u^{07}$ [KN.ml]	$M_{ser}^{01} = M_{ser}^{07}$ [KN.ml]	$M_{ser}^{a1} = M_{ser}^{07}$ [KN.ml]
4,92	- 0,98	3,57	- 0,71

Avec :

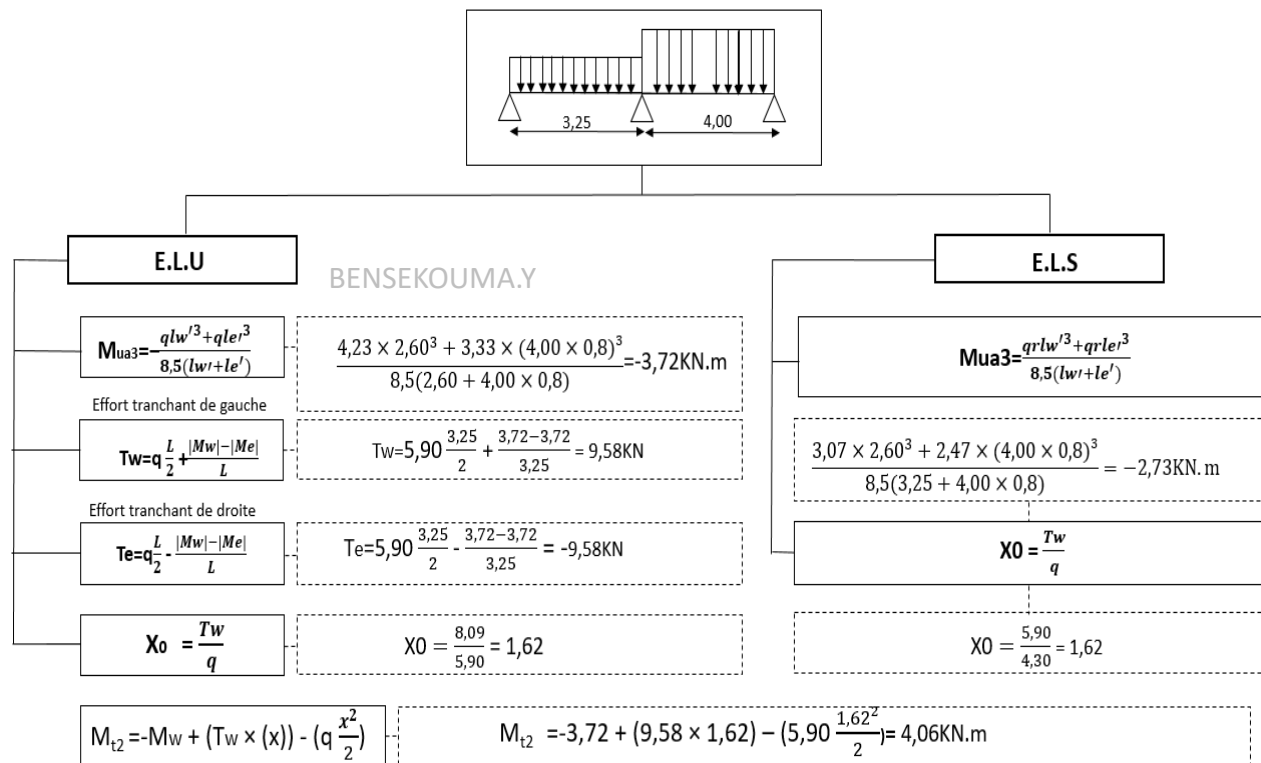
$$M_u^{a1} = M_u^{07} = -0,7 M_u^{01} \text{ et } M_{ser}^{a1} = M_{ser}^{07} = -0,7 M_{ser}^{01}$$

Le calcul des moments des autres appuis ainsi que les moments en travées est dans les organigrammes ci-dessous :

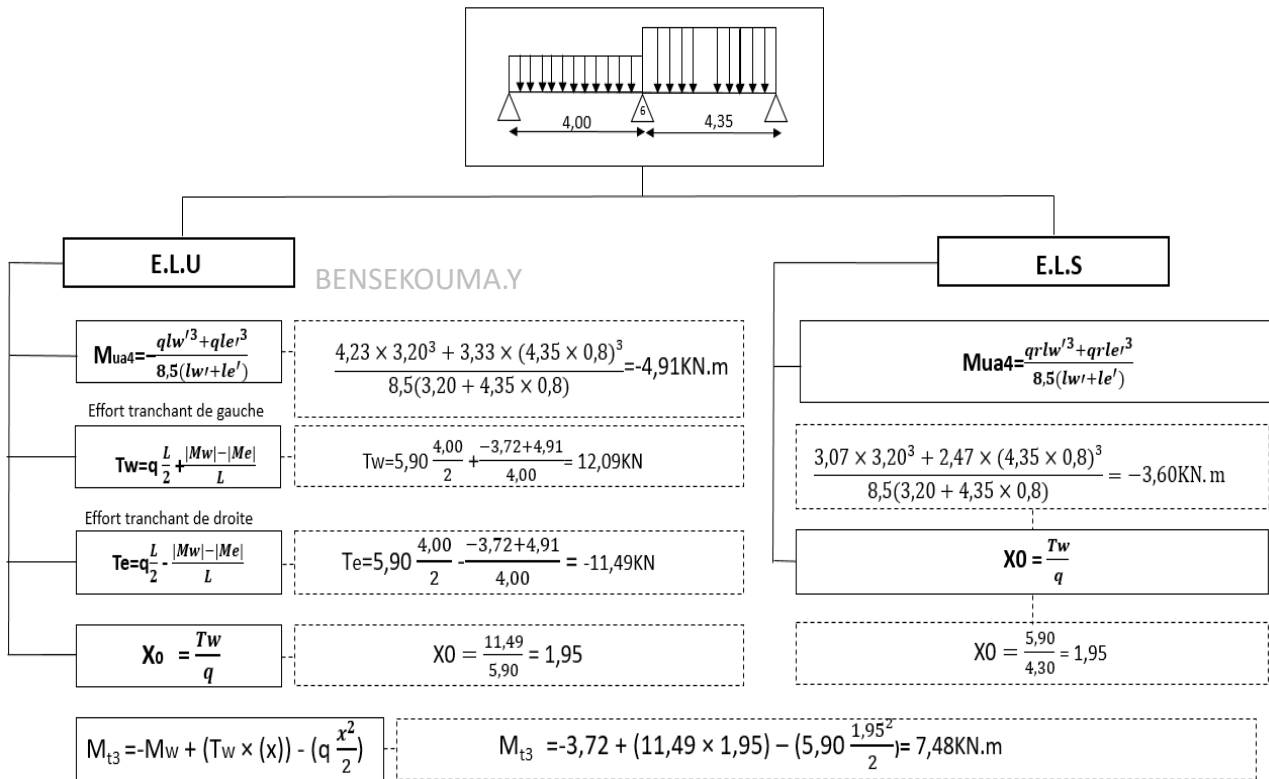
Organigramme 5 : Calcul des moments du travée 1 appui 2



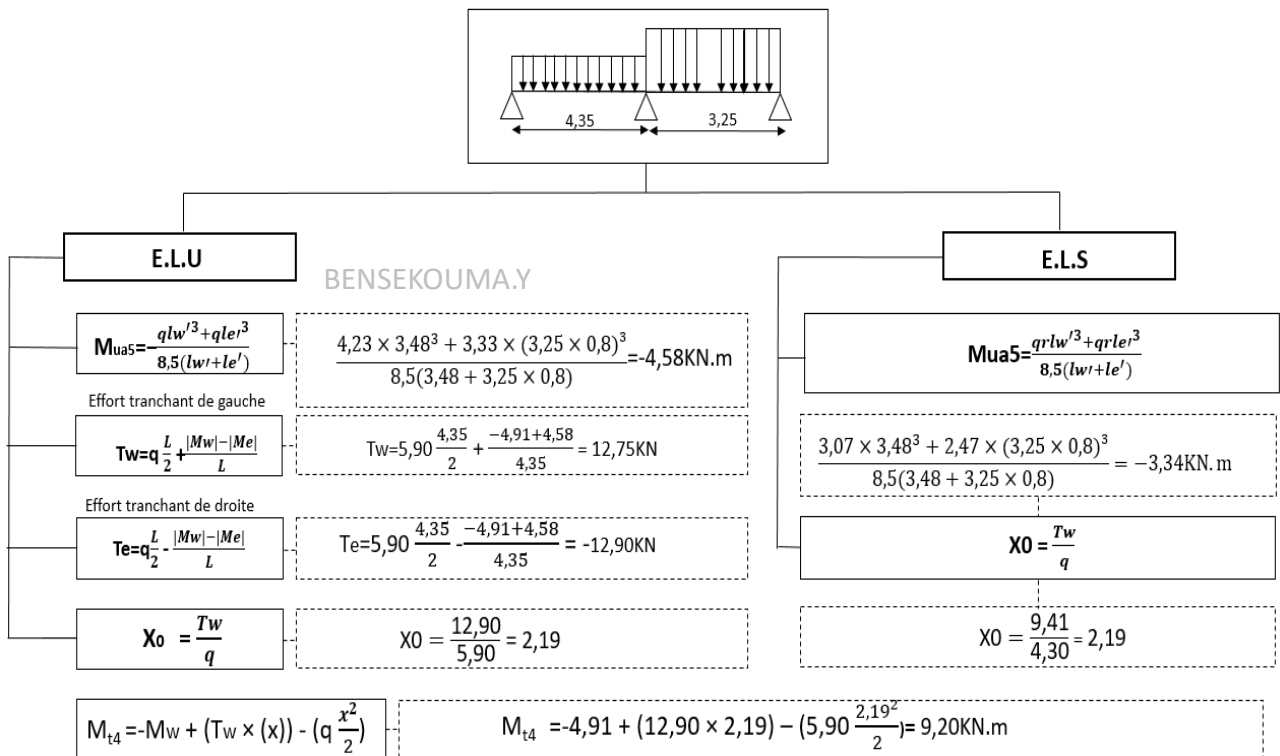
Organigramme 6 : Calcul des moments du travée 2 appui 3



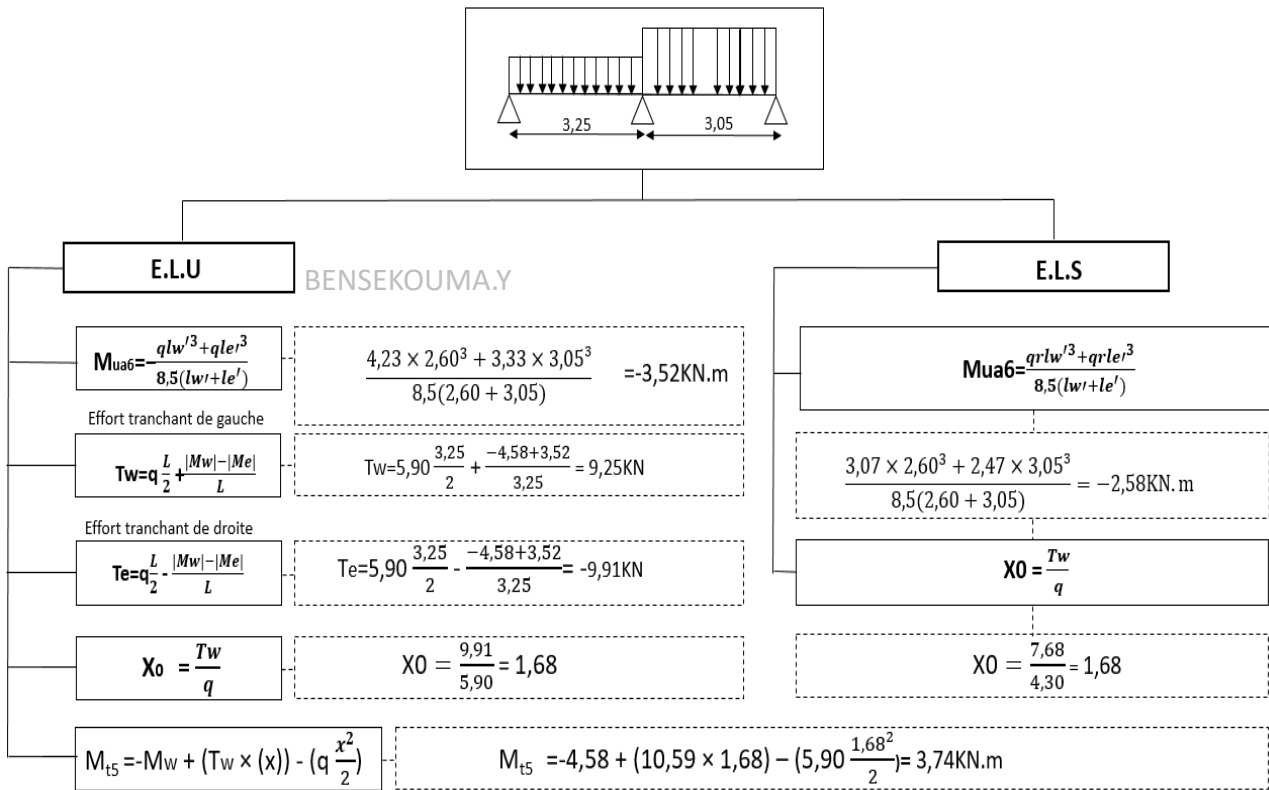
Organigramme 6 : Calcul des moments du travée 3 appui 4



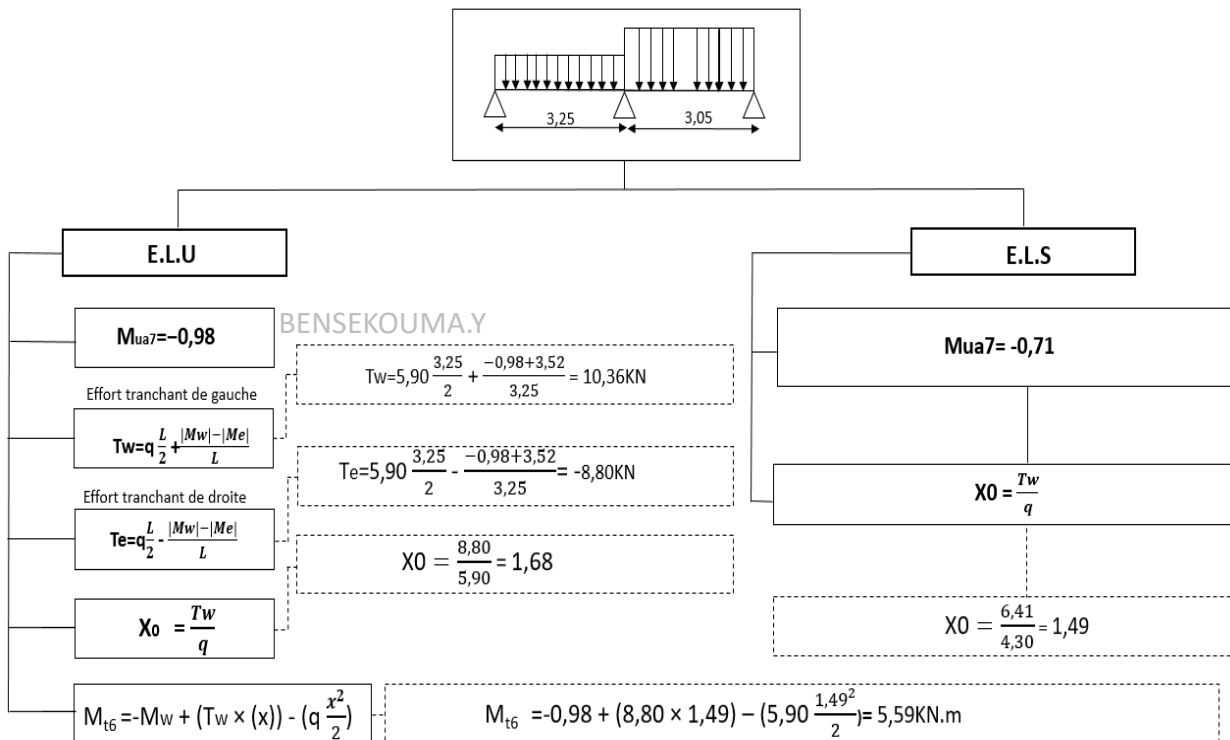
Organigramme7 : Calcul des moments du travée 4 appui 5



Organigramme8 : Calcul des moments du travée 5 appui 6



Organigramme9 : Calcul des moments du travée 6



**Tableau 21:** Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximal

Type		Moment en travées KN.m		Moment en appuis KN.m		Effort tranchant KN
		ELU	ELS	ELU	ELS	
01	Terrasse	5,06	5,90	-4,67	-3,41	-11,24
	EC	4,68	5,46	-4,19	-3,02	-10,08
	RDC	5,73	6,67	-4,90	-3,50	-11,79
02	Terrasse	13,76	10,04	-9,83	-7,17	-22,82
	EC	12,70	9,17	-8,81	-6,36	-20,32
	RDC	11,07	15,51	-10,31	-7,36	-23,99
03	Terrasse	9,20	6,70	-4,91	3,60	-13,65
	EC	8,32	6,00	-4,25	3,09	-12,44
	RDC	9,83	7,00	-4,87	3,47	-14,23

## III.2.d. Calcul du ferrailage :

- Les armatures longitudinales :

En travée :  $M_{t, \max} = 13,76 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$d = h_t - e \text{ ou bien } d = 0,9 h_t$$

$$d = 0,9 (0,20) = 0,18 \text{ m.}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

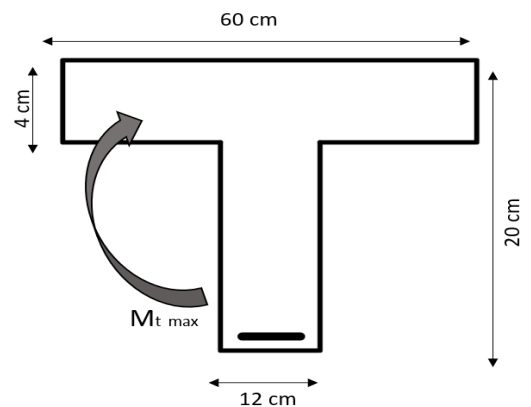
$$M_{tu} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu} \text{ avec :}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{t, \max}$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b$  et hauteur utile  $d$  ( $60 \times 20$ )  $\text{cm}^2$ .



$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,76 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14,2} = 0,050$$

$\mu = 0,050 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE400) → (A'=0).

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

On a :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\mu = 0,050 \rightarrow \alpha = 0,064 \rightarrow \beta = 0,974$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,76 \times 10^3}{0,974 \times 18 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2,25 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte :  $A_s = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$ .

En appui :  $M_{a, \max} = -10,31 \text{ KN.m}$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=20\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,31 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,187$$

$\mu = 0,187 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,187 \rightarrow \alpha = 0,261 \rightarrow \beta = 0,896$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,31 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(0,78 \text{ cm}^2; 0,26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,83 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte :  $A_s = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$ .

● Les armatures transversales :

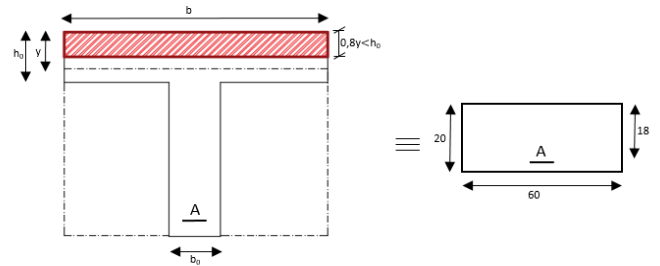


Figure 9: Section de calcul en travée

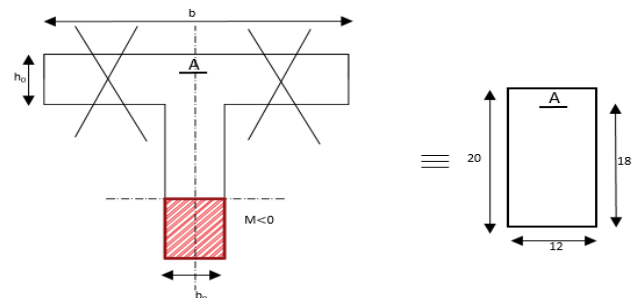


Figure 10: Section de calcul en appui

Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  d'après B.A.E.L 91 on a :

$$\phi_t \geq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \text{ max} \right] = 0,57 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un cadre  $\phi=6$  mm de nuance d'acier FeE235 avec 2  $\phi_6$ ,  $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$ .

L'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 16,20 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**Tableau 22:** Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

	En appui	En travée
Armatures longitudinales	2HA12	3 HA10
Armature transversales	2 $\phi$ 6	

• Vérification des contraintes à l'ELS :

Fissurations peu préjudiciables

Flexion simple **Si**  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$  **aucune vérification à L'ELS**

Section rectangulaire FeE400

En travée :

$$M_u = 13,76 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10,04 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{13,76}{10,04} = 1,37$$

$\alpha = 0,064 < 0,435 \rightarrow$  les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S.

En Appuis :

$$M_u = 10,31 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7,36 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{10,31}{7,36} = 1,40$$

$\alpha = 0,261 < 0,435 \rightarrow$  condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S.

• Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} \text{ [A.5.1.2.1.1 CBA 93]}$$

Avec  $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2fc28}{\gamma b}\right)$ ;  $5\text{MPa} = \min(3,33 ; 5) = 3,33\text{ MPa}$

$T_u = 23,99\text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{23,99 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1,11\text{ MPa} < 3,33\text{ MPa} \rightarrow$  *Le béton résiste au cisaillement.*

● Vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91/B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{435} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{CNV}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\rightarrow$  le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t\text{max}}$$

● Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = G \times 0,6 = 617 \times 0,6 = 370,2\text{ daN/m}$$

j : Charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = g = 370,2\text{ daN/m (plancher terrasse)}$$

p : Charge totale  $p = G + Q$

$$p = (617 + 100) \times 0,6 = 430,2\text{ daN/m (la charge totale)}$$

● Calcul des moments fléchissant :

$$M_g^t = 0,70 M_{0g} = 612,95\text{ daN.m}$$

$$M_p^t = 0,70 M_{0p} = 712,29\text{ daN.m}$$

● Modules de déformations longitudinaux :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (gg')

- Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 7,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 19451,69 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$f_1 = 100 \rho = 100 \frac{A}{b_0 \cdot d} = 1,093 \rightarrow \beta = 0,856 \text{ (tableau)}$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^{gj} = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6129,5}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 168,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7122,9}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 195,88 \text{ MPa}$$

- Calcul du  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 0,39$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 0,34$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ) :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{ft28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{ft28}}{2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \times \rho} = 1,48$$

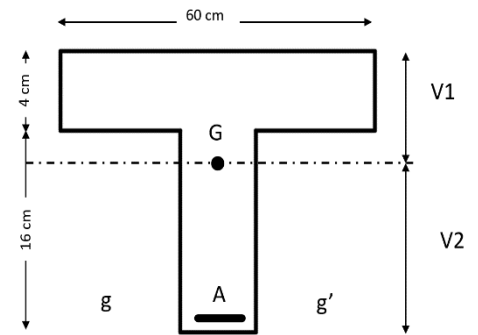


Figure 11: Cordonnées de centre de gravité

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 13566,36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 8772,44 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 949,29 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_g \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = 0,79 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_g \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = 0,41 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = 0,44 \text{ cm}$$

• La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,79 - 0,41) + (0,44 - 0,41) = 0,41 \text{ cm}$$

• La flèche admissible :

$$\Delta f_{t, \max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t, \max} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t, \max} \Rightarrow$  la flèche est vérifiée.

