

UNIVERSITE DE BLIDA 1



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Fin d'Etudes

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil
option : « Structures ».*

Thème :

***ETUDE D'UN BATIMENT « R+8+SS»A
USAGE MULTIPLE EN BETON ARME.***

Réalisé par :

**Hamlaoui Soumia.
Mechad Maroua.**

Devant les membres de jury :

**Mme Halfaya
Mr Abed .M
Mr Allali.s**

**Présidente
examineur
promoteur**

Promotion 2023

❧REMERCIEMENTS❧

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- ✓ *Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné le courage, volonté, patience, santé durant nos années d'études.*
- ✓ *À nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tous le long de notre cursus universitaire.*
- ✓ *À notre promoteur **Mr Allali Sid Ahmed** de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.*
- ✓ *Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.*
- ✓ *À tous les enseignants de **L'Université SAAD DAHLEB BLIDA**, et particulièrement les Enseignants du département de **Génie civil** qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*
- ✓ *À tous nos amis pour leur aide, patiences, leur compréhension et leur encouragement.*

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Cherifa qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Rachid qui à sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A mes chers frères ISLAM, OMAR.*
- ❖ *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Maroua.*
- ❖ *à tous ceux qui nous sont très chers.*
- ❖ *Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.*

Hamlaoui Soumia

Dédicaces

Je dédie ce mémoire

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère Samira qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père Ali qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A mes chers frères HASSAN , ANOUAR.*
- ❖ *A ma chère sœur Zineb.*
- ❖ *A mon mari Abdelkader pour sa patience illimitée, son encouragement, son aide et pour ses grands sacrifices ; que dieu vous protège.*
- ❖ *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Soumia.*
- ❖ *à tous ceux qui nous sont très chers.*
- ❖ *Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.*

Mechad Maroua

Résumé

Ce projet consiste à l'étude complète d'une structure en béton armé de RDC + 8 étages + un sous-sol, contreventée par des voiles et des portiques à usage d'habitation et de commerce. La structure est implantée à Boufarik dans la wilaya de Blida, classée come zone sismique III selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

L'étude de ce projet, le dimensionnement ainsi que le ferrailage de tous les éléments résistants et les éléments secondaires sont conformes aux règles et normes suivantes : **RPA/v 2003, CBA93, DTR, C.2.2, DTR.B.C.2.3.3.1.**

L'étude dynamique du bâtiment est faite par Logiciel de calcul ETABS, et finalement le calcul des fondations fait l'objet du dernier chapitre où un radier général est adopté pour ce projet.

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة كاملة لهيكل خرساني مسلح بالدور الأرضي + 8 طوابق + طابق ارضي سفلي، محاط بواسطة العارضات، الأعمدة للاستخدام السكني والتجاري. يقع المبنى في بوفاريك بولاية البليدة، المصنفة كمنطقة زلزالية 3. حسب القواعد الجزائية المضادة للزلازل.

دراسة هذا المشروع، والأبعاد وكذلك تقوية جميع العناصر المقاومة والعناصر الثانوية تتوافق مع القواعد والمعايير التالية:

RPA / v 2003 ، CBA93 ، DTR ، C.2.2 ، DTR.2.3.3.1

يتم إجراء الدراسة الديناميكية للمبنى بواسطة برنامج حساب **ETABS** وأخيراً فإن حساب الطوابق التحت أرضية هو موضوع الفصل الأخير لهذا المشروع.

Abstract

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 8 + underground which will be established in the wilaya of blida,classified in zone III according to the Algerian payment parasismic.

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (**ETABS**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (RPA99 -Version 2003).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Plans

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.4. Hypothèses de calcul.....	10

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	12
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	15
II.4. Pré dimensionnement.....	18

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction.....	28
III.2. Acrotère.....	28
III.3. Les balcons	35
III.4. Escaliers.....	38
III.4. Dalle pleine.....	45
III.6. Plancher corps creux	50

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	63
IV.2. Modélisation de la structure.....	63
IV.3. Étude sismique.....	64
IV.4. Résultats de l'analyse pour le modèle 1.....	70
IV.5. Justification du coefficient de comportement.....	72
IV.6. Résultats de l'analyse pour le modèle 2 (correction de la valeur de R)	74
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	75

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Ferrailage des poteaux	77
V.2. Ferrailage des poutres.....	88
V.3. Ferrailage des voiles.....	100

CHAPITRE VI : ETUDE DE SOL ET CALCUL DES FONDATION

VI.1. Introduction.....	119
VI.2. Calcul des fondations.....	119

CONCLUSION	138
-------------------------	-----

Bibliographie

Annexe

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a-b$: Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$: Axe neutre
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- $A's$: Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 - $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_r : Espacement.
 - λ : Elancement géométrique.
 - e : Epaisseur, Indice des vides.
 - e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton.
-
- F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - f : Flèche admissible.
 - D : Fiche d'ancrage.
 - h : Hauteur totale d'une section
 - h_0 : Hauteur d'une table de compression
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - I_p : Indice de plasticité.
 - I_c : Indice de consistence.
 - l_r : Longueur de recouvrement
 - l_s : Longueur de scellement
 - W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 - S_r : Degré de saturation.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.