III.2.e. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm armée par treillis soudé de diamètre  $\phi$ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures verticales aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures. [CBA93]

Tableau 23: Ferrailage de la table de compression

Armatures <sub>⊥</sub> aux poutrelles	Choix de ferrailage	Espacement	Armatures //aux poutrelles	Choix de ferrailage	Espacement
$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$ $A = 0,6 \text{ cm}^2$	5T6 → $A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$	$S_t = 20 \text{ cm}$	$A_{//} = \frac{A_1}{2}$ $A_{//} = 0,85 \text{ cm}^2$	4T6 → $A = 1,13 \text{ cm}^2$	$S_t = 25 \text{ cm}$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre φ6.

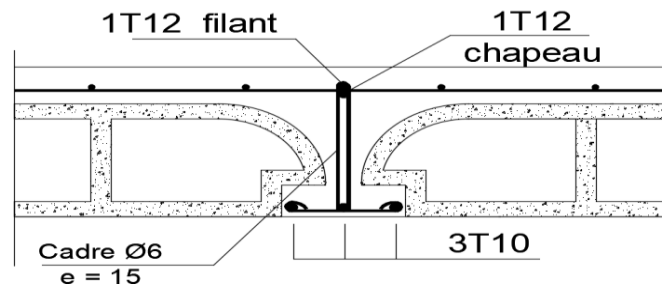


Figure 12: Dessin de ferrailage de la poutrelle

### III.3. Plancher à dalle pleine :

C'est un plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

#### III.3.1 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho$ , les dalle de notre structure portent suivant deux directions et leur calcul se fera en flexion simple. (Chapitre II)

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au deuxième de l'épaisseur de la dalle. [BAEL91]

$$\varphi_{\max} = \frac{hd}{10}$$

Avec :  $hd = 16 \text{ cm}$

$$\varphi_{\max} = \frac{hd}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prend  $\varphi = 8 \text{ mm}$

• Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91]

La fissuration est considérée comme peu nuisible →  $a = 1 \text{ cm}$ .

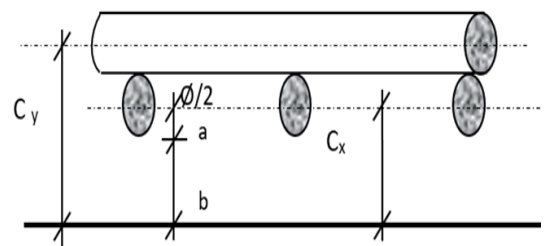


Figure 13: L'enrobage

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varphi}{2} \\ C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 14 \text{ mm} \\ C_y = 22 \text{ mm} \end{cases}$$

- Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} d_x = h_d - C_x \\ d_y = h_d - C_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} d_x = 14,6 \text{ cm} \\ d_y = 13,8 \text{ cm} \end{cases}$$

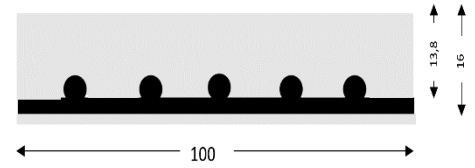


Figure 14: Disposition des armatures

### III.3.2. Evaluation des charges :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; On a :

$$G = 6,06 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- a) Combinaisons fondamentales :  
Pour une bande de 1 ml :

- Etat limite ultime (E.L.U.R) :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 11,93 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$Q_{ser} = 8,56 \text{ KN/ml}$$

- b) Calcul des sollicitations :

$$\text{ELUR} : \begin{cases} \mu_x^u = 0,0419 \\ \mu_y^u = 0,8661 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0491 \\ \mu_y^{ser} = 0,9087 \end{cases}$$

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_{ux} = \mu_{ux} \times P_u \times L^2_x \\ M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ux} = 946 \text{ daN.m} \\ M_{uy} = 819 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{serx} = \mu_{serx} \times P_{ser} \times L^2_x \\ M_{sery} = \mu_{sery} \times M_{serx} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{serx} = 795 \text{ daN.m} \\ M_{sery} = 723 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y$  f ( $\rho, v$ ) :  $v = 0$  Etats limites ultimes (béton fissuré).

$v = 0,2$  Etats limites de service (béton non fissuré).

c) Mode d'encastrement :

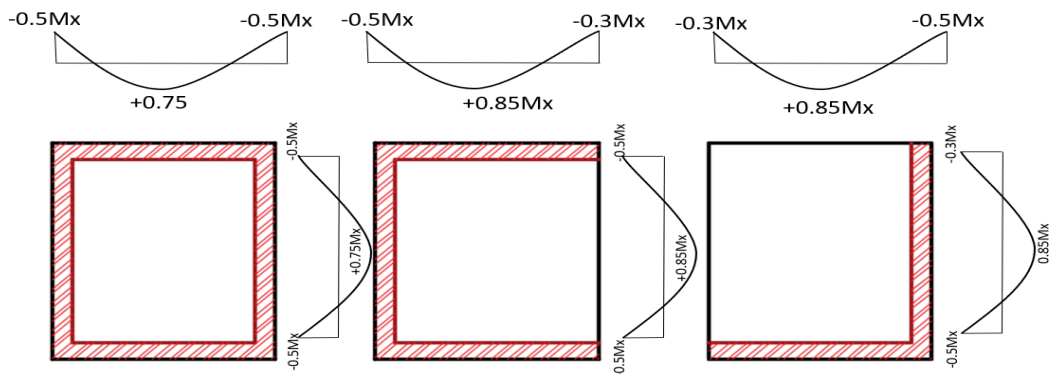


Figure 15: Les modes d'encastrement des panneaux

III.3.3. Calcul du panneau n°04 :

a- à l'E.L. U :

a-1. Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 709 \text{ daN.m} \\ M_{ty} = 696 \text{ daN.m} \end{cases}$$

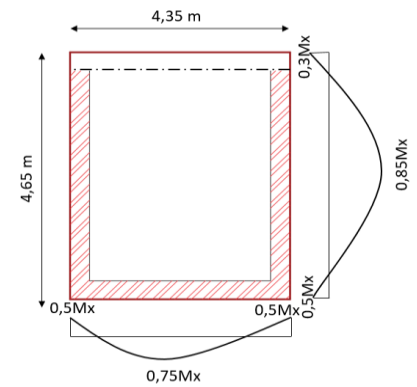


Figure 16: Panneau n°04

a-2 : Moment en appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5M_x \\ M_{ay} = -0,5M_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -473 \text{ daN.m} \\ M_{ay} = -246 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5M_x \\ M_{ay} = -0,3M_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -473 \text{ daN.m} \\ M_{ay} = -410 \text{ daN.m} \end{cases}$$

b- à l'E.L.S :

a-1. Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 596 \text{ daN.m} \\ M_{ty} = 614 \text{ daN.m} \end{cases}$$

a-2 : Moment en appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -0,5M_x \\ M_{ay} = -0,5M_y \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -217 \text{ daN.m} \\ M_{ay} = -451 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -0,5M_x \\ M_{ay} = -0,3M_y \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -398 \text{ daN.m} \\ M_{ay} = -361 \text{ da} \end{array} \right.$$

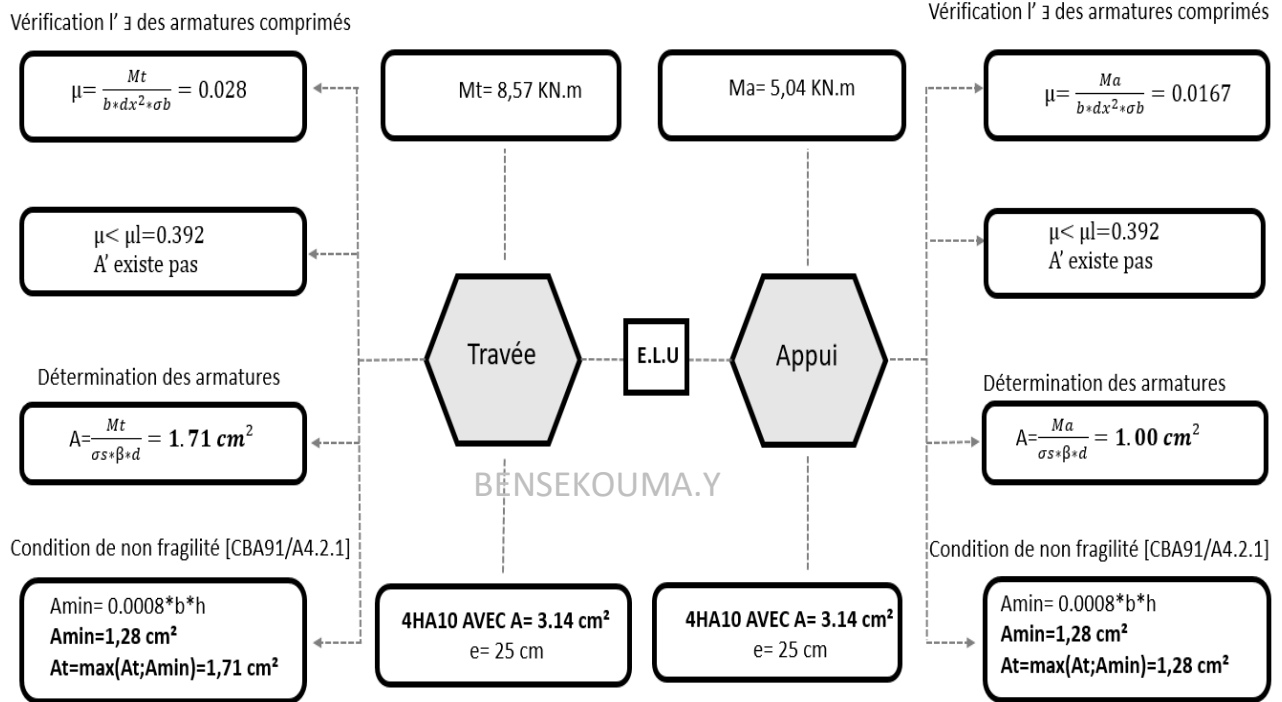
Les résultats des moments en travée et en appui des autres panneaux sont récapitulés dans le tableau ci-dessous calculé avec l'Excel :

**Tableau 24:** Tableau des moments fléchissant des panneaux en travées et en appuis du RDC (plancher bas)

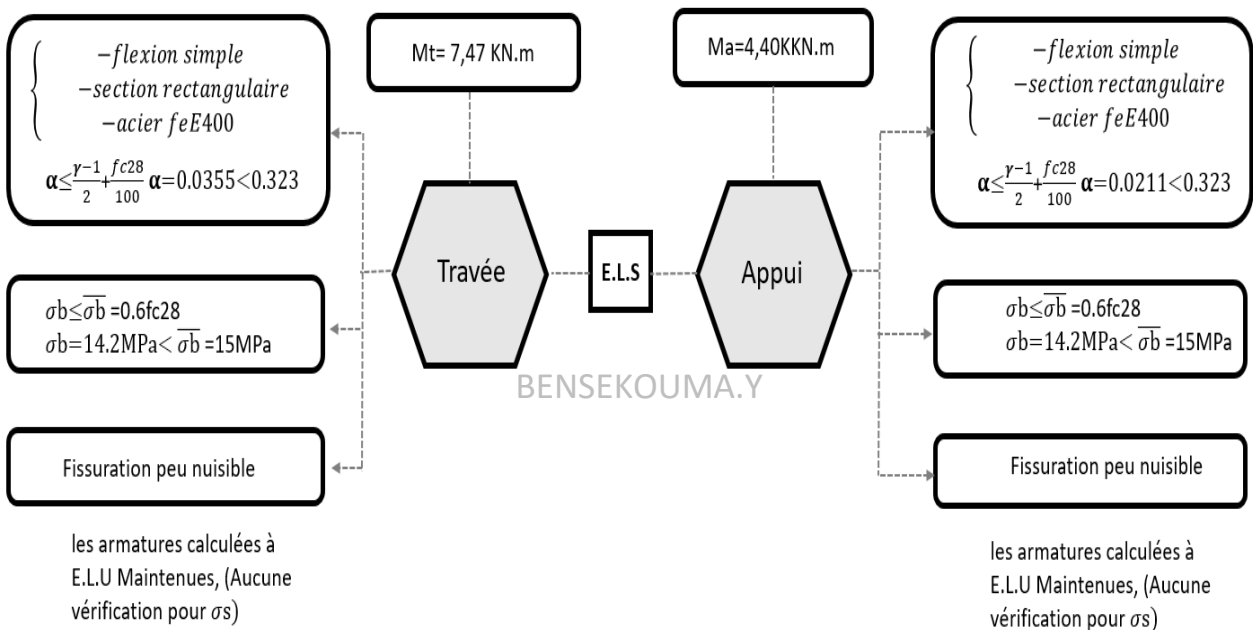
Panneau	ELU				ELS			
	$M^x_{appuis}$	$M^y_{appuis}$	$M^x_{travées}$	$M^y_{travées}$	$M^x_{appuis}$	$M^y_{appuis}$	$M^x_{travées}$	$M^y_{travées}$
P1	4,09	1,53	6,95	2,61	4,40	2,35	7,47	4,00
P2	4,31	1,86	6,46	3,17	3,36	1,95	5,04	3,32
P3	4,73	3,34	7,10	5,68	3,88	3,07	5,81	5,23
P4	4,73	4,10	7,09	6,96	3,98	3,61	5,96	6,14
P7	4,25	1,47	7,22	2,51	3,26	1,67	5,54	2,84
P8	4,47	1,80	6,71	3,07	3,47	1,94	5,20	3,29
P9	5,04	3,27	8,57	5,56	4,08	3,07	6,94	5,22

Dans les deux organigrammes ci-dessus, nous allons calculer le ferrailage de la dalle pleine à l'E.L. U et à l'E.L. S dans le sens X-X :

**Organigramme 11 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine à l'ELU sens X-X**

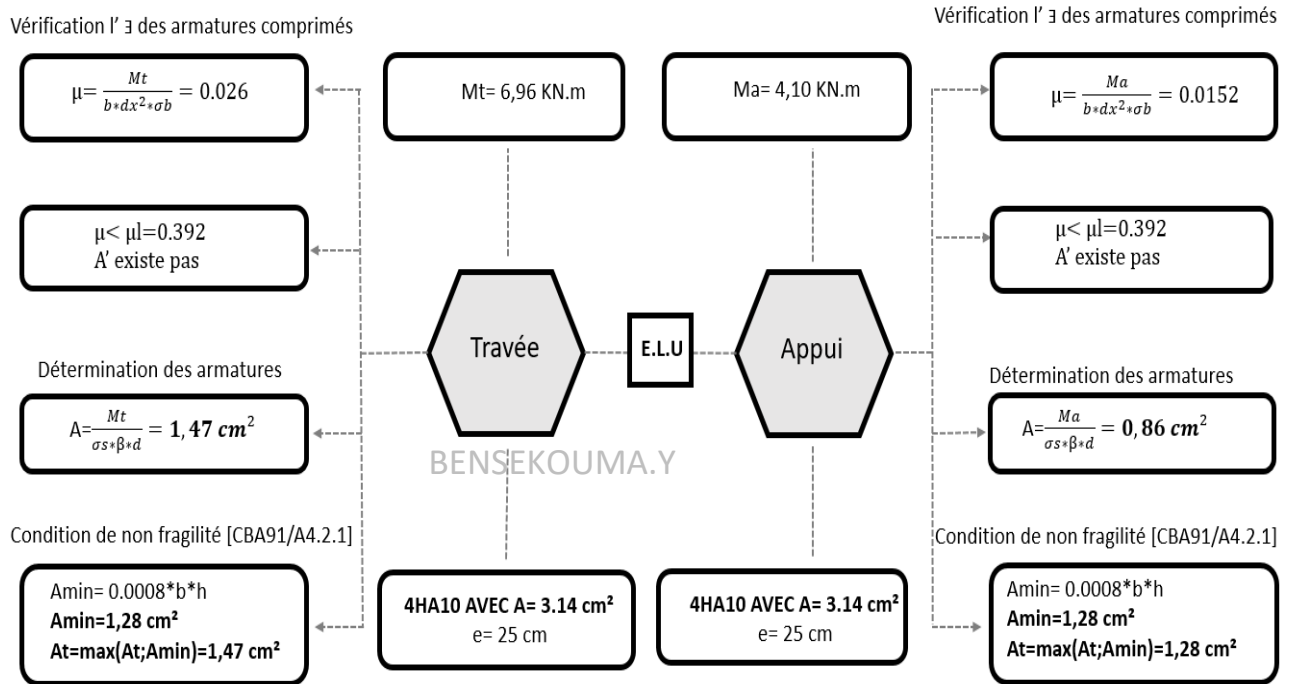


**Organigramme 12 : Vérification à l'ELS sens X-X**

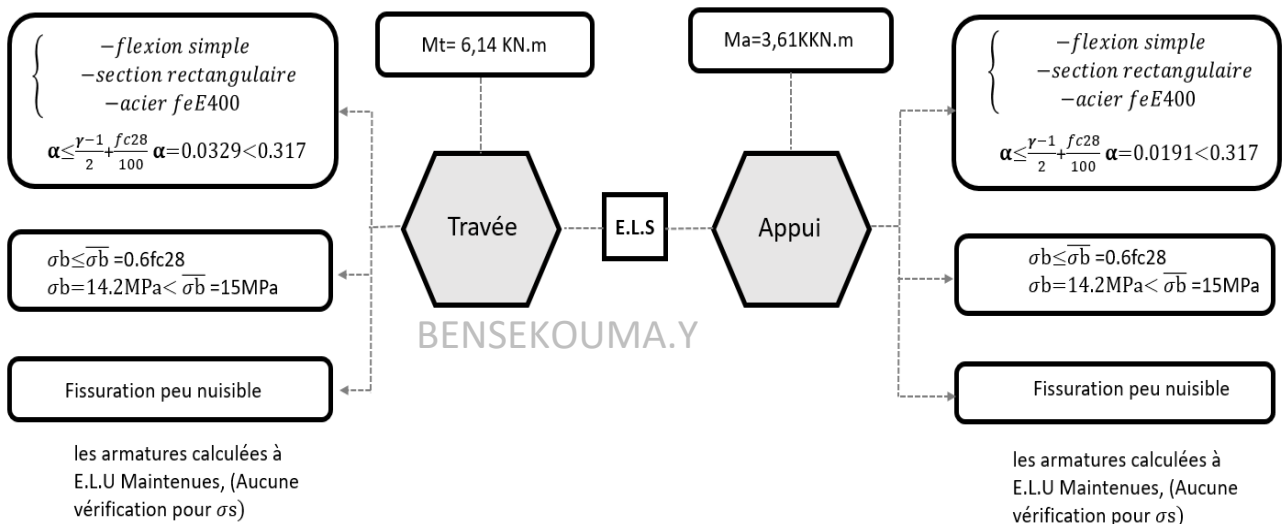


Dans les deux organigrammes ci-dessus, nous allons calculer le ferrailage de la dalle pleine à l'E.L. U et à l'E.L. S dans le sens Y-Y :

**Organigramme 13** : Calcul du ferrailage de la dalle pleine à l'ELU sens Y-Y



**Organigramme 14** : Vérification à l'ELS sens Y-Y



- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Calcul l'effort tranchant maximal  $T_u^{\max}$ ,

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{array} \right.$$

**Tableau 25:** Récapitulatif des efforts tranchant des panneaux dans les deux sens

Panneau N°	$T_x^u$ [KN]	$T_y^u$ [KN]
P01	15,3517623	23,4051458
P02	15,6513885	22,3935251
P03	15,4178637	17,9232666
P04	14,6941763	15,7075677
P07	15,6431429	24,6187167
P08	16,0194578	23,659507
P09	16,0971161	19,3165393

$$T_u^{\max} = \max(T_x^u ; T_y^u) = 2461,87 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.05f_{c28}, 5\text{MPa}) = 1.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = 0,169 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,169 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de reprise de bétonnage}$$

#### Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{hd}{lx} \geq \frac{M_{tx}}{20Mx} \\ f = \frac{A}{b \cdot dx} \leq \frac{2}{fe}, \text{ fe en [MPa]} \end{array} \right.$$

Vérification si la flèche par rapport au sens X-X :

$$\frac{hd}{lx} \geq \frac{M_{tx}}{20Mx} \Rightarrow \frac{16}{435} = 0,037 < \frac{8,57}{20 \times 10,08} = 0,043 \Rightarrow \text{CV}$$

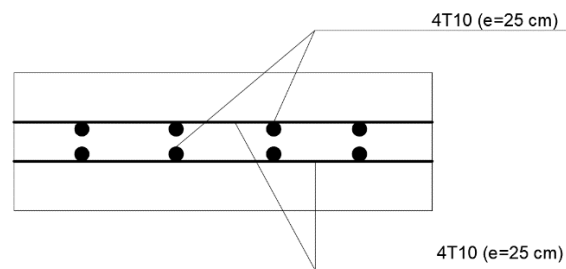
$$\frac{3,14}{100 \times 14,6} = 0,002 < \frac{2}{400} 0,005 \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification si la flèche par rapport au sens X-X :

$$\frac{hd}{lx} \geq \frac{M_{ty}}{20My} \Rightarrow \frac{16}{435} = 0,037 = \frac{6,14}{20 \times 8,19} = 0,037 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{3,14}{100 \times 14,6} = 0,002 < \frac{2}{400} 0,005 \Rightarrow \text{CV}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure 17:** Dessin de ferrailage de la dalle pleine pour 1ml

### IV.1. Etude des escaliers :

L'escalier c'est un ouvrage de circulation verticale comprenant une succession de marches de même hauteur pour monter (ou descendre) d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un seul type d'escalier à trois volés, il est constitué d'un paillasse et deux paliers intermédiaire.

#### IV.1.1. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

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

$$h = 17\text{cm. } g = 30\text{cm.}$$

Avec :

h: la hauteur de la marche

g: le giron de la marche.

Selon le plan d'architecture on a  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$

Donc :  $59 \leq g + 2.h = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

● Nombre des contre marches :

$$N_c = \frac{H}{h} = 20$$

On aura 6 marches (sept contre marches) pour la première et la troisième volée et 5 marches (six contre marches) pour la deuxième volée.

● L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \quad \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

● Epaisseur de la paillasse : (paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$\frac{L_{pai}}{30} \leq e_{pai} \leq \frac{L_{pai}}{20}$$

$$\frac{425}{30} \leq e_{pai} \leq \frac{425}{20}$$

$$14,17 \leq e_{pai} \leq 21,25$$

$e_{pai} = 15 \text{ cm.}$

● Combinaisons fondamentales :

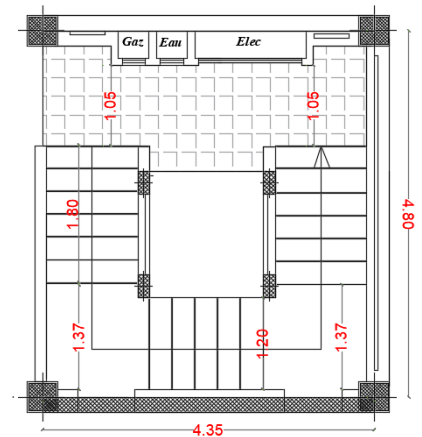


Figure 18: Vue en plan d'un escalier

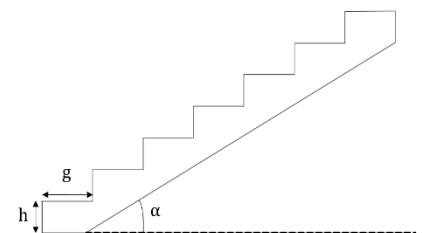


Figure 19: Schéma de la paillasse

a- paillasse :

Pour une bande de 1m :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 14,71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 10,62 \text{ KN/ml}$$

b- palier :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 10,58 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,56 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des réactions à l'E.L. U :

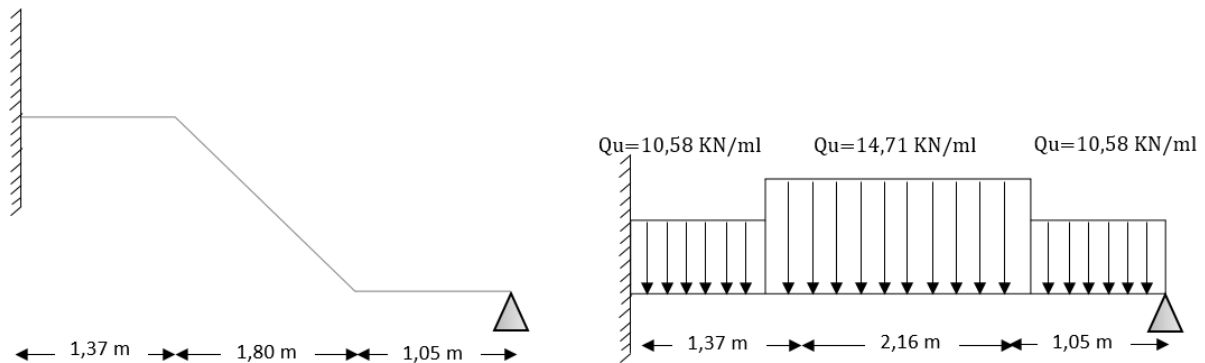
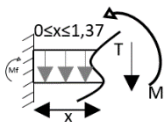
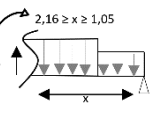
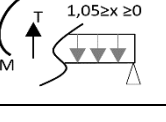


Figure 20: Schéma statique d'escalier (E.L.U)

Tableau 26: Récapitulatif des réactions à l'E.L. U

Sections	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	x = 0 m	x = 1,37m	x = 0 m	x = 1,37m
Section 1 	M(x)=0	M(x)=-39,73 KN.m	T(x)=29KN	T(x)=8,85KN
Section 2 	M(x)=23,97 KN.m	M(x)= 34,08 KN.m	T(x)= 17,27KN	T(x)=0,94KN.m
Section 3 	M(x)= 0	M(x)=23,97 KN.m	T(x)=28,38 KN	T(x)=17,27 KN

• Calcul du moment fléchissant maximal :

$$T(x)=0 \Rightarrow R_B - q_1 \cdot x_{max} \Rightarrow x_{max}=2,7\text{m}$$

$$M(x)=0 \Rightarrow R_B \cdot x_{max} - q_1 \cdot \frac{x_{max}^2}{2} = 0$$

$$M_{\max} = M(2,7) = 38,0619 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_{Tu} = 0,85 \cdot M_{\max} = 32,35 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment en appui :

$$M_{au} = -0,15 \cdot M_{\max} = -5,71 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions à l'E.L. S :

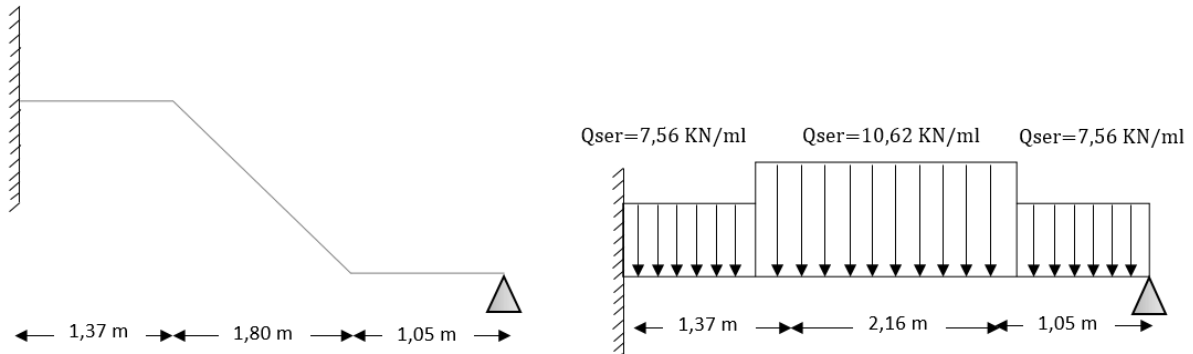


Figure 21: Schéma statique d'escalier (E.L.S)

Tableau 27: Récapitulatif des réactions à l'E.L. S

Sections	Moment fléchissant		Effort tranchant	
	x = 0 m	x = 1,37m	x = 0 m	x = 1,37m
Section 1 	M(x)=0	M(x)=28,24 KN.m	T(x)=20,85 KN	T(x)=10,49 KN
Section 2 	M(x)=17,23 KN.m	M(x)= 24,5 KN.m	T(x)= 12,44KN	T(x)=0,65KN.m
Section 3 	M(x)= 0	M(x)=17,23KN.m	T(x)=20,38 KN	T(x)=12,44 KN

- Calcul du moment fléchissant maximal :

$$T(x)=0 \Rightarrow R_B - q_1 \cdot x_{\max} \Rightarrow x_{\max}=2,7 \text{ m}$$

$$M(x)=0 \Rightarrow R_B \cdot x_{\max} - q_1 \cdot \frac{x_{\max}^2}{2} = 0$$

$$M_{\max} = M(2,7) = 16,4619 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_{Tser} = 0,85 \cdot M_{\max} = 14 \text{ m}$$

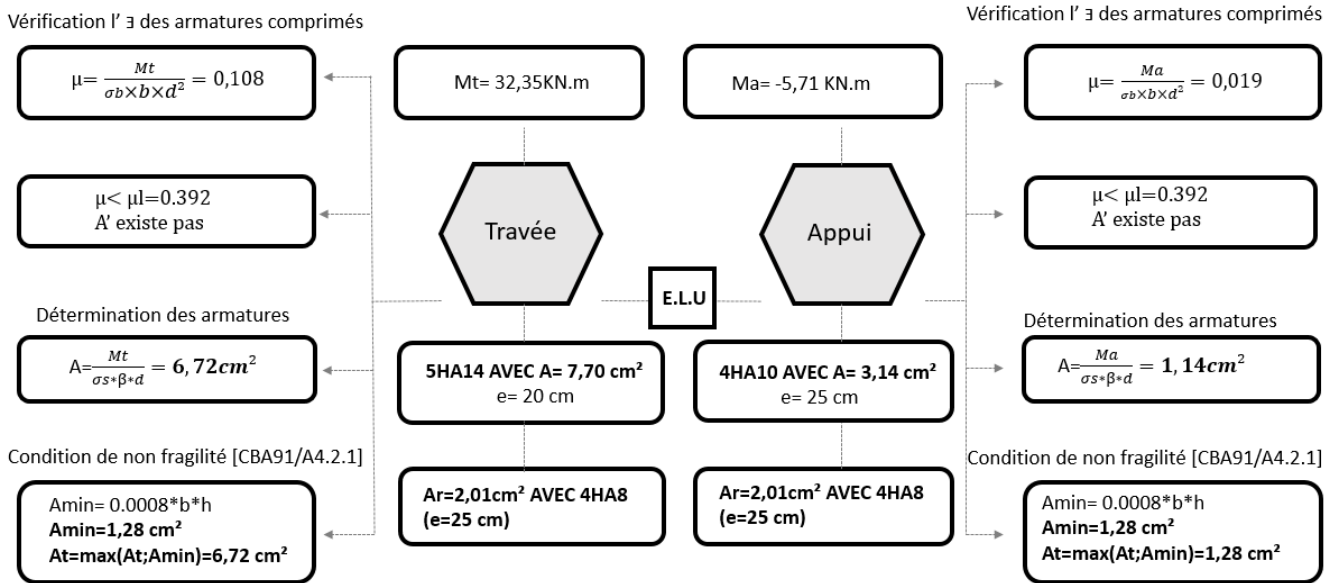
- Calcul du moment en appui :

$$M_{aser} = -0,15. M_{max} = -2,47 \text{ KN.m}$$

### IV.1.2. Calcul du ferrailage d'escalier :

Dans les deux organigrammes ci-dessus, nous allons calculer le ferrailage d'escalier par 1ml à l'E.L. U et à l'E.L. S :

#### Organigramme 15 : Calcul du ferrailage d'escalier à l'ELU



#### Organigramme 16 : Vérification à l'ELS

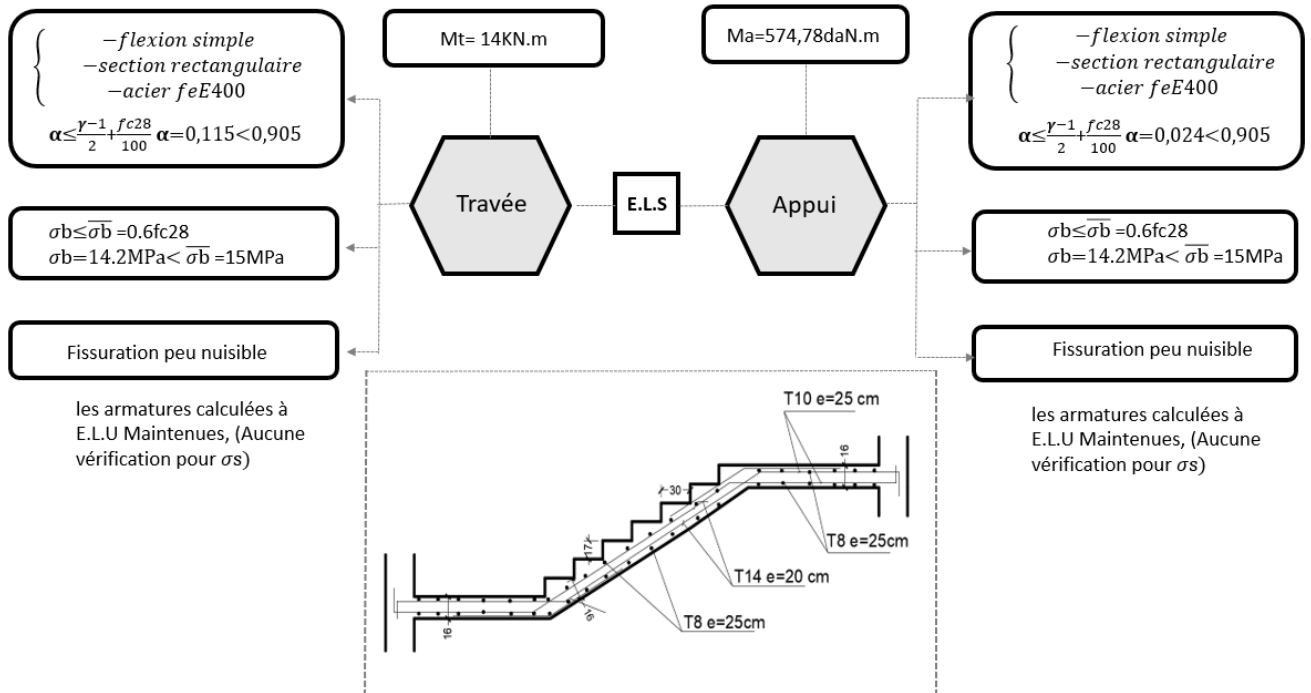


Figure 22: Dessin de ferrailage d'escalier

### IV.1.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : [BAEL91, Art A.5.1.2]

$$T_{\max} = 29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{29000}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible).}$$

$\Rightarrow 0,2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ , les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de reprise de bétonnage).

$\Rightarrow$  on adoptera le même ferrailage que celui du 1<sup>er</sup> volé.

### IV.1.4. Marches porteuses :

$$h_{\text{moy}} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54^\circ)} = 6,9 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

a- Evaluation des charges :

Nature	Description	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Marches porteuses	1. Revêtement horizontal (Carrelage + Mortier de pose + sable) 1,04×g	0,312
	2. Revêtement vertical (1,04×h)	0,1768
	3. Poids propre des marches (25×h <sub>moy</sub> ×g)	1,155
	4. Enduit au ciment (0,18× $\frac{1,5}{\cos \alpha}$ × g)	0,11
	Charge permanente	<b>G=1,75 KN/m<sup>2</sup></b>
	Charge d'exploitation	<b>Q=2,5×0,3= 0,75 KN/ml</b>

b- Combinaisons fondamentales :

Pour une bande de 1 ml :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = (1,5G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 3,49 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$Q_{ser} = 0,75 \text{ KN/ml}$$

Calcul du ferrailage :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{3,49 \times 1,2^2}{2} = -2,513 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,513 \times 10^3}{30 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_i = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow (A' = 0).$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,06 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h_{moy} = 0,37 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(0,56 \text{ cm}^2; 0,37 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures :

$$3\text{HA}10 \rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ser} = -\frac{q_{ser} \times l^2}{2} = -\frac{2,5 \times 1,2^2}{2} = -1,8 \text{ KN.m}$$

Fissurations peu préjudiciables

Flexion simple

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \text{ aucune vérification à L'ELS}$$

Section rectangulaire FeE400

$$M_u = 2,513 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 1,8 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{2,513}{1,8} = 1,39$$

$$\alpha = 0,013 < 1,39 \rightarrow \text{CV}$$

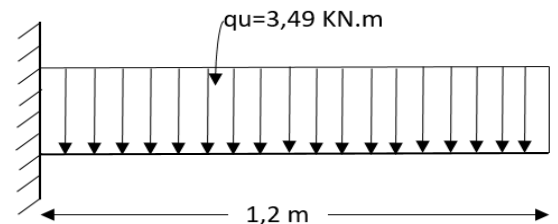


Figure 23: Schéma statique de la marche porteuse

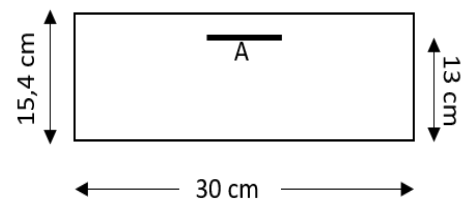


Figure 24: Section de calcul

Conclusion :

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

→ les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

● Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = q_u \times l = 3,49 \times 1,2 = 4,19 \text{ KN.}$$

a- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9d = 0,9 \times 13 = 11,7 \text{ cm.}$$

$$T_u \leq 0,267 \times 11,7 \times 30 \times 25 \times 100$$

$$4190 \text{ N} \leq 234292,5 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{Mu}{0,9d} \right)$$

$$A_L = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 4190 - \frac{3490}{0,9 \times 13} \right) \cdot 10^{-2} = 0,11 \text{ cm}^2$$

⇒ Aucune influence de l'effort tranchant sur  $A_L$ .

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4190}{30 \times 13 \times 100} = 0,11 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne →  $\alpha = 90^\circ$

● section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t,\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{15,4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44 \text{ cm.}$$

⇒ on prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235, avec  $A_t = 1\phi_8 = 0,50 \text{ cm}^2$ .

● espacement des armatures transversales :

$K = 1$  et  $\alpha = 90^\circ$  (flexion simple)

$$\delta_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 11,7 \text{ cm.}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{At \times fe}{0,4b \cdot \sin \alpha} = \frac{0,56 \times 400}{0,4 \times 30 \cdot \sin 90^\circ} = 18,67 \text{ cm.}$$

$$\frac{At}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 ftj \times k}{0,8 fe (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{At \times 0,8 fe}{b (\tau_u - 0,3 ftj)} = \frac{0,56 \times 0,8 \times 400}{30 (0,11 - 0,3 \times 2,1)} = -11,49 \text{ cm.} \rightarrow \text{ Valeur rejetée}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 11,7 \text{ cm.}$$

On adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$

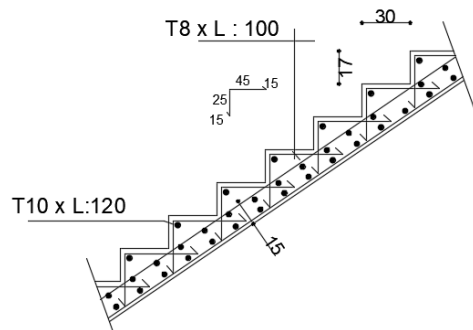


Figure 25 : Dessin de ferrailage des marches

## IV.2. Etude des balcons :

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur, Le plus souvent il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, il est calculé comme une console de 1m de largeur sollicité par des charges.

Dans notre structure on a deux types de porte-à-faux, nous allons prendre le cas le plus défavorable (chambre), Il se calcul pour une bande de 1ml de largeur :

$$G = G \times 1,00 = 531 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 350 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$$

- La charge due au poids du mur :

$$P = G_{\text{mur}} \times h$$

$$P = (0,9 + 1,3 + 2 \times 18 \times 0,015) \times h = 8,30 \text{ KN/ml}$$

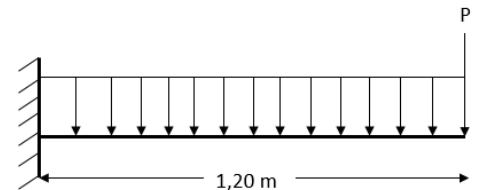


Figure 26: Schéma statique du balcon

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable avec  $a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle [BAEL91].

$$\varphi_{\max} = \frac{hd}{10}$$

Avec :  $hd = 16 \text{ cm}$

$$\varphi_{\max} = \frac{hd}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prend  $\varphi = 10 \text{ mm}$

• Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\varphi}{2} \longrightarrow C = 25 \text{ mm}$$

• Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

• Moment fléchissant :

E.L.U :

$$M_u = -(1,35G + 1,5Q) \frac{l^2}{2} - 1,35 \times P_u \times l \times 1 \text{ ml}$$

$$M_u = -27,86 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = -(G + Q) \frac{l^2}{2} - P_{\text{ser}} \times l \times 1 \text{ ml}$$

$$M_{\text{ser}} = -20,25 \text{ KN.m}$$

#### IV.2.1. Calcul du ferrailage :

Dans l'organigramme ci-dessous, Nous allons calculer le ferrailage du balcon :

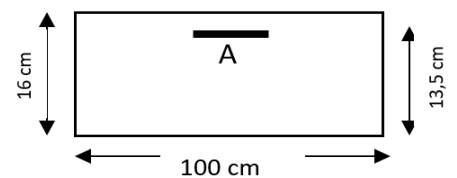


Figure 27: Section de calcul

Organigramme 17 : Calcul de ferrailage du balcon

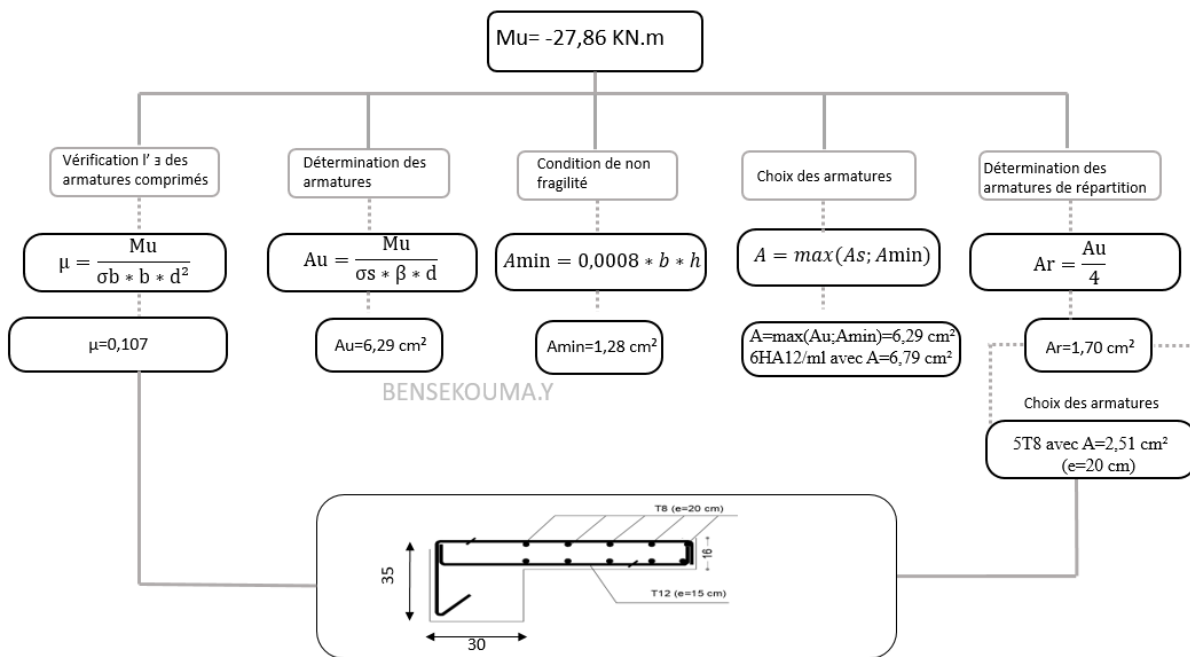


Figure 28: Dessin de ferrailage du balcon

E.L.S :

$M_{ser} = -20,25 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A \end{array} \right. \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 F_c 28 = 15 \text{ MPa}$$
 Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,436}{11,056} = 1,38 \rightarrow \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,143 \text{ Condition vérifier}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues.}$$

**IV.2.2 Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1,35G + 1,5Q) \times l + 1,35 \times P = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5) \times 1,4 + 1,35 \times 1,728$$

$$T_u^{\max} = 28,6 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 F_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$  → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.  
 Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

### IV.2.3. Calcul de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{20} \\ \mathcal{F} = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{16}{140} = 0,11 > 0,05 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\mathcal{F} = \frac{A}{b \times d} = 0,000047 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{CV}$$

⇒ Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### IV.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un petit muret qui étend verticalement une façade jusqu'au-dessus du niveau de la toiture. Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre  $W_p$  et un moment dû à une force horizontale  $F_p$  donnée par le RPA99 (version 2003).

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. Ce dernier étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc comme préjudiciable.

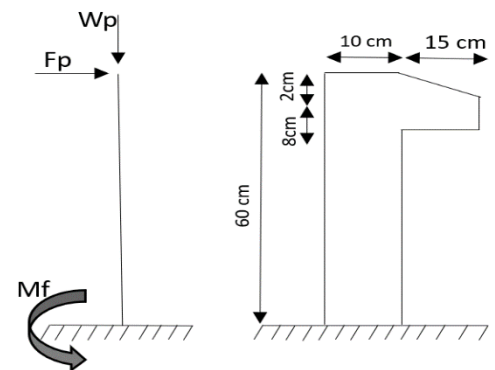


Figure 29: Dimension de l'acrotère

#### IV.3.1. Détermination des sollicitations :

● Le poids propre  $W_p$  :

$$W_p = v \times \mathcal{F} = [(0,60 \times 0,1) \frac{(0,10 + 0,08) \times 0,15}{2}] \times 1 \times 2500 = 183,75 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ [RPA 99 V 2003]}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone [RPA99 (version 2003) /Tableau 4.1].

C<sub>P</sub> : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [RPA99 (version 2003) /Tableau 6.1].

Pour notre structure on :

$$A = 0,15 \text{ (groupe d'usage 2 ; zone IIa)}$$

$$C_P = 0,8 \text{ (élément console)}$$

$$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 183,75 = 88,2 \text{ daN.m}$$

● Effort normal et moment fléchissant :

$$\text{E.L.U : } \begin{cases} N_u = 1,35 \times F_P \\ M_u = 1,5 \times F_P \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 183,75 \\ M_u = 1,5 \times 88,2 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248,06 \text{ daN} \\ M_u = 79,38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} N_{ser} = W_P \\ M_{ser} = F_P \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183,75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 88,2 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183,75 \text{ KN} \\ M_{ser} = 52,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### IV.3.1. Détermination des armatures de la section :

La section de calcul est (100\*10) cm<sup>2</sup>

● Position du point d'application de l'effort normal :

E.L.U :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m.}$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section.

La section est partiellement comprimée ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictif M<sub>f</sub> calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 248,06 \times \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} \right) = 86,821 \text{ daN.m}$$

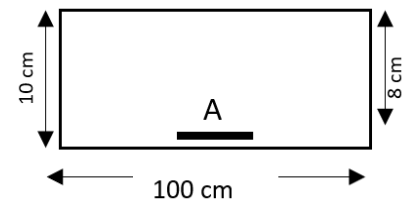


Figure 30: Section de calcul

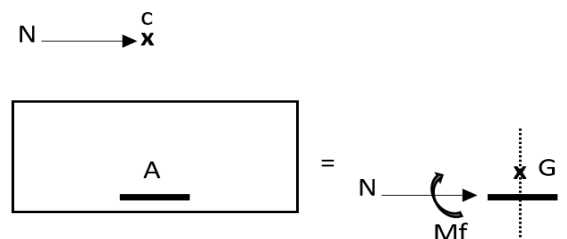
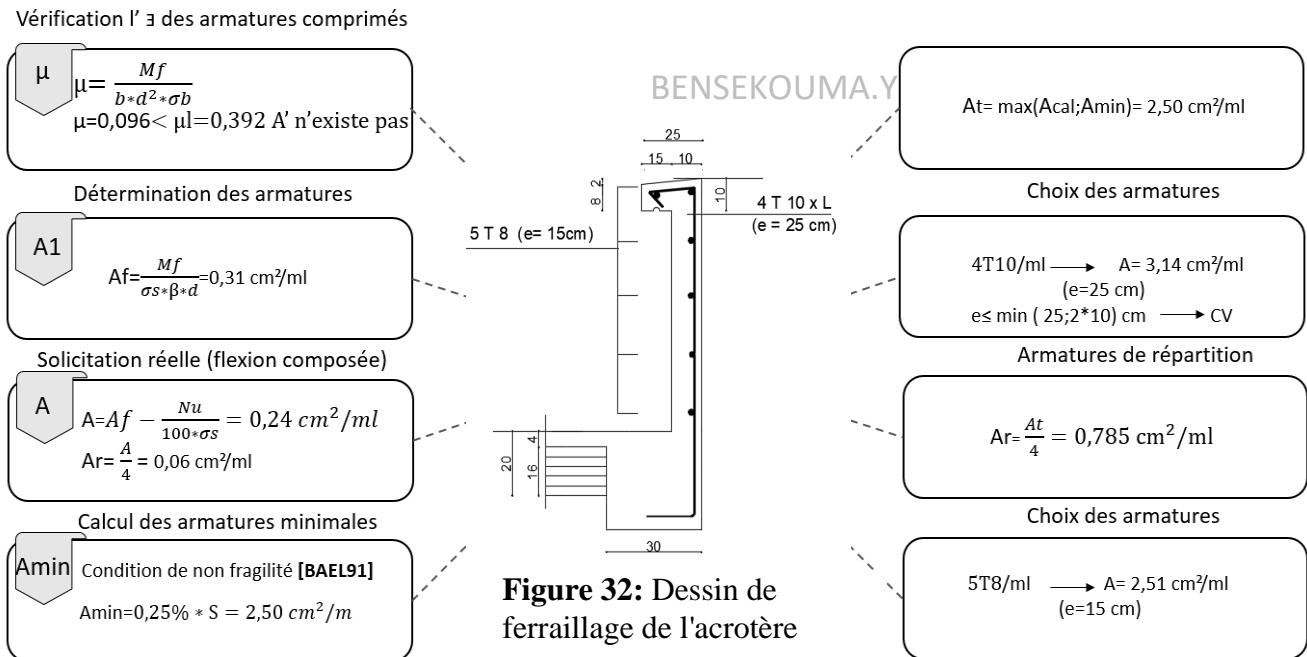


Figure 31: Position du centre de pression

Nous allons suivre l'organigramme ci-dessous pour le calcul du ferrailage de l'acrotère :

**Organigramme 18 : Calcul de ferrailage de l'acrotère**



Condition de non fragilité : [BAEL91]

⇒ Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leur face à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4 m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25 cm et deux fois l'épaisseur du béton. [CBA93/B5.3]

E.L.S :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

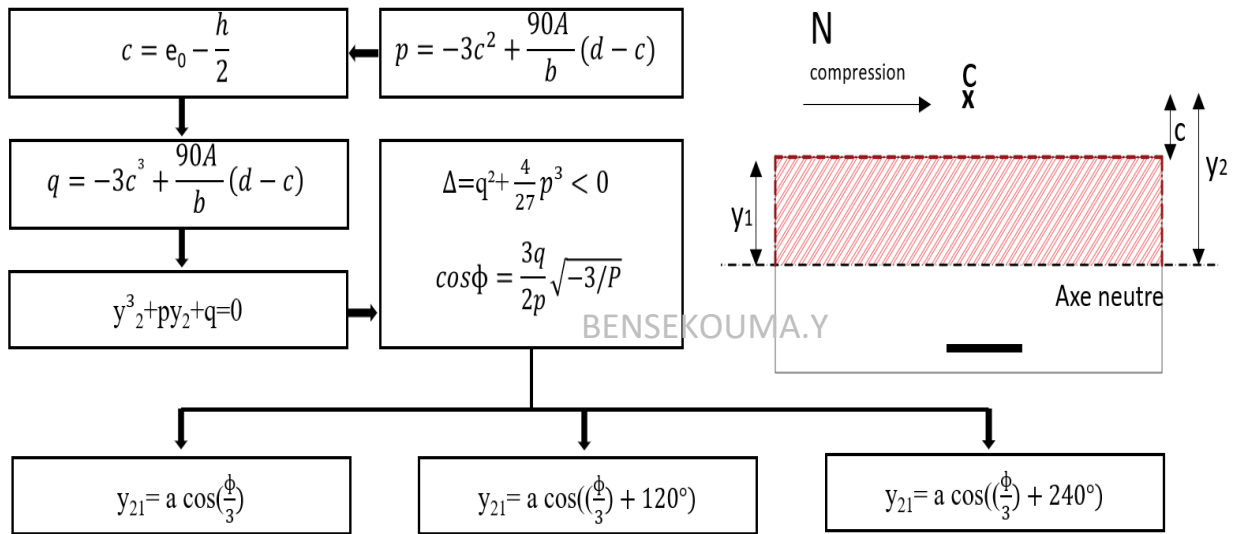
$$0,29 \text{ m} > 0,03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section, et la section est partiellement comprimée.

• Détermination des contraintes :

Pour la détermination des contraintes nous allons suivre l'organigramme ci-dessous :

Organigramme 19 : Calcul des contraintes



Les résultats sont récapitulés sans le tableau suivant :

Tableau 28: Récapitulatif de résultats des contraintes

C (cm)	P (cm <sup>2</sup> )	Q (cm <sup>3</sup> )	cosφ	a=2√(-p/3)	y <sub>21</sub> (cm)	y <sub>22</sub> (cm)	y <sub>23</sub> (cm)
-24	-1614,82	24026,11	163,74°	46,40	26,89	-64,11	26,79

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26,89 \text{ cm}$$

y<sub>2</sub> est la solution de l'équation y<sup>3</sup> + p y<sub>2</sub> + q = 0

$$0 < y_1 = y_2 + c = 26,89 - 24 = 2,89 \text{ cm} < h = 10 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

c : centre de pression (point d'application).

c se trouve à l'extérieur de la section  $\longrightarrow$  il sera considéré comme négatif.

e : la distance du point c à l'arrête la plus comprimée.

y<sub>2</sub> : la distance du point c à l'axe neutre.

N : l'effort de compression.  $\longrightarrow y_2 > 0$

• Calcul du moment statique :

$$S = \frac{by_1^2}{2} - 15A (d - y_1) = \frac{100(2,89)^2}{2} - 15 \times 2,51 (8 - 2,89) = 225,21 \text{ cm}^3.$$

$$K = \frac{Ns}{100 \times S} = \frac{1837,5}{100 \times 225,21} = 0,08$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,08 \times 2,89 = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,08 \times (8 - 2,89) = 6,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266; 67; 201,63) \text{ MPa} = 206,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$  et  $\sigma_s < \overline{\sigma_s} \longrightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L. U sont maintenues.

• Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa} \right) = 2 \text{ MPa (fisuration préjudiciable)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage.} \end{array} \right.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$\Rightarrow$  Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblable.

### V.1. Introduction :

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales, comme les charges verticales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction, ainsi que les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales.

Une étude dynamique consiste à caractériser la façon dont réagit une structure à des sollicitations dynamiques vibrations. Pour la représentation de cette dernière par un modèle tridimensionnel on va utiliser le logiciel **ROBOT** de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures, qui est un système basé sur la méthode des éléments finis, possèdent plusieurs caractéristiques le travail de l'ingénieur.

Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du **[RPA 99 (version 2003)]**, vu qu'il dépasse les quatre niveaux, Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

Les voiles de contreventement reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Les portiques ne reprennent que les charges verticales, mais dans notre cas, zone sismique d'ordre II, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

L'architecture retenue du bâtiment présente une symétrie en plan et une régularité en élévation, l'ossature est faite en voiles et portiques (système de contreventement mixte).

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

Selon le **RPA99 version 2003**, le calcul des forces sismiques peut être mené par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure répond aux critères § 4 .1.2 exigé par ce dernier.

### V.3. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode : [RPA99/2003]

C'est une méthode simple qui traite les modes de vibration, elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictives appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA.99/2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

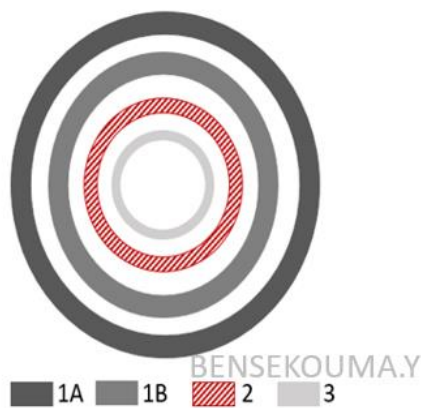
$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

V : La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

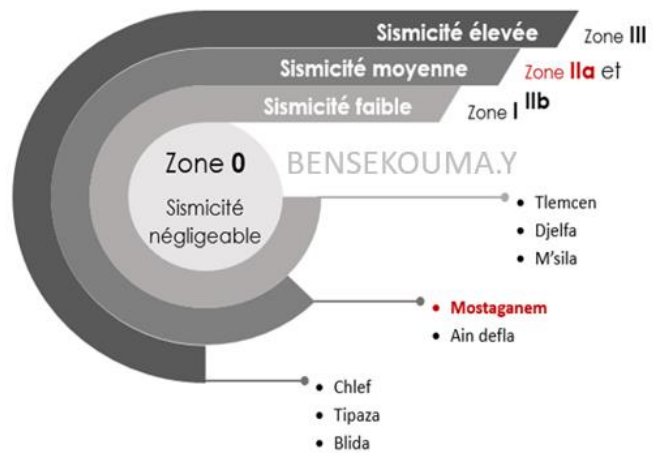
**V.3.1. Interprétation des résultats :**

**1.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

a- Critères de classification de la structure étudié : [RPA99 version 2003]

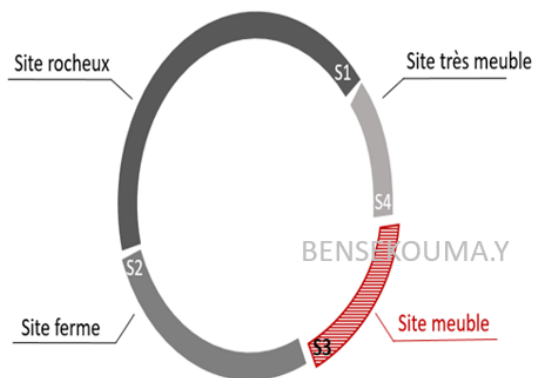


CLASSIFICATIONS DES OUVRAGES

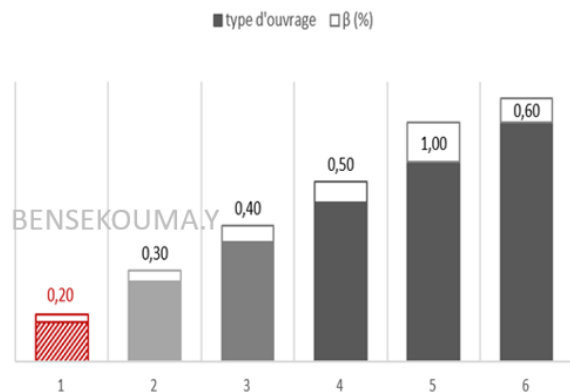


CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES

CLASSIFICATION DES SITES



VALEURS DU COEFFICIENT DE PONDÉRATION B



**Tableau 29:** Coefficient d'accélération A

	Zone			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	0,40
<b>1B</b>	0,12	0,20	0,25	0,30
<b>2</b>	0,10	<b>0,15</b>	0,20	0,25
<b>3</b>	0,07	0,1	0,14	0,18

**Tableau 30:** Valeur de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
<b>T<sub>1</sub></b>	0,15	0,15	<b>0,15</b>	0,15
<b>T<sub>2</sub></b>	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

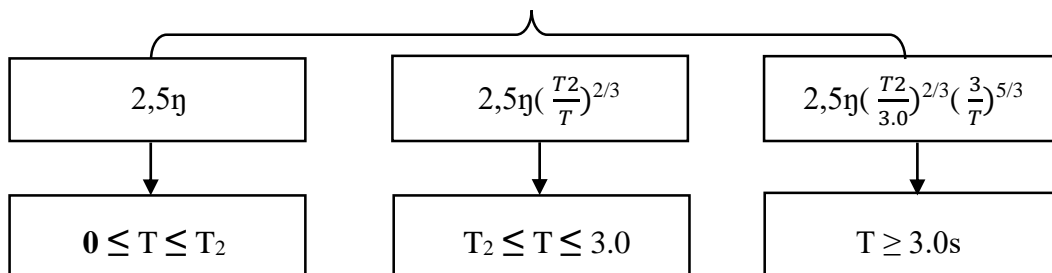
D'après le tableau 21 le Coefficient d'accélération est 0,15, ainsi que T<sub>1</sub>= 0,15s et T<sub>2</sub>= 0,50s d'après le tableau 22.

**A :** Coefficient d'accélération de zone. [(4.1) selon le RPA99/2003]

**T1 et T2 :** Période caractéristiques associées à la catégorie de site. [(4.7) selon RPA99/2003]

**b- Calcul du facteur d'amplification moyen D :**

**D**



η = Facteur de correction d'amortissement donnée par :  $\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$  [(4.3) RPA99/2003]

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

ξ : Pourcentage (%) d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, type de structure et l'importance du remplissage, dans notre cas c'est 7%. [(4.2) RPA99/2003]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7 \quad \text{CV}$$

Tableau 31: Valeur du coefficient  $C_T$

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
01	Portique auto stable en BA sans remplissage en maçonnerie.	0,075
02	Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
03	Portique auto stable en BA ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,05
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,05

Tableau 32: Vérification calcul de la période

$h_n$	$D_x$	$D_y$	$C_t$	$T_h = C_T \cdot h_n^{3/4}$	$T_x = \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_x}}$	$T_y = \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_y}}$
35,37	20,95	9,45	0,05	0,73	0,70	1,04

D'après les résultats obtenues dans le tableau ci-dessus on a :

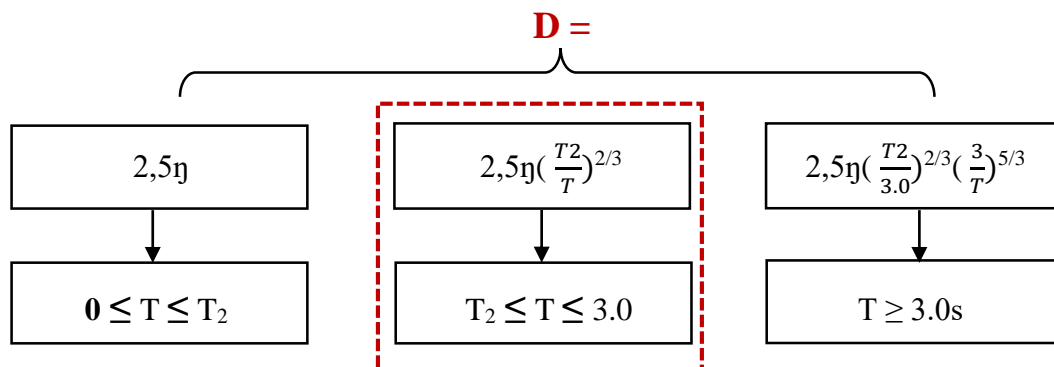
$$T_x = \min (T_h ; T_x) = 0,70s$$

$$T_y = \min (T_h ; T_y) = 0,73s$$

Et :

$$T_2 = 0,50s < T_x = 0,70s < 3s$$

$$T_2 = 0,50s < T_y = 0,73s < 3s$$



Alors,

$$D_x = 1,769 \text{ et } D_y = 1,721$$

### c- Coefficient de comportement R :

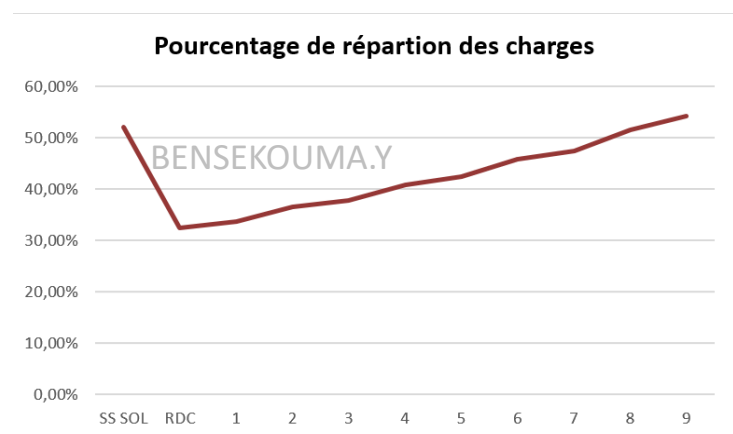
Le choix de la valeur de R est donné selon tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement dans l'article 3.4 du RPA 99 / V2003.

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Tout d'abord, nous supposons que notre structure est supportée par des voiles, nous prenons donc la valeur  $R=4$  pour pouvoir calculer le pourcentage de répartitions des charges, les résultats sont obtenue à partir du logiciel ROBOT, dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 33:** Distribution de l'effort normal

Niv	Poteau	Voile
	Effort normal (KN)	
ss sol	7348,78	7952,26
RDC	10264,17	4927,39
1	8988,22	4553,66
2	7575,17	4353,22
3	6453,5	3920,66
4	5225,65	3611,97
5	4242,93	3111,17
6	3194,35	2691,83
7	2346,08	2118,99
8	1484,54	1572,93
9	773,93	916,5



**Figure 33:** Courbe de répartition des charges

Le pourcentage de la distribution de l'effort normal des voiles est plus que 20% par rapport à la totalité d'où la structure étudiée est de type Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- Le coefficient de comportement global de la structure :  $R = 3,5$ .

**d- Facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \xi P_q$$

**Tableau 34:** Tableau des valeurs de pénalité  $P_q$ 

Critère " q "	$P_q$		Q
	XX	YY	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	<b>0,20</b>
2. Redondance en plan	0,05	0	
3. Régularité en plan	0	0	
4. Régularité en élévation	0	0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10	

Donne :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,2 = 1,2$$

**e- Poids de la structure :**

Selon le [RPA.99/2003]  $W = \xi W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$

Avec :

$W_{Gi}$  : Le poids du aux charge permanentes

$W_{Qi}$  : Le poids du aux charges d'exploitations

$\xi W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation.

Le poids de la structure est obtenu à partir du logiciel **ROBOT** :

$$W = 16166,79 \text{KN}$$

**Tableau 35:** Tableau de vérification de l'effort tranchant

$V_x$ [KN]	1471,13	<b>0,8</b> $V_{sx}$ [KN]	1176,91	<	$V_{dynX}$ [KN]	1463,70	$C_v$
$V_y$ [KN]	1430,69	<b>0,8</b> $V_{sy}$ [KN]	1144,55	<	$V_{dynY}$ [KN]	1328,46	$C_v$

### V.3.2. Disposition des voiles de contreventement :

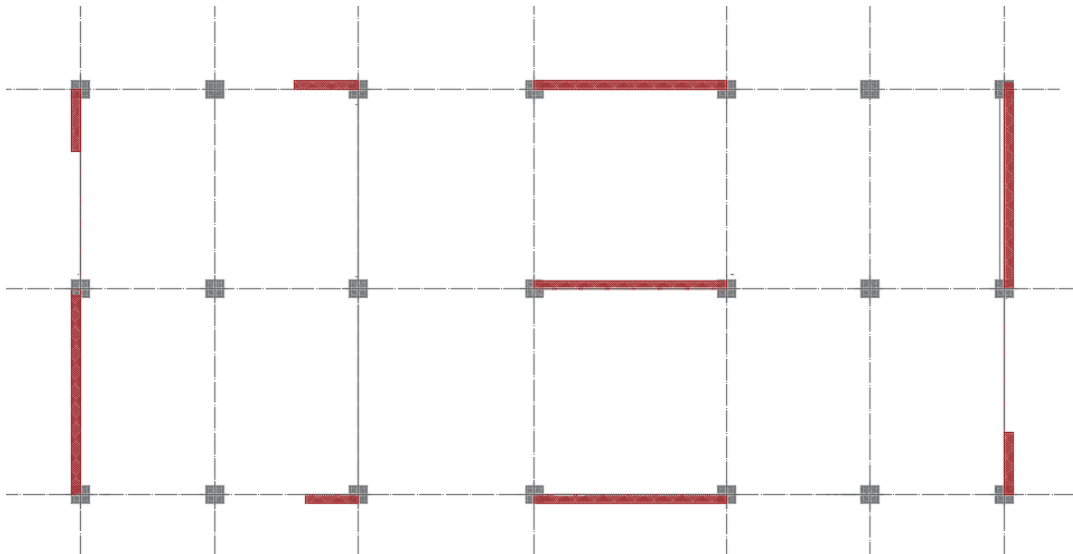


Figure 34: Disposition des voiles de contreventement

### V.3.3. Mode de vibration et participation massique :

Mode	Période [Hz]	Masse cum Ux [%]	Masse cum Uy [%]	Maase mod Ux [%]	Masse mod Uy [%]
01	0,70	0,14	68,93	0,14	68,93
02	0,66	68,29	69,08	68,15	0,15
03	0,46	68,31	69,10	0,02	0,01
04	0,17	68,31	88,21	0,01	19,12
05	0 ;17	87,45	88,22	19,13	0,00
06	0,11	87,47	88,23	0,02	0,01
07	0,08	87,47	95,00	0,00	6,77
08	0,08	94,11	95,00	6,64	0,00

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à **90%** au moins de la masse de la structure.

Dans notre cas, la masse cumulée a atteint les 90% dans le sens XX au **08<sup>ème</sup> mode** et dans sens YY au **07<sup>ème</sup> mode**.

### V.3.4. Vérification de la période : [RPA.99/2003]

La valeur de T calculé à partir de la méthode numérique ou des formules de Rayleigh ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

**Tableau 36:** Vérification de la période

$T_x$	0,70	$1.3 T_x$	0,90	>	$T_{mod}$	0,66
$T_y$	0,73	$1.3 T_y$	0,94	>	$T_{mod}$	0,7

### V.3.5. Vérification du déplacement inter-étage :

Les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage d'après Le **RPA99/V2003**, il est calculé comme suit :

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

$\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par **ROBOT**

R : Coefficient de comportement de la structure.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessus obtenus à partir du logiciel **ROBOT** :

**Tableau 37:** Récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

Niveaux	$\delta_k ux$ (cm)	$\delta_{ek} ux \times R$	$\delta_k uy$ (cm)	$\delta_{ek} uy \times R$	Hk (cm)	1% H(cm)	Condition
RDC	0,3	1,05	0,3	1,05	340	3,4	CV
1	0,5	1,75	0,5	1,75	323	3,23	CV
2	0,6	2,1	0,6	2,1	323	3,23	CV
3	0,7	2,45	0,7	2,45	323	3,23	CV
4	0,8	2,8	0,8	2,8	323	3,23	CV
5	0,8	2,8	0,8	2,8	323	3,23	CV
6	0,8	2,8	0,8	2,8	323	3,23	CV
7	0,8	2,8	0,8	2,8	323	3,23	CV
8	0,8	2,8	0,8	2,8	323	3,23	CV
9	0,8	2,8	0,8	2,8	323	3,23	CV

### V.3.6. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ : [RPA.00 VERSION 2003/ 5.9]

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

$$\theta = \frac{P \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta XQi)$$

$V_k$  : Effort tranchant de l'étage

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$$

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

$h_k$  : Hauteur de l'étage k.

Si :  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets p- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$

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

Dans le tableau ci-dessous la vérification de l'effet du second ordre de notre structure pour les deux sens XX et YY :

**Tableau 38:** Vérification de l'effet de l'effort p- Δ sens XX

Niveau	Hauteur	P	V <sub>x</sub>	Δ <sub>x</sub>	Θ <sub>x</sub>	Vérification
	cm	kN	kN	mm		
SS sol	2,9	-15301,03	1463,42	0	0	Condition vérifier
RDC	3400	-15191,57	1462,85	0,3	0,0009	Condition vérifier
1	3230	-13541,89	1428,59	0,5	0,0015	Condition vérifier
2	3230	-11928,39	1367,21	0,6	0,0016	Condition vérifier
3	3230	-10374,16	1287,26	0,7	0,0017	Condition vérifier
4	3230	-8837,61	1190,63	0,8	0,0018	Condition vérifier
5	3230	-7354,1	1076,03	0,8	0,0017	Condition vérifier
6	3230	-5886,19	940,15	0,8	0,0016	Condition vérifier
7	3230	-4465,07	785,6	0,8	0,0014	Condition vérifier
8	3230	-3057,47	601,92	0,8	0,0013	Condition vérifier
9	3230	-1690,43	371,01	0,8	0,0011	Condition vérifier

**Tableau 39:** Tableau 29: Vérification de l'effet de l'effort p-  $\Delta$  sens XX

Niveau	Height	P	Vy	$\Delta y$	$\Theta y$	Vérification
	mm	kN	kN	mm		
ss sol	2,9	-15301	1329,93	0,1	0	Condition vérifier
RDC	3400	-15191,6	1329,05	0,3	0,0010	Condition vérifier
1	3230	-13541,9	1294,23	0,5	0,0016	Condition vérifier
2	3230	-11928,4	1236,18	0,6	0,0018	Condition vérifier
3	3230	-10374,2	1162,6	0,7	0,0019	Condition vérifier
4	3230	-8837,61	1074,46	0,8	0,0020	Condition vérifier
5	3230	-7354,1	970,35	0,8	0,0019	Condition vérifier
6	3230	-5886,19	847,71	0,8	0,0017	Condition vérifier
7	3230	-4465,07	709,22	0,8	0,0016	Condition vérifier
8	3230	-3057,47	544,41	0,8	0,0014	Condition vérifier
9	3230	-1690,43	335,89	0,8	0,0012	Condition vérifier

### V.3.7. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble : [RPA.99/2003/ (art 5.5)]

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Le tableau suivant résume la condition en tous étages dans les 2 direction.

La vérification est effectuée dans le tableau ci-dessous pour les deux sens XX et YY :

**Tableau 40:** Vérification de l'équilibre d'ensemble sens XX

Etage	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
Ss sol	0,59	2,9	16166,79	10,475	1,711	169347,1253	Condition vérifier
RDC	34,45	6,3			217,035		Condition vérifier
1	61,48	9,53			585,9044		Condition vérifier
2	80,01	12,76			1020,9276		Condition vérifier
3	96,67	15,99			1545,7533		Condition vérifier
4	114,63	19,22			2203,1886		Condition vérifier
5	135,88	22,45			3050,506		Condition vérifier
6	154,53	25,68			3968,3304		Condition vérifier
7	183,85	28,91			5315,1035		Condition vérifier
8	230,69	32,14			7414,3766		Condition vérifier
9	370,94	35,37	13120,148	Condition vérifier			

**Tableau 41:** Vérification de l'équilibre d'ensemble sens YY

Etage	Fy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérif
Ss sol	0,89	2,9	16166,79	4,725	2,581	76388,08275	Condition vérifiée
RDC	35,13	6,3			221,319		Condition vérifiée
1	58,34	9,53			555,9802		Condition vérifiée
2	73,79	12,76			941,5604		Condition vérifiée
3	88,27	15,99			1411,4373		Condition vérifiée
4	104,11	19,22			2000,9942		Condition vérifiée
5	122,48	22,45			2749,676		Condition vérifiée
6	138,25	25,68			3550,26		Condition vérifiée
7	164,51	28,91			4755,9841		Condition vérifiée
8	208,02	32,14			6685,7628		Condition vérifiée
9	334,67	35,37	11837,278	Condition vérifiée			

**V.3.8. Vérification de l'effort normal réduit :**

A partir de logiciel ROBOT on a obtenu l'effort réduit maximal du poteau :

$$V = \frac{N}{Bc \times Fc28}$$

**Tableau 42:** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	Na(N)	Bc (cm)	v	Vérification
Ss-sol ; RDC ; 1 <sup>er</sup>	(50×50)	1921660	250000	0,30	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup>	(45×45)	1350210	202500	0,26	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup>	(40×40)	994220	160000	0,25	Condition vérifiée
6 <sup>ème</sup> ; 7 <sup>ème</sup>	(35×35)	662770	122500	0,22	Condition vérifiée
8 <sup>ème</sup> ; 9 <sup>ème</sup>	(30×30)	346090	90000	0,15	Condition vérifiée

## VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter l'étude des éléments résistants de la structure.

Cette structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable), directement du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALISIS**, sous les combinaisons suivantes :

$$\left[ \begin{array}{l} 1,35G+1,4Q \\ G+Q \\ G+Q+V ; G+Q-E \\ 0,8G+V ; 0,8G-E \end{array} \right.$$

## VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux elles sont pour rôle de transmettre les charges et des surcharges apportés par les dalles aux poteaux. Les poutres principales sont plus sollicitées par rapport aux poutres secondaires. Les poutres sont calculées à la flexion simple sous deux moments fléchissant, un sur la travée et l'autre au niveau des appuis,

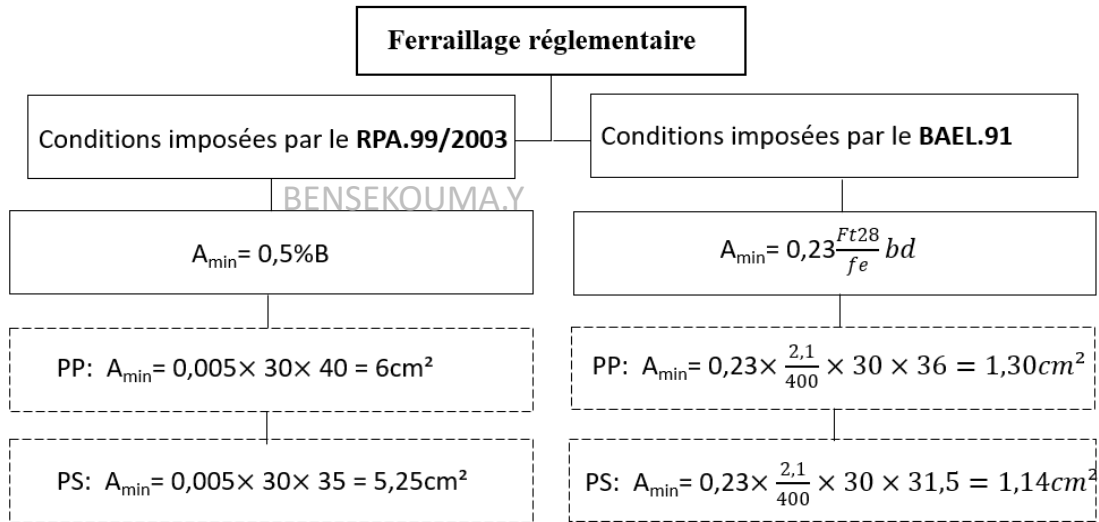
Les sections d'armatures calculées et le choix des barres doivent satisfaire les conditions imposées par le règlement BAEL91 et RPA99.

### VI.2.1. Sollicitations des poutres :

**Tableau 43:** Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

Types	E.L.U		E.L.S		Situation accidentelle		Effort tranchant T [KN]
	Mt [KN .m]	Ma [KN .m]	Mt [KN .m]	Ma [KN .m]	Mt [KN .m]	Ma [KN .m]	
PP(30×40)	57,54	-94,14	42,02	-68,81	96	-108,14	116,20
PS(30×35)	50,81	-55,38	36,89	-40,28	71,29	-82,07	42,20

#### •Armatures longitudinales :

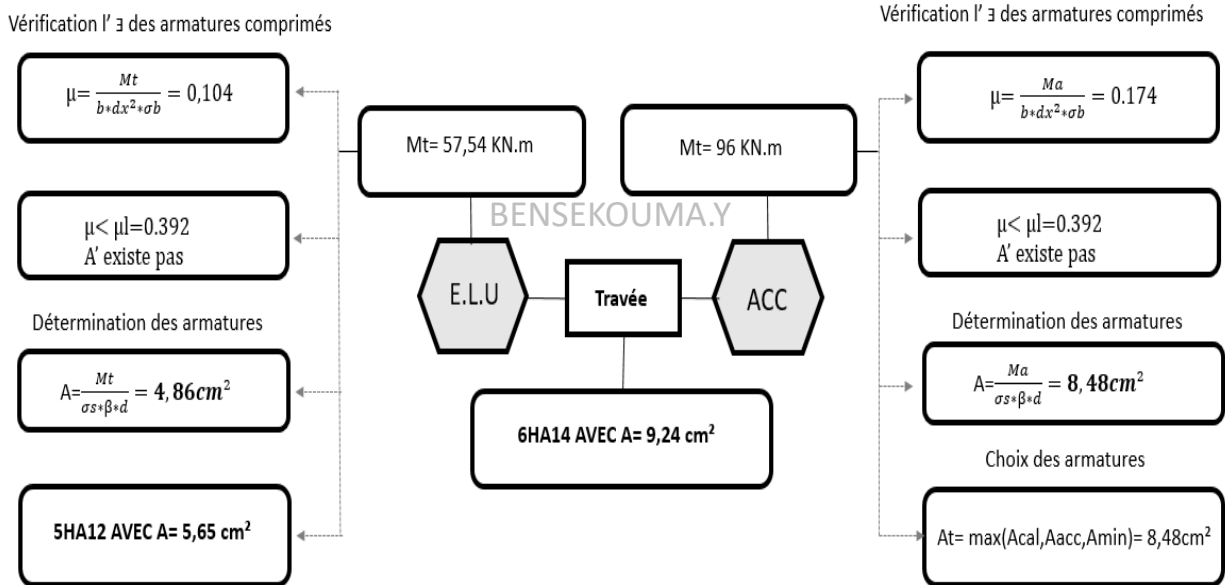


● Exemple de calcul :

Pour le calcul du ferrailage des poutres on a pris celui des poutres principales avec la section (30×40), représenter dans le organigramme ci-dessous :

a) Ferrailage en travée à l'E.L. U et situation accidentelle :

**Organigramme 20** : Calcul de ferrailage des poutres en travée



b) Ferrailage en appui à l'E.L. U et situation accidentelle :

**Organigramme 21 : Calcul de ferrailage des poutres en appui**

Vérification l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot dx^2 \cdot \sigma_b} = 0,171$$

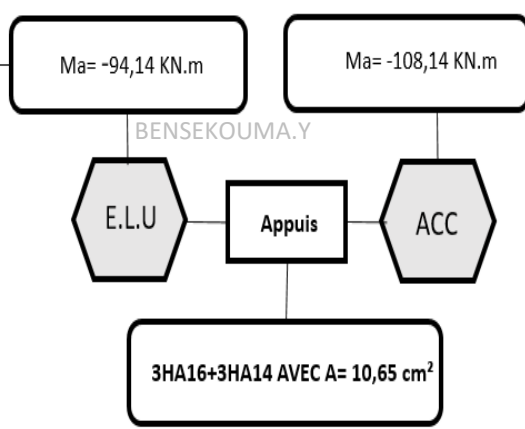
$$\mu < \mu_l = 0,392$$

A' existe pas

Détermination des armatures

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 8,29 \text{ cm}^2$$

**6HA14 AVEC A= 9,24 cm<sup>2</sup>**



Vérification l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot dx^2 \cdot \sigma_b} = 0,196$$

$$\mu < \mu_l = 0,392$$

A' existe pas

Détermination des armatures

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 9,70 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 9,70 \text{ cm}^2$$

c) E.L.S :

**Organigramme 22 : Vérification à l'E.L. S**

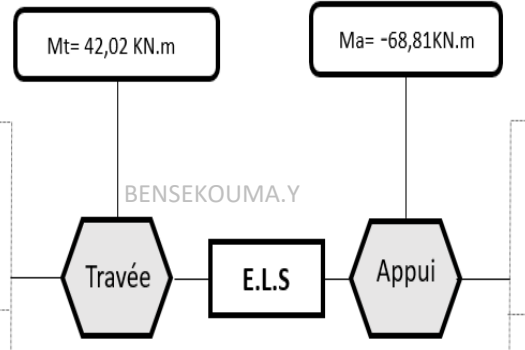
- flexion simple  
 - section rectangulaire  
 - acier feE400  
 $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \alpha = 0,138 < 0,434$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_c 28$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

les armatures calculées à E.L.U Maintenues, (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )



- flexion simple  
 - section rectangulaire  
 - acier feE400  
 $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \alpha = 0,236 < 0,434$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_c 28$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

les armatures calculées à E.L.U Maintenues, (Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

d) Vérification de l'effort tranchant :  $T_u^{\max} = 116,20 \text{ KN}$

1. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$a = 0,9d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm.}$

$T_u = 648810\text{N}$  —→ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

2. Vérification de l'influence de 'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On dit vérifier que :  $A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

$A_L = 9,96\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 116200 - \frac{94140}{0,9 \times 36} \right) \times 10^{-2} = 3,26\text{cm}^2$  —→ Condition vérifier

3. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{116,20 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1,08 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = 3,33\text{Mpa}$  (fissuration peu nuisible)

$\tau_u = 1,08\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$  —→ Les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

4. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

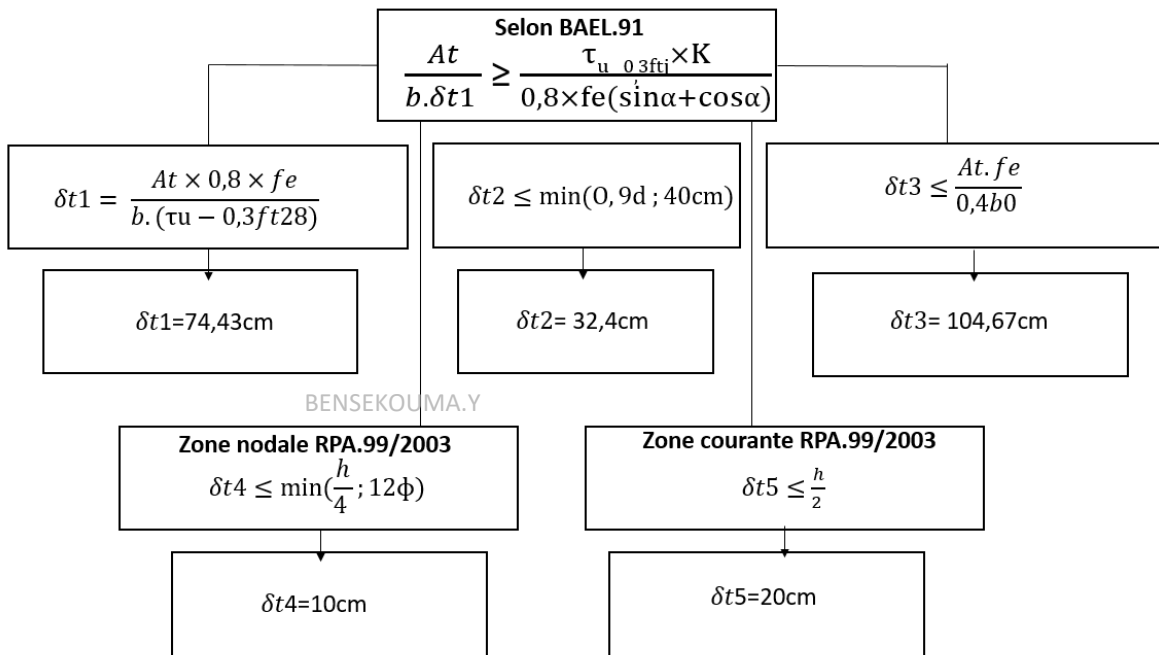
$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l\min} \right)$

$\phi_t \leq \min \left( 1,14 ; 3 ; 1,4 \right) = 1,14\text{cm}$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

5. L'espacement des armatures transversales :

**Organigramme 23** : Calcul d'espacement des armatures transversales



Donc :  $\delta t = 15\text{cm}$  EN zone courante  
 $\delta t = 10\text{cm}$  En zone nodale

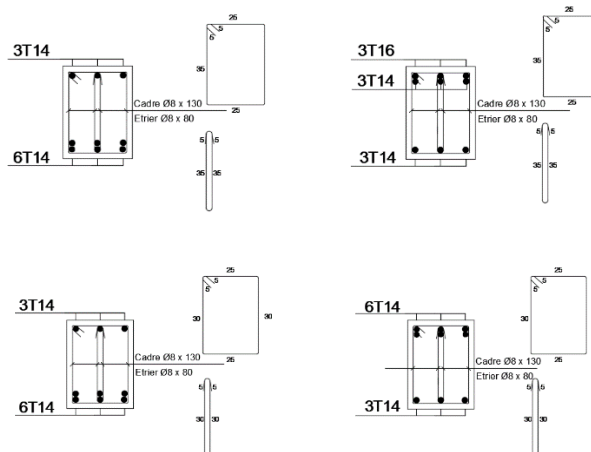
6. Vérification des armatures transversales :

$A_t = 0,003 \times st \times B = 0,09\text{cm}^2$  En zone nodale  
 $A_t = 0,003 \times 15 \times B = 1,35\text{cm}^2$  En zone courante

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont la même que celle déjà montrée ci avant, on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

**Tableau 44 :** Récapitulatif de ferrillages des poutres

Type des poutres		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>corres</sub> (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
PP	Travées	1,30	6	8,48	6HA14	9,24	70
	Appuis	1,30	6	9,70	3HA16+ 3HA14	10,65	70
PS	Travées	1,14	5,25	7,17	6HA14	9,24	70
	Appuis	1,14	5,25	8,40	6HA14	9,24	70



**Figure 35:** Ferrailage des poutres principales et secondaires en travée et en appuis

**VI.3. Ferrillages des poteaux :**

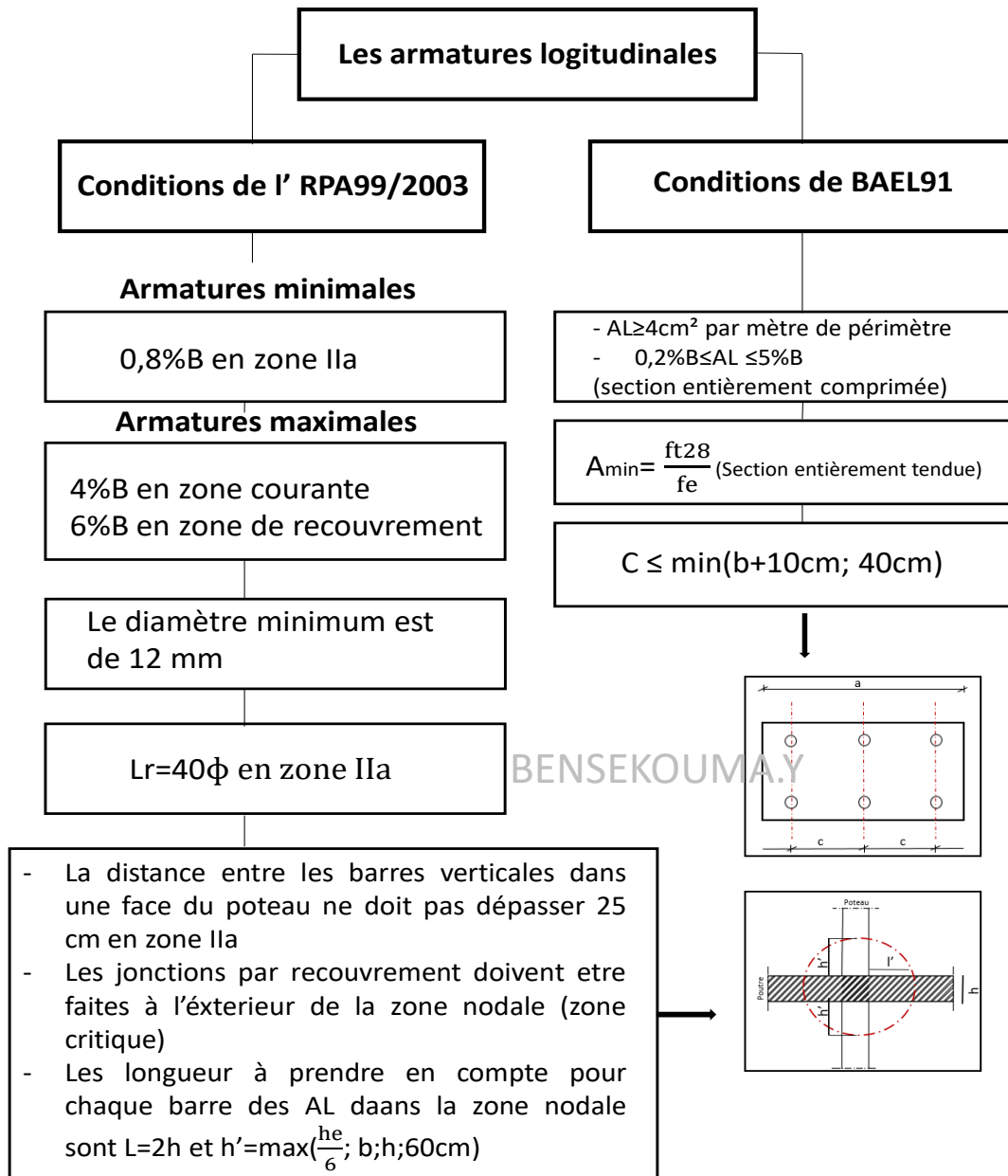
**VI.3.1. Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant essentiellement les transmissions des charges des différents niveaux aux fondations. Ils sont calculés à la flexion composée dans les deux plans principaux sous un effort normal de compression centré et moments de flexions.

Les sections d'armatures calculées et le choix des barres doivent satisfaire les conditions imposées par le règlement BAEL91 et RPA99.

**VI.3.1. Le ferrailage :**

**Organigramme 24 : Les armatures longitudinales des poteaux**



Avec :

B : Section du poteau

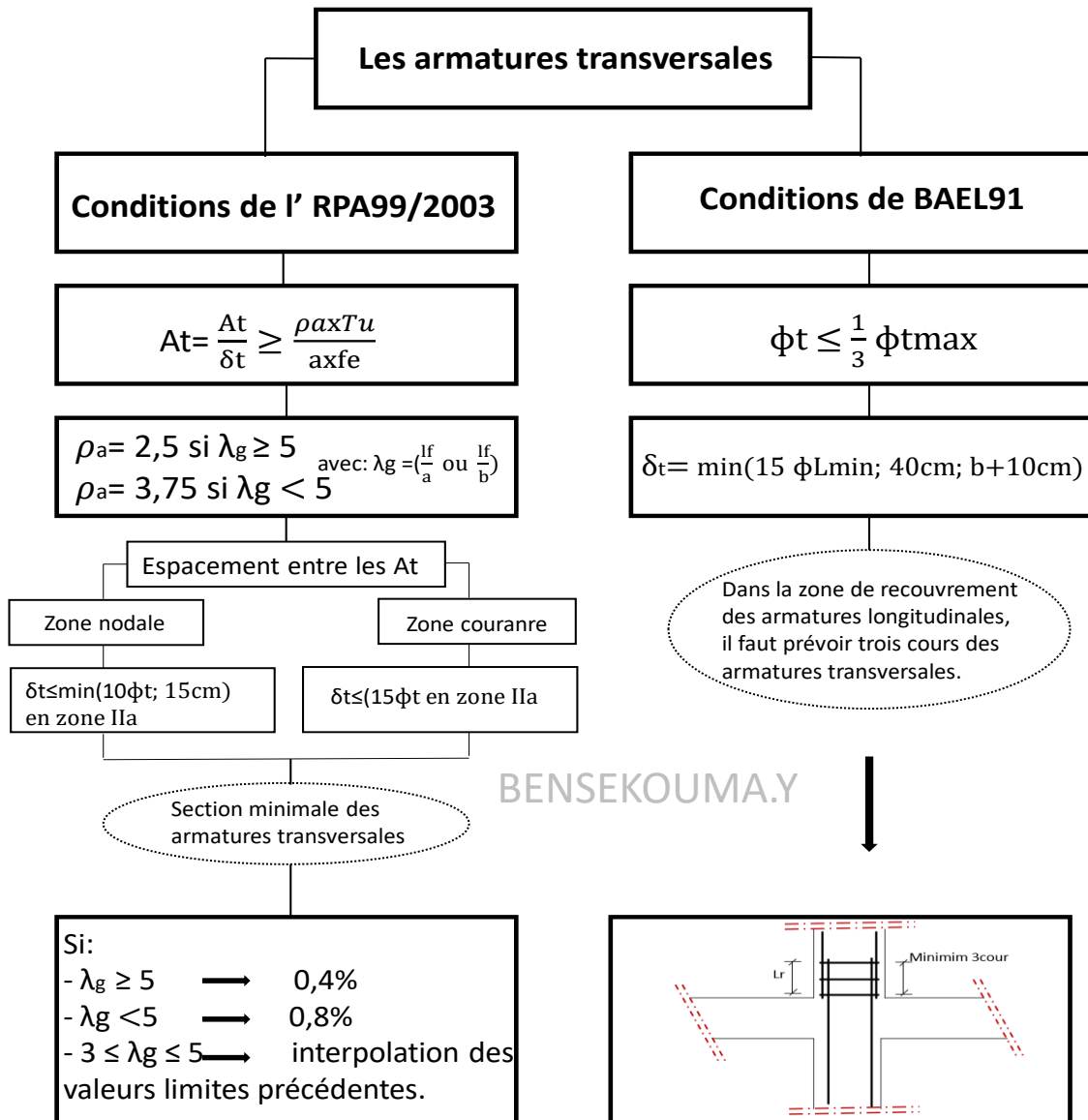
$L_r$  : longueur de recouvrement [RPA99/2003]

h : la hauteur de la poutre.

b et a : section d'un poteau.

h<sub>e</sub> : la hauteur libre entre deux étages.

**Organigramme 25 : Les armatures transversales des poteaux**



T<sub>u</sub> : Effort tranchant

a : Hauteur totale de la section brute;

f<sub>e</sub> : Limite élastique des armatures transversales et

ρ<sub>a</sub>: Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ<sub>g</sub>.

$\delta_t$  : Espacement entre les armatures transversales

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur du flambement.

$\varphi_{lmin}$  : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

**Tableau 45:** Récapitulatif des sollicitations [RESULTATS DE ROBOT]

Combinaison	Section	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)
E.L.U	$N_{max}$	1921,66	1350,23	994,22	662,77	346,09
	$M_y$	4,36	3,59	5,73	7,34	7,48
	$M_z$	1,04	2,18	2,35	2,22	1,63
ACC	$N_{max}$	1550,90	1019,25	757,71	510,52	269,70
	$M_y$	40,52	29,42	36,95	35,95	28,05
	$M_z$	15,24	25,97	28,96	26,21	18,80
ACC	$N_{corr}$	1552,92	719,29	501,86	336,13	127,94
	$M_{ymax}$	92,67	49,89	32,09	48,23	37,71
ACC	$N_{min}$	-983,60	-556,92	-263,80	-95,02	-91,66
	$M_{ycorr}$	-28,71	-21,65	-22,12	-20,35	-15,23
	$M_{zcorr}$	-32,39	-19,00	-10,82	-5,17	-38,49

●Exemple de calcul :

-Cas pot (50×50) :

b= 50cm ; h= 50cm ; d= 45cm

Pour le calcul du ferrailage du poteau nous procédons indépendamment pour chaque direction de calcul selon la combinaison durable et les combinaisons accidentels suivantes :

E.L.U : Cas 1 : 1,35G+1,5Q  
 ACC : Cas 2 :  $N_{max}$ ,  $M_{corr}$   
 Cas 3 :  $M_{max}$ ,  $N_{corr}$   
 Cas 4 :  $N_{min}$ ,  $M_{corr}$

Après avoir faire les calculs selon le **BAEL91**, on a obtenu que le cas 1, cas 2 et cas 4 se calculent en compression centrée, et le cas 3 se calcul en flexion composée :

**Tableau 46:** Récapitulatif des résultats pour le cas 1, cas 2 et cas 4

Combinaisons		N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	$\frac{h}{12}$	$\lambda$	$\alpha$	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
Cas 1	y-y	1921,66	3,47	0,18	4,17	16,49	0,81	2498	-64,79
	z-z		1,04	0,05					-64,79
Cas 2	y-y	1550,90	40,52	2,6	4,17	16,49	0,81	2498	-102,98
	z-z		27,34	1,76					-102,98
Cas 4	y-y	-983,60	-28,71	2,9	4,17	16,49	0,81	2498	-120,49
	z-z		-32,39	3,29					-120,49

**Tableau 47:** Récapitulatif des résultats pour le cas 3

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	$e_0 = \frac{h}{2} - c$	M <sub>1</sub> (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>FC</sub> (cm <sup>2</sup> )
Cas 3	1552,92	92,67	5,97	0,26	403,76	0,281	0,422	0,831	31,02	-13,74

● **Armatures minimales :**

► Condition imposée par le RPA.99/2003 :

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

► Condition imposée par le B.A.E. L91 :

$$A_{\min} = \max \left( \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right) = \max \left( \frac{0,2 \times 50 \times 50}{100}; \frac{8(50+50)}{100} \right) = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{► } A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min \text{ B.A.E.L}}; A_{\min \text{ R.P.A}}) = 20 \text{ cm}^2$$

► Choix des armatures :

$$8\text{HA}14+4\text{HA}16 \text{ avec : } A = 20,36 \text{ cm}^2$$

**Tableau 48:** Tableau récapitulatif des armatures du poteau (50×50)

Poteau (50×50)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min,BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min,RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Recouvrement
Cas 1	0	8	20	8HA14+4HA16	20,36	Lr=64cm
Cas 2	0					
Cas 3	0					
Cas 4	0					

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{47,99 \times 10^3}{50 \times 45 \times 100} = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

● **Diamètre des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235.

● **Espacement des armatures transversales :**

-Selon le B.A.E.L.91 :

$$\delta_t \leq \min (15\phi_{L\min} ; 40 \text{ cm} ; b+10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} ; \delta_t = 20 \text{ cm}$$

-Selon le R.P.A.99 :

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min (10\phi_{L\min} ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} ; \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_{L\min} = 21 \text{ cm} ; \delta_t = 20 \text{ cm}$$

● **Armatures transversales minimale :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{50} = 4,76 < 5 \quad A_{t\min} = \frac{\delta_t \times \rho_a \times T_u}{a \times f_e} = 1,53 \text{ cm}^2$$

● **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres.

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

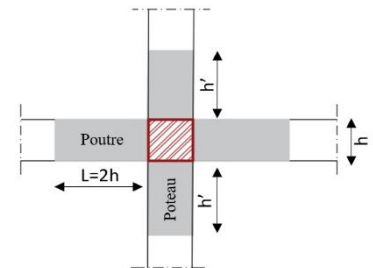
$$h' = \max \left( \frac{h}{6} ; b ; h ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Avec :

$h$  : la hauteur de la poutre

$b$  et  $a$  : la section du poteau

$h_e$  : la hauteur libre entre deux étages.



**Figure 36:** La zone nodale

● **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{L\max} = 64 \text{ cm}$$

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment, et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min, BAEI</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min, RPA</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	L <sub>r</sub> [cm]
Ss-sol ; RDC ; 1 <sup>er</sup>	(50x50)	0	8	20	8HA14+4HA16	20,36	L <sub>r</sub> =64cm
2 <sup>ème</sup> ;3 <sup>ème</sup>	(45x45)	0	7,2	16,2	8HA14+2HA16	16,34	L <sub>r</sub> =64cm
4 <sup>ème</sup> ;5 <sup>ème</sup>	(40x40)	0	6,4	12,8	8HA14+2HA12	14,58	L <sub>r</sub> =56cm
6 <sup>ème</sup> ;7 <sup>ème</sup>	(35x35)	1,18	5,6	9,8	4HA14+4HA12	10,68	L <sub>r</sub> =56cm
8 <sup>ème</sup> ;9 <sup>ème</sup>	(30x30)	3,37	4,8	7,2	2HA14+4HA12	7,6	L <sub>r</sub> =56cm

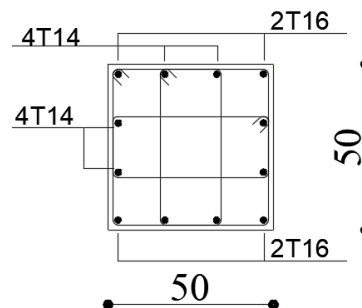


Figure 37: Dessin de ferrailage du poteau (50x50)

**VII. Etude des voiles :**

Un voile, comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan.

Ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales.

Dans notre structure, nous avons le voile périphérique en sous-sol et le voile de contreventement (avec ouverture/sans ouverture) du RDC au 9<sup>ème</sup> étage.

**VII.1. Le voile périphérique :**

**1.1. Définition :**

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base.

Il sera vérifié comme un mur de soutènement soumis à une pression latérale due à la poussée des terres au repos, nous le considérons comme une dalle appuyée sur les quatre côtés, et le calcul se fera pour une bande de 1m.

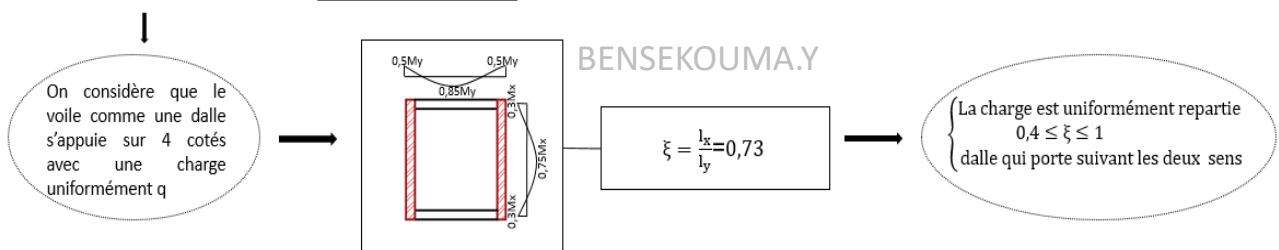
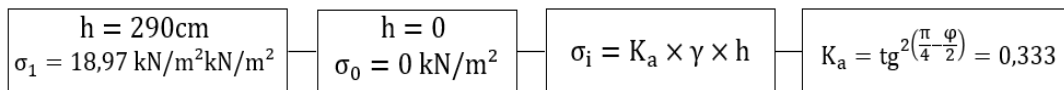
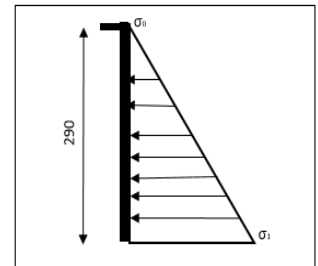
**1.2. Caractéristiques du sol :**

Poids volumique de la terre :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

**Organigramme 27 : Calcul de la poussée des terres et les contraintes**

Nous allons suivre l'organigramme ci dessus pour calculer la poussée des terres et les contraintes :



Avec :

$h$  : la hauteur de voile

$\varphi$  : Angle de frottement

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi (\delta : \text{frottement mur /sol})$$

$\gamma$  : Poids volumique des terres

$K_p$  : Coefficient de poussée des terres

$K_q$  : Coefficient due aux surcharges

### 1.3. Combinaisons fondamentales :

#### •Etat limite ultime (ELUR) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 12,80 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 12,80 \text{ kN/m}$

#### •Etat limite service (ELS) :

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 9,49 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1\text{m} = 9,49\text{kN/m}$

### 1.4. Calcul des sollicitations :

$$\text{ELUR} : \begin{cases} \mu_x^u = 0,0646 \\ \mu_y^u = 0,478 \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0708 \\ \mu_y^{ser} = 0,6188 \end{cases}$$

#### •Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_{ux} = \mu_{ux} \times q_u \times L^2_x \\ M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ux} = 695 \text{ daN.m} \\ M_{uy} = 332 \text{ daN.m} \end{cases}$$

#### •Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{serx} = \mu_{serx} \times q_{ser} \times L^2_x \\ M_{sery} = \mu_{sery} \times M_{serx} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{serx} = 565 \text{ daN.m} \\ M_{sery} = 350 \text{ daN.m} \end{cases}$$

#### •Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91]

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\rightarrow a = 2 \text{ cm}$ .

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\left| \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\varphi}{2} \\ C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2} \end{array} \right. \Rightarrow \left| \begin{array}{l} C_x = 25 \text{ mm} \\ C_y = 35 \text{ mm} \end{array} \right.$$

• Les hauteurs utiles :

$$\left| \begin{array}{l} d_x = h_d - C_x \\ d_y = h_d - C_y \end{array} \right. \Rightarrow \left| \begin{array}{l} d_x = 17,5 \text{ cm} \\ d_y = 16,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

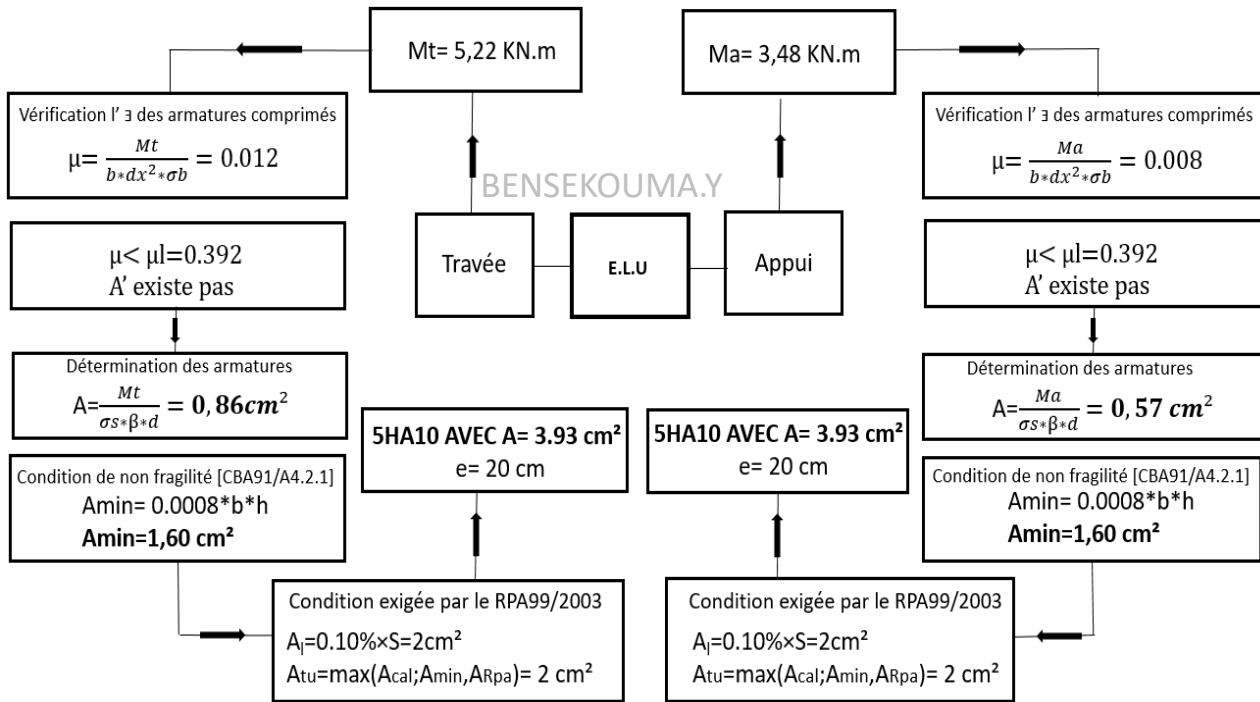
Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

**Tableau 49:** Récapitulatif des sollicitations

Combinaison	x-x		y-y	
	ELUR	ELS	ELUR	ELS
Moment en travée [KN.m]	5,22	4,24	3,16	3,32
Moment en appui [KN.m]	3,48	2,83	1	1,05

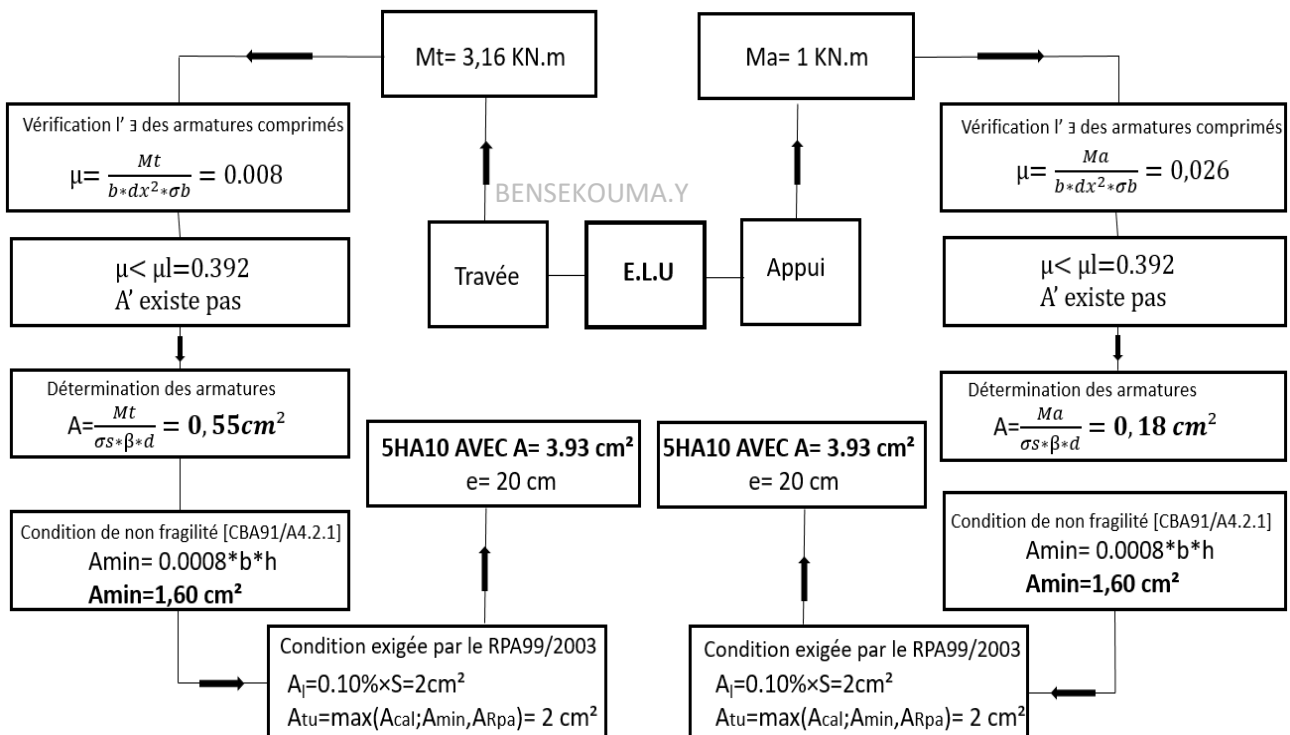
Dans les deux organigrammes ci-dessus, nous allons calculer le ferrailage du voile à l'E.L. U en travée et en appui dans le sens X-X :

**Organigramme 28 : Calcul de ferrailage du voile périphérique sens X-X**



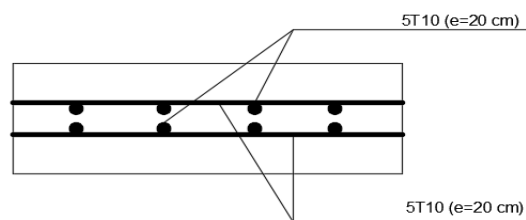
Dans les deux organigrammes ci-dessus, nous allons calculer le ferrailage du voile à l'E.L. U en travée et en appui dans le sens Y-Y :

**Organigramme 29 : Calcul de ferrailage du voile périphérique sens Y-Y**



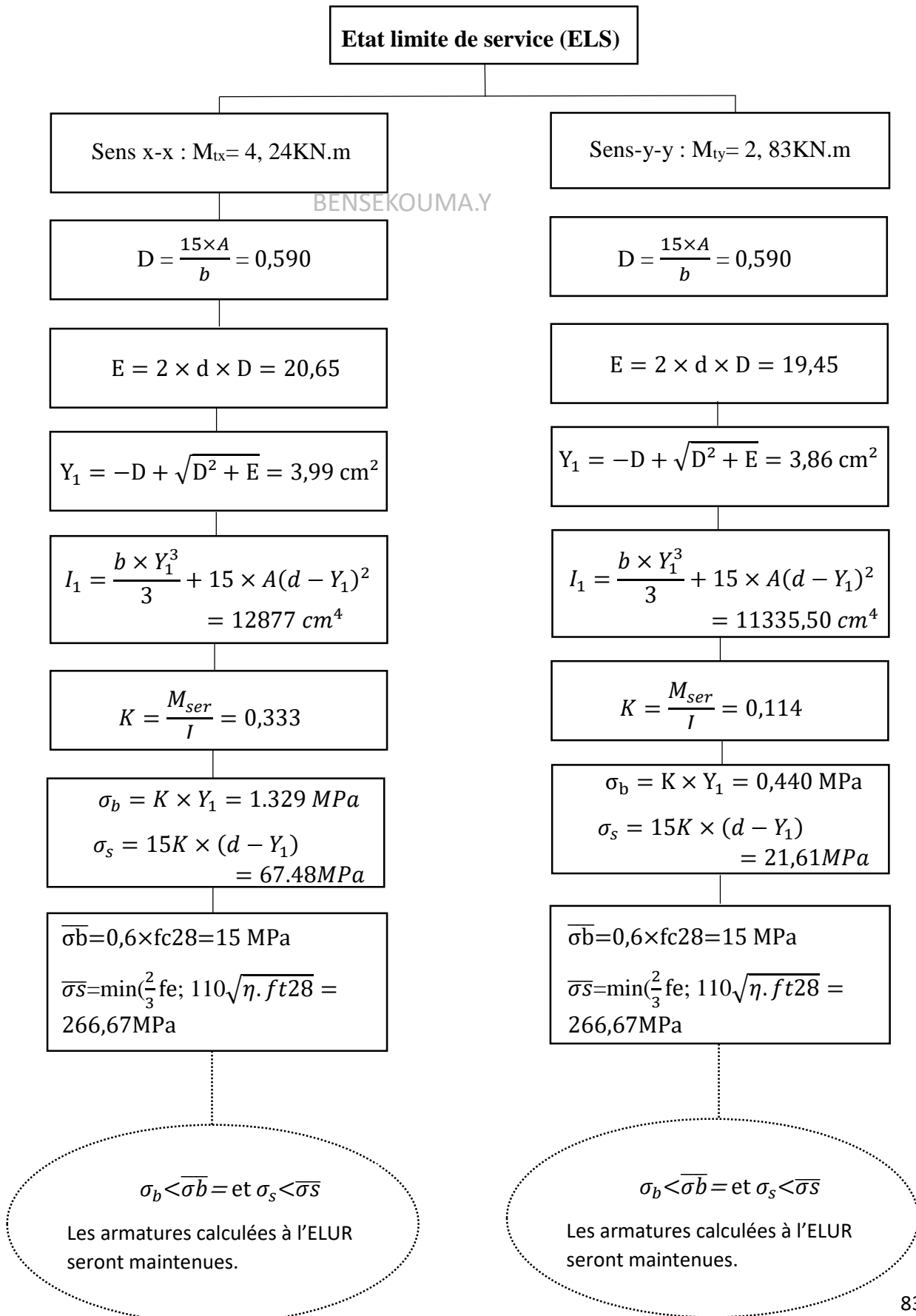
**Tableau 50:** Récapitulatif de ferrailage du voile périphérique

sens	X-X		Y-Y	
	appuis	travée	appuis	travée
combinaisons				
$A_{cal}(cm^2)$	2	2	2	2
$A_{choisi}(cm^2)$	5T10=3,93	5T10=3,93	5T10=3,93	5T10=3,93

**Figure 38:** Ferrailage du voile périphérique pour 1ml

Dans l'organigramme ci-dessous on a récapitulé les étapes à suivre à l'E.L. S :

**Organigramme 30 : Vérification à l'E.L. S**



## VII.2. Le voile de contreventement :

### VII.2.1. Généralités :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé [DTR-B.C.-2.41 " CBA93 "] si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003) /7.7.1] (chapitre II).
2. Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales. Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants : [RPA99/2003/7.7.4].

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes selon [RPA99/2003/V.5.2].

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

### VII.2.2 Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max [50 ; \min(\frac{67ea}{h} ; 100)]$$

$$e_a = \max( 2\text{cm} ; \frac{he}{250} ) = 2\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max [50 ; \min(\frac{67 \times 2}{h} ; 100)] = 50$$

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 43,30 \text{ cm} < 50 ; \text{ le calcul se fera à la flexion composée.}$$

### VII.2.3. Détermination des sollicitations :

Les moments en appuis et les efforts normaux sont pris du logiciel **ROBOT**

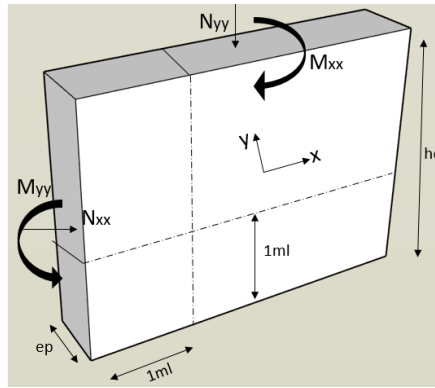


Figure 39: Schéma d'un voiles avec les sollicitations

**VII.2.4. Le ferrailage :**

A l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT** nous avons calculé le ferrailage vertical et horizontal des voiles de contreventement.

a- Ferrailage vertical :

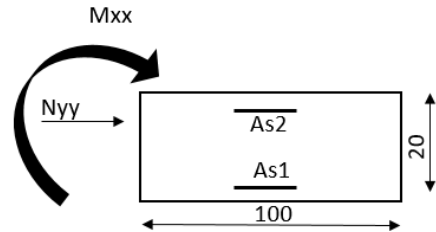


Figure 40: Section de calcul d'armature vertical

Tableau 51: Récapitulation des moments et les efforts normaux des voiles

E.L.U	$N_{yy}^{max}$	35,15	$M_{xx}^{max}$	-3,62	$N_{yy}^{min}$	-708,43
	$M_{xx}^{corr}$	0,99	$N_{yy}^{corr}$	-225,53	$M_{xx}^{corr}$	-1,45
ACC	$N_{yy}^{max}$	625,62	$M_{xx}^{max}$	3,95	$N_{yy}^{min}$	-1236,25
	$M_{xx}^{corr}$	-0,60	$N_{yy}^{corr}$	-86,32	$M_{xx}^{corr}$	-1,11

D'après la combinaison la plus défavorable nous allons calculer le ferrailage vertical qui est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 52: Récapitulatif des armatures verticales

Armatures calculés [cm <sup>2</sup> ]	Armatures minimales BAEL [cm <sup>2</sup> ]	Armatures minimales RPA [cm <sup>2</sup> ]	Armatures adoptés [cm <sup>2</sup> ]	Choix
$A_{s1} = 7,7 \text{ cm}^2$	15,6	15	$A_{s1} = 7,92$	7HA12
$A_{s2} = 7,9 \text{ cm}^2$			$A_{s2} = 7,92$	

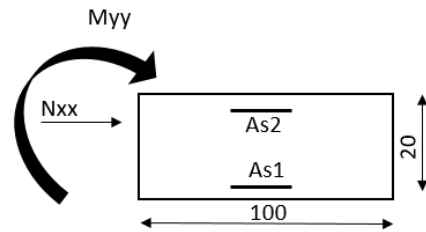
Espacement des armatures verticales : D'après l'RPA 99 /2003 article (7.7.4.3) :

$$St \leq (1,5.a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5.a=45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30\text{cm}$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$ .

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 15 \text{ cm}$ .

Ferraillage horizontal :



**Figure 41:** Section de calcul d'armature horizontal

**Tableau 53:** Récapitulation des moments et les efforts normaux des voiles (ferraillage horizontal)

E.L.U	$N_{yy}^{max}$	83,04	$M_{xx}^{max}$	-19,50	$N_{yy}^{min}$	-253,72
	$M_{xx}^{corr}$	1,76	$N_{yy}^{corr}$	-39,52	$M_{xx}^{corr}$	-3,39
ACC	$N_{yy}^{max}$	429	$M_{xx}^{max}$	20,08	$N_{yy}^{min}$	-381,48
	$M_{xx}^{corr}$	2,28	$N_{yy}^{corr}$	-149,84	$M_{xx}^{corr}$	-1,17

D'après la combinaison la plus défavorable nus allons calculées le ferraillage horizontal qui est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 54:** Récapitulatif des armatures horizontales

Armatures calculés [cm <sup>2</sup> ]	Armatures minimales BAEL [cm <sup>2</sup> ]	Armatures minimales RPA [cm <sup>2</sup> ]	Armatures adoptés [cm <sup>2</sup> ]	Choix
$A_{s1} = 5,9 \text{ cm}^2$	10,7	15	$A_{s1} = 6,79 \text{ cm}^2$	6HA12
$A_{s2} = 4,8 \text{ cm}^2$			$A_{s2} = 6,79 \text{ cm}^2$	

Espacement des armatures verticales :

$$St \leq (1,5.a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5.a=45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30\text{cm}$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$ .

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 15 \text{ cm}$ .

### VII.2.5. Calcul des armatures transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement : [Article 7.7.2/ RPA99, V2003]

La contrainte de cisaillement dans le béton du voile doit être limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times T_u}{e \times b} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \frac{1,4 \times 376,27 \times 10^{-3}}{e \times b} = 0,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de reprise de bétonnage, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VII.2.6. Voile avec ouverture :**

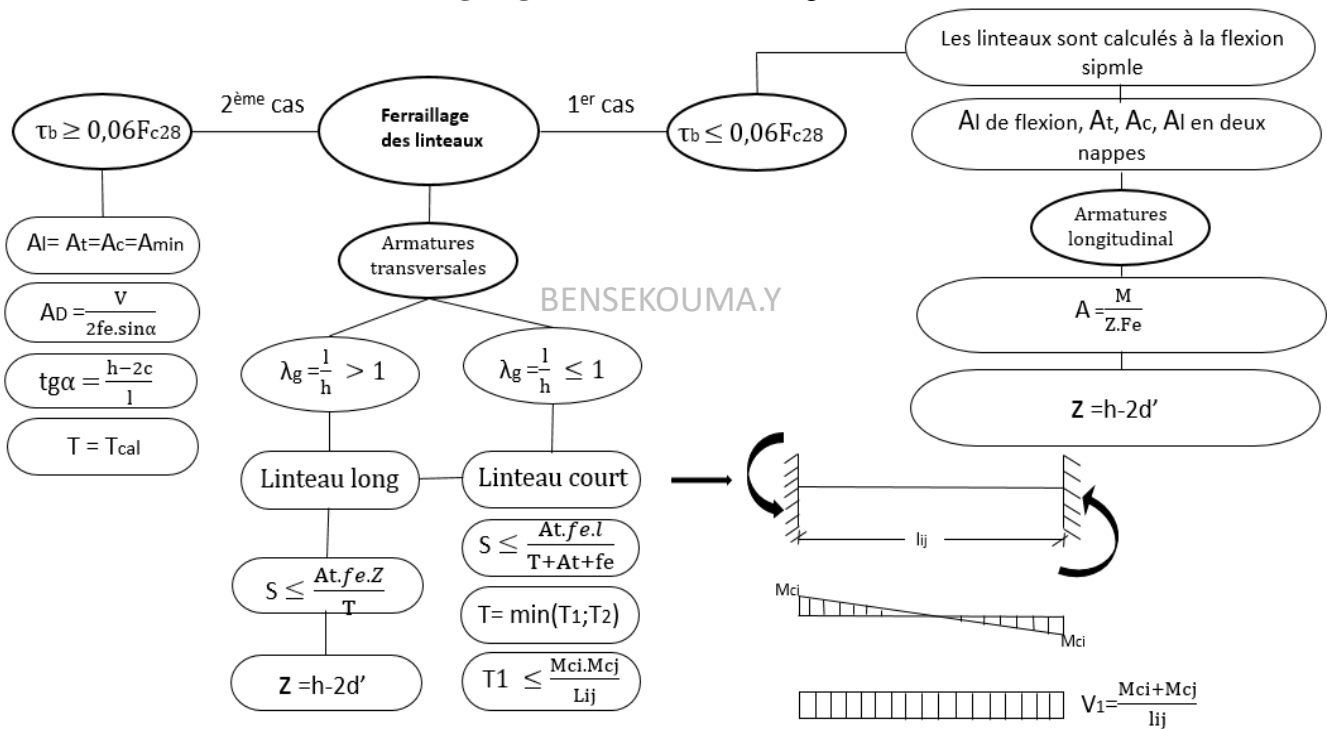
Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dans les sens d'action peuvent être alternés.

Sollicitations dans les linteaux : Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture. Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

Les sollicitations dans linteau seront :

**a- Ferrailage des linteaux : [RPA99/2003]**

**Organigramme 31 : Ferrailage des linteaux**



Avec :

h : Hauteur totales du linteau.

C' : distance de l'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant « T = 1,4 T<sub>calculé</sub> »

S : espacement des aciers At et T = 1,4 T<sub>calculé</sub>

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments « Résistants ultime » des sections d’about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$

**b- Exemple de calcul :**

Les résultats suivants sont pris à l’aide du logiciel ROBOT :

$$T_u^{cal} = 258,16 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,4 T_u^{cal}$$

$$\tau = \frac{1,4 T_u}{e.b} = \frac{1,4 \times 258,16}{0,2 \times 4,8} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,06 F_{c28} \longrightarrow 2^{\text{ème}} \text{ cas}$$

a) Armature longitudinal :

$$A_l = 0,0015.b.h$$

b) Armatures diagonales :

$$\text{tg}\alpha = \frac{z}{l} = \frac{h-2d'}{l} = \frac{0,8.h}{l}$$

$$A_{D1} = \frac{T_{calculé}}{2f_e \cdot \sin\alpha} ; A_{D2} = \frac{0,15}{100} .b.h$$

$$A_D = \max (A_{D1} ; A_{D2})$$

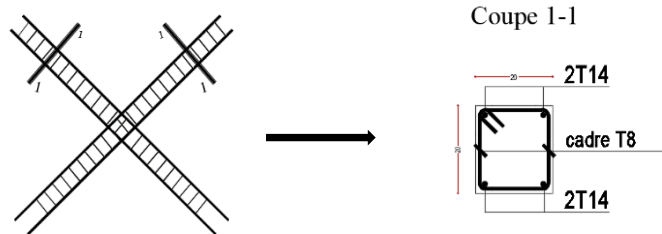
c) Armatures transversales :

$$S < \frac{h}{4}$$

$$\tau > \bar{\tau} \longrightarrow A_t = 0,25\% b.s$$

d) Armatures de peau :

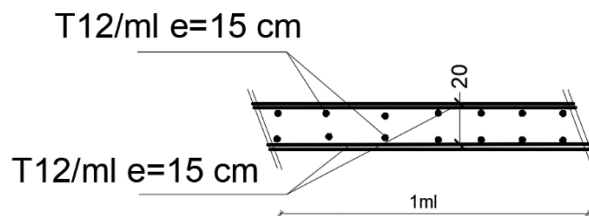
$$A_c \geq 0,002 . b . h$$



**Figure 42:** Ferrailage des linteaux

**Tableau 55:** Récapitulatif du ferrailage des linteaux

$A_l$ [ $\text{cm}^2$ ]	Choix	$A_D$ [ $\text{cm}^2$ ]	Choix	$A_t$ [ $\text{cm}^2$ ]	Choix	$A_c$ [ $\text{cm}^2$ ]	Choix
3 $\text{cm}^2$	4HA12 avec $A=3,14 \text{ cm}^2$	10,11 $\text{cm}^2$	8HA14 avec $A=12,32 \text{ cm}^2$	1 $\text{cm}^2$	$2\phi 6$ avec $A=1,01 \text{ cm}^2$	4 $\text{cm}^2$	4HA12 avec $A=4,52 \text{ cm}^2$



**Figure 43:** Ferrailage des voiles

**V.1. Introduction :**

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations, leurs rôles est de supporter les différentes charges ainsi que l'ensemble ouvrage-fondation-sol doit être en équilibre stable il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général)
- Les fondations profondes (pieux)
- Les fondations semi profondes (puits).

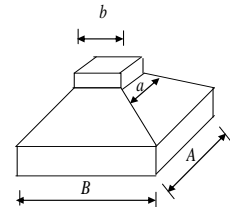
Le choix dépend de plusieurs paramètres par exemple :

- Le type de l'ouvrage à fonder
- La résistance du sol
- La charge totale remise au sol.

Pour notre structure nous allons opter pour des fondations superficielles d'un type radier général.

Pré dimensionnement des semelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{AB} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \cdot B \end{array} \right.$$



**Figure 44:** Dimension d'une semelle isolée

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{bars} \quad N_u = 26948,6 \text{ kN} \quad a = 50 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 367,07 \text{ cm}$$

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et pour les semelle filante vu que le projet a une grande importance côté masse et hauteur, on opte pour un radier général.

**V.2. Radier général :**

**V.2.1. Généralités :**

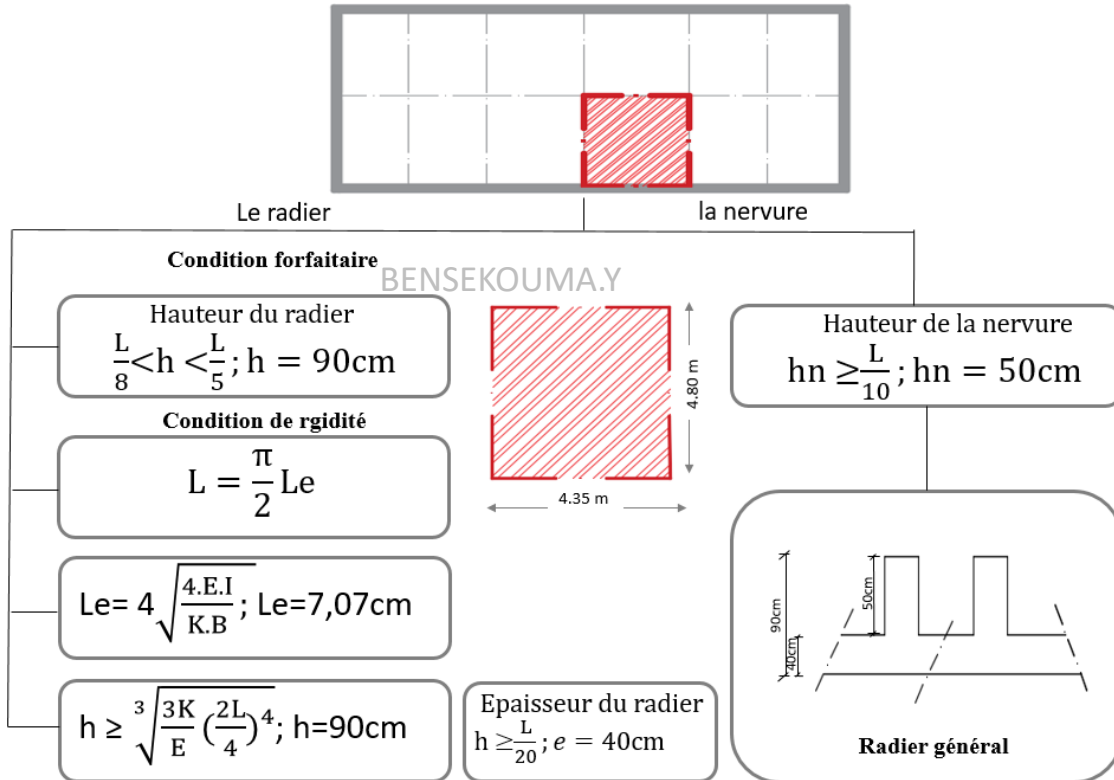
Un radier est une dalle plane renversée éventuellement nervurée constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures), Il se comporte comme un plancher renversé et il se calcul de la même façon à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes, selon [RPA99/2003/V.5.2].

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

V.2.2. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement du radier et de la nervure sont récapitulés dans l'organigramme ci-dessous :

Organigramme 32 : Pré dimensionnement du radier et des nervures



Avec :

L : longueur maximale entre les axes des poteaux.

h : hauteur du radier

Le : longueur élastique

hn : hauteur de la nervure .

Le pré dimensionnement des poutres est récapitulés dans l'organigramme ci-dessous :

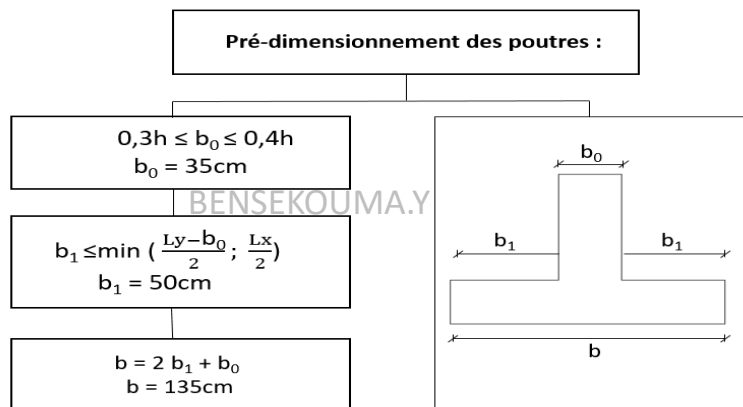


Tableau 56: Données relatives au chargement

Données du radier		Données du sol	
Surface m <sup>2</sup>	229,38	Coefficient de réaction du sol k <sub>z</sub>	40 [KN/m <sup>3</sup> ]
Épaisseur m	40		
Longueur max entre axes	4,8		
Module de Young E	3,2×10 <sup>4</sup>		
X <sub>G</sub>	10,48		
Y <sub>G</sub>	4,73	Charge d'exploitation	2,5 [KN/m <sup>2</sup> ]

Après avoir fait tous le pré dimensionnement nécessaire, nous avons modélisé le radier général (radier + nervures) avec le logiciel **ROBOT**, pour les vérifications et la détermination des sollicitations pour le calcul du ferrailage.

### V.2.3. Les vérifications :

#### a- Vérifications des contraintes dans le sol :

A l'état limite de service :

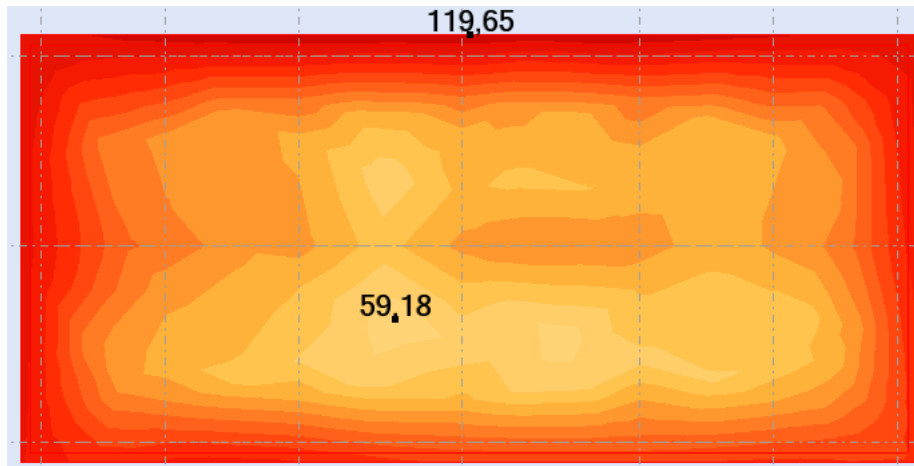


Diagramme des contraintes trapézoïdales ( $\sigma_{max} (+)$  et  $\sigma_{min} (+)$ ),

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,2 + 0,59}{4} = 1,05 < \sigma_{adm} = 2 \text{ bars} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

A l'état limite ultime :

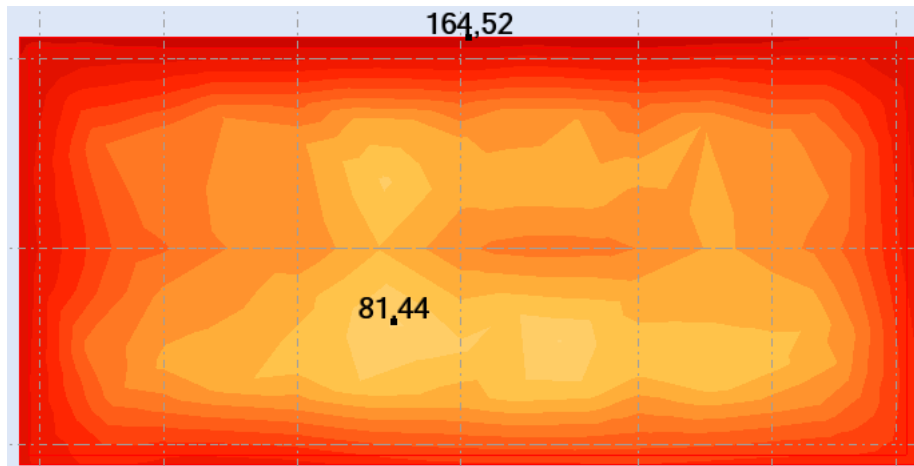


Diagramme des contraintes trapézoïdales ( $\sigma_{max}$  (+) et  $\sigma_{min}$  (+) et la contrainte du sol admissible est multiplier par 1,33 selon le [B.A.E.L.91].

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,65 + 0,81}{4} = 1,44 < \sigma_{adm}^{ELU} = 2,66 \text{ bars} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Situation accidentelle :

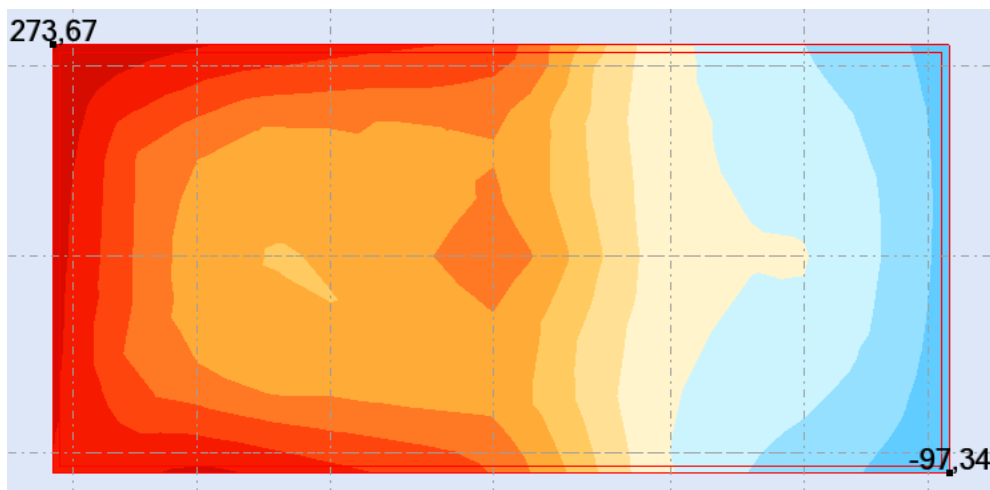


Diagramme des contraintes triangulaire ( $\sigma_{max}$  (+) et  $\sigma_{min}$  (-), et la contrainte du sol admissible dans la situation accidentelle est multiplier par le coefficient de sécurité donnée par le rapport géotechnique 3 divisée par coefficient de 2 selon [RPA99/2003].

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,74}{4} = 2,05 < \sigma_{adm}^{acc} = 3 \text{ bars} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Avec :

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier) en (bar)

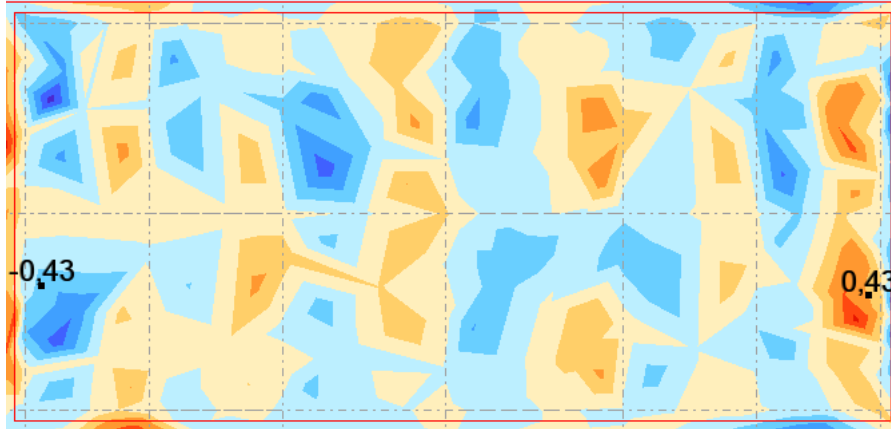
$\sigma_{moy}$  : Contraintes moyenne du sol en (bar)

$\bar{\sigma}_{adm}$  : Contraintes admissible du sol en (bar).

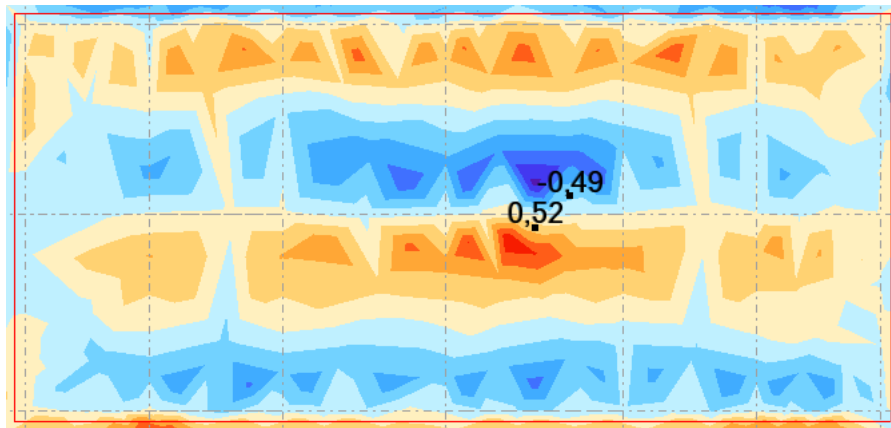
**b- Vérifications des contraintes de cisaillement :**

La modélisation avec le logiciel **ROBOT** nous a permis de calculer les contraintes du cisaillement et les affichés dans une cartographie, les contraintes du cisaillement des 2 direction sur tout la surface du radier afin de la vérifié avec la contrainte du cisaillement admissible calculer selon la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$$



**Figure 45:** Contrainte de cisaillement sens xx



**Figure 46:** Contrainte de cisaillement sens yy

**Tableau 57:** Vérification du contrainte du cisaillement dans les deux sens à l'E.L.U

	Contrainte de cisaillement $\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$	Vérification
Sens x-x	0,43	1,25	Condition vérifiée
Sens y-y	0,52	1,25	Condition vérifiée

**Vérifications de condition de non poinçonnement :**

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé

$$U_c = 2(a+h) + 2(b+h) = 5,6m$$

Avec :

$h$  : hauteur du radier

$P_u$ : Effort normal du poteau le plus sollicité à ELU.

$$P_u = 1921,49KN < 3780KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors, il n'y a aucun risque de poinçonnement.

#### V.2.4. Ferrailage du radier :

Un panneau de la dalle du radier est uniformément chargé qui sera appuyées sur 4 cotés (port les 2 sens) chargé par la contrainte du sol, et le calcul se fera de la même façon d'une dalle pleine illustré dans le chapitre III, La fissuration est considérée préjudiciable.

Les moments en appuis et en travées sont pris du logiciel **ROBOT**.

**Tableau 58:** Récapitulation des moments en appuis et en travées sens x-x

Etat limite ultime		Etat limite de service		Situation accidentelle	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
-68,11	83,75	-49,32	60,98	-23,13	105,13

**Tableau 59:** Récapitulation des moments en appuis et en travées sens y-y

Etat limite ultime		Etat limite de service		Situation accidentelle	
Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
-145,58	107,44	-105,68	78,09	-64,96	114,99

A l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT** nous avons calculé le ferrailage du radier qui est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

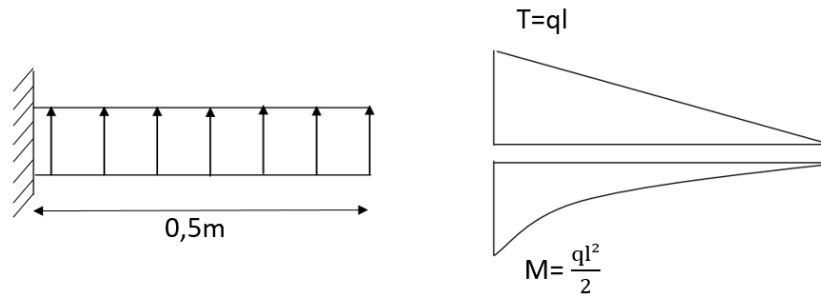
**Tableau 60:** Récapitulatif de ferrailage du radier

	Armatures calculés	Choix des armatures	$A_{adopté}$	Espacement
Travée	$A_s = 11,8 \text{ cm}^2$	7HA16	$14,07 \text{ cm}^2$	$e = 15 \text{ cm}$
Appui	$A_s = 16,2 \text{ cm}^2$	7HA20	$21,99 \text{ cm}^2$	$e = 15 \text{ cm}$

#### V.3. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console renversé de longueur  $L=1$  m, le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m à l'ELU.

$h=40$ cm,  $d=36$ cm



**Figure 47:** Schéma statique et diagramme des moments du débordement

● **A L'état limite ultime :**

$\sigma_m = 114$  KN/m<sup>2</sup> pour une bande de 1m,  $\sigma_m = 114$  KN/ml.

**Tableau 61:** Ferrailage des débords

$M_u$ [kN.m]	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
18	0,098	0,012	0,995	1,44	4,35	4T12	4,52

● **A L'état limite service :**

$\sigma_m = 105$  KN/m<sup>2</sup> pour une bande de 1m,  $\sigma_m = 105$  KN/ml.

$M_{ser} = 13,13$  KN.m<sup>2</sup>

$D = 15 \times \frac{A}{B} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,68$ cm

$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,68 \times 36 = 48,96$  cm<sup>2</sup>

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,68 + \sqrt{0,68^2 + 48,96} = 6,35$  cm

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 6,35^3}{3} + 15A(36 - 6,35)^2 = 68139,43$  cm<sup>4</sup>

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13130}{68139,43} = 0,19$

$\sigma_b = k \times y_1 = 0,19 \times 6,35 = 1,21$  MPa <  $\bar{\sigma}_b = 15$ MPa

$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,19(36 - 6,35) = 84,50$  MPa <  $\bar{\sigma}_s = 201,63$ MP

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

**V.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1,25$ MPa

$T_u = q_u \times L = 89,4$ KN ;  $\tau_u = 0,025 \leq \bar{\tau}_u = 1,25$ MPa

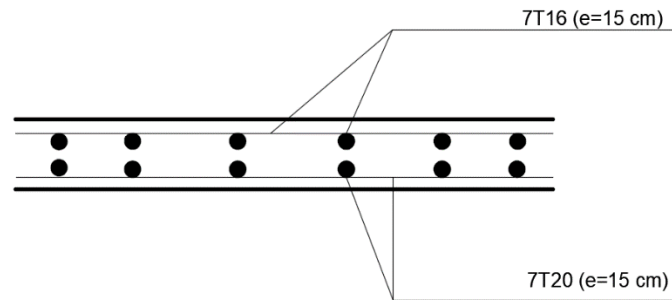


Figure 48: Schéma de ferrailage de la dalle du radier pour 1 ml

#### V.4. Ferrailage de la nervure :

##### V.4.1. Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **ROBOT**, et le calcul du ferrailage est calculé de la même façon celui des poutres (chapitre VI).

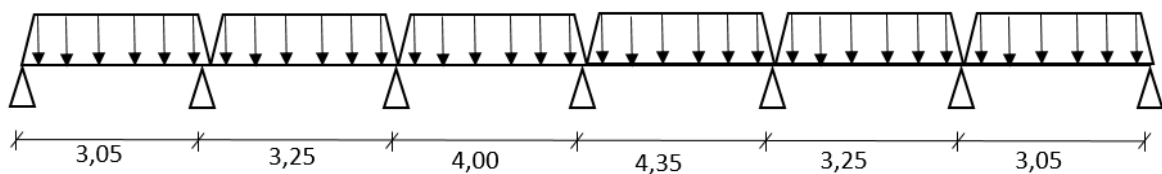


Figure 49: Distribution des charges sur les poutres principales

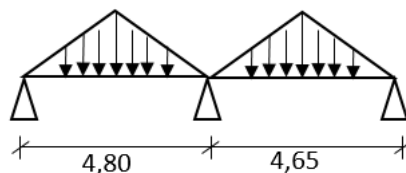


Figure 50: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Tableau 62: récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Sollicitations	Poutre principale		Effort tranchant [KN]	Poutre secondaire		Effort tranchant [KN]
	$M_a$ [KN.m]	$M_t$ [KN.m]		$M_a$ [KN.m]	$M_t$ [KN.m]	
ELU	-341,24	329,32	312,43	-276,91	251,61	264,93
ELS	-248,00	238,45		-201,12	182,28	

### V.4.2. Calcul du ferrailage :

#### ● Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,42 \text{ cm}^2 \text{ [BAEL91]}$$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 15,75 \text{ cm}^2 \text{ [RPA99/2003]}$$

#### ● Armatures calculés :

Le ferrailage est calculée par le logiciel **ROBOT EXPERT** :

**Tableau 63:** Récapitulatif de ferrailage des poutres

	Poutres principales			$T_u$ [KN]	Poutres secondaires			$T_u$ [KN]
	$A_s$ cm <sup>2</sup>	Choix	$A_{\text{adopté}}$		$A_s$ cm <sup>2</sup>	Choix	$A_{\text{adopté}}$	
<b>Appui</b>	16,3	4HA16+4HA 20	20,08	312,43	13,1	9HA14	13,85	264,93
<b>Travée</b>	15,6	8HA16	16,08		11,8	8HA14	12,32	

#### ● Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002b_0 \cdot h$$

$$A_c \geq 6,3 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA12 avec :  $A = 6,79 \text{ cm}^2$

### V.4.3. Vérification de l'effort tranchant :

**Tableau 64:** vérification de l'effort tranchant des poutres principales

Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$				Vérification
		$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	
$T_u^{\max}$ [N]	<b>Formule</b>	$\frac{T_u^{\max}}{b \times d}$	$\min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right)$	Condition vérifiée ↓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.
312,43	<b>Résultat</b>	1,10	2,5	

Tableau 65: vérification de l'effort tranchant des poutres secondaire

Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$				Vérification
$T_u^{\max}$ [N]	Formule	$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	
		$\frac{T_u^{\max}}{b \times d}$	$\min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right)$	Condition vérifiée ↓
264,93	Résultat	0,93	2,5	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

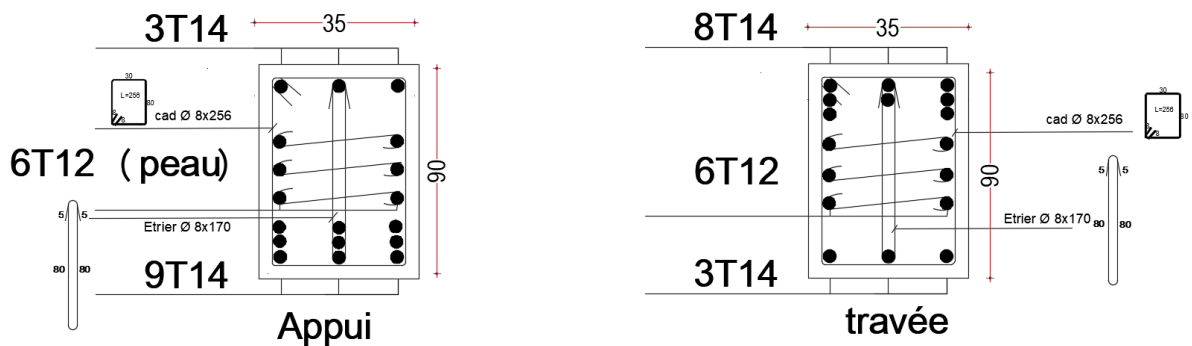


Figure 51: Dessin de ferrailage des poutres secondaires

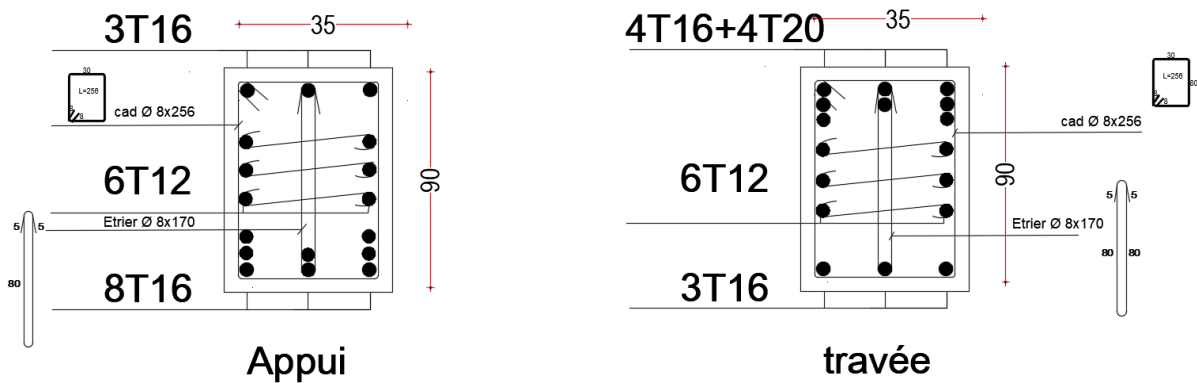


Figure 52: Dessin de ferrailage des poutres principale

## **Conclusion**

En conclusion, notre étude de la structure en béton armé a permis d'approfondir notre compréhension des principes et des concepts fondamentaux de ce matériau de construction.

Nous avons examiné les différentes propriétés du béton et de l'acier, ainsi que les méthodes de calcul et de dimensionnement des éléments structuraux.

Nous avons également analysé les principaux modes de défaillance auxquels une structure en béton armé peut être soumise, tels que la flexion, la traction, la compression, et nous avons étudié les techniques de renforcement utilisées pour améliorer la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

Cependant, il est important de souligner que cette étude ne remplace pas un suivi rigoureux de la construction. La réalisation d'une structure en béton armé nécessite une supervision et un contrôle qualité constants pour s'assurer de la conformité aux normes et aux plans.

En résumé, bien que notre étude ait permis d'approfondir notre compréhension des structures en béton armé, il est essentiel de souligner l'importance d'un suivi rigoureux de la construction pour s'assurer de la qualité et de la sécurité de l'ouvrage final.

## Références bibliographique

### Règlements :

- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **DTR-BC2.331** (Règles de Calculs des fondations Superficielles).

### Livres :

- **HENRY Thonier** : « conception et calcul des structures de bâtiment »
- **Some concepts in** : « Earthquake Behaviour of Buildings »
- **PIERRE Charon** : « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé »
- **M.BELAZOUGUI** : « Calcul des ouvrages en béton armé »

### Cours :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Mécanique des sols
- Cours de modélisation du logiciel robot structural Analysis 2013.
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux
- Cours ouvrages En Béton.

### Logiciels :

- WORD 2016
- EXCEL 2016
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013
- Robot Expert 2010
- AUTOCAD 2016.