- M_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ϵ_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ϵ_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ϵ_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I-1 : Diagramme contraintes-déformation du béton.....	6
Figure I-2 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier.....	9

CHAPITRE II :

Figure. II.1. : Plancher à corps creux	14
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	15
Figure II. 4 : Constitution d'un mur extérieur.....	17
Figure II.5: Section réduite du poteau	19
Figure II.6 : Schéma du voile.....	27

CHAPITRE III :

Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.....	28
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	29
Figure.III.3: Coupe horizontale d'un acrotère.....	30
Figure III.4: position de centre de pression.....	32
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III.6 : Ferrailage de balcon.....	38
Figure.III.7 : Dimensions de l'escalier.....	38
Figure.III.8 : vue en plan de l'escalier.....	39
Figure.III.9: Schéma statique du chargement de l'escalier.....	41
Figure.III.10 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.....	41
Figure.III.11 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.....	41
Figure.III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	41

Figure.III.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	41
Figure.III.15 : Ferrailage des escaliers.....	44
Figure.16 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.....	45
Figure III.17: Ferrailage de la dalle pleine.....	49
Figure. III.17: Coupe du plancher en corps creux.....	50
Figure III.18 : Dimensions De La Poutrelle.....	50
Figure III.19 : Schéma de poutrelle.....	51
Figure III.20 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées.....	56
Figure. III.21: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.....	62

CHAPITRE IV :

Figure IV.1: spectre de réponse $R=5$	65
Figure IV.2: Modèle initial.....	68
Figure.IV.3 : le modèle 1 en 3D.....	70
Figure IV.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).....	71
Figure IV.5: spectre de réponse $R=3,5$	73

CHAPITRE V :

Figure.V.1 : Ferrailage des poteaux.	87
Figure.V.2 : arrêts des barres.....	97
Figure.V.3: Ferrailage des poutres.....	99
Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	101
Figure V.5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	102
Figure V.6: Définition de l'élément mur.....	102
Figure.V.7: murs non raidi latéralement	103
Figure.V.8 : Niveau de vérification.....	105
Figure V.9: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	108

Figure V.10: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	109
Figure V.12 : Ferrailage Voile V3X,V4X,V5X.....	117
Figure V.13 : Ferrailage Voile V1X,V2X.....	117

CHAPITRE VI :

Figure VI.1 : Semelles filantes.....	121
Figure VI.2 : Radier général « nervuré ».....	122
Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.....	125
Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).....	130
Figure VI.5 : Ferrailage des nervures du sens porteur.....	133
Figure VI.6: Evaluation des charges.....	133
Figure VI.7 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	137

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Composition de la Terrasse en corps creux.....	16
Tableau II.2: Composition du Plancher courants.....	16
Tableau II.3: Composition de Mur extérieur.....	17
Tableau II.4 : Composition de Plancher dalle pleine, (Balcon).....	17
Tableau.II.5.: Loi de dégression.....	21
Tableau II.6 : Choix Final des Poteaux Central.....	24
Tableau II.7 : Choix Final des Poteaux de rive.....	25
Tableau II.8 : Choix Final des Poteaux d'angle.....	26

CHAPITRE III :

Tableau.III.1: Les combinaisons des charges.....	35
Tableau III.2 : Valeurs des efforts internes.....	35
Tableau.III.3 : Ferrailage du balcon.....	36
Tableau.III.4: Vérification des contraintes.....	37
Tableau III.5 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier.....	40
Tableau.III.6 : Calcul du ferrailage.....	42
Tableau.III.7 : Vérification des contraintes.....	43
Tableau III.8: Vérification de la flèche de l'escalier.....	44
Tableau.III.9 : Ferrailage de la dalle pleine.....	47
Tableau.III.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	49
Tableau III.11 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	57
Tableau III.12 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	58
Tableau III.13: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	60
Tableau III.14 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	61

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	66
Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	69
Tableau. IV.3: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle initial.....	69
Tableau IV.4 : Sections finale des poteaux de chaque niveau.....	70

Tableau. IV.5: Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	71
Tableau. IV.6: les Résultantes des forces sismiques pour le modèle 1.....	72
Tableau IV.7 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique pour le modèle 1...	73
Tableau. IV.8 : les Résultantes des forces sismiques pour le modèle 2.....	74
Tableau. IV.9: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle 2.....	74
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2.....	75
Tableau IV.11: Vérification l'effet p- Δ inter étages.....	76

CHAPITRE V :

Tableau .V.1: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin, Mcorr).....	79
Tableau. V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).....	79
Tableau.V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin, Mcorr).....	80
Tableau. V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).....	80
Tableau.V.5: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin, Mcorr).....	81
Tableau. V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).....	81
Tableau.V.7 : Choix des armatures des poteaux.....	81
Tableau.V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	82
Tableau.V.9: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	83
Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	84
Tableau.V.11: Espacements maximales selon RPA99.....	86
Tableau.V.12 : Le choix des armatures transversales.....	86
Tableau V.13: Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Durable).....	90
Tableau V. 14: Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Accidentelle).....	90
Tableau V. 15: Ferrailage des Poutres porteuse (30x50) (Situation Accidentelle).....	90
Tableau V.16: Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (Situation Durable).....	91
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (Situation Accidentelle)..	91
Tableau V. 18: Ferrailage des Poutres non porteuse (30x45) (Situation Accidentelle)...	91
Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x50).....	92
Tableau V.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x45).....	92
Tableau.V.21 : Vérification de la condition de non fragilité.....	93
Tableau V.22: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	94
Tableau V.23 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.....	94
Tableau.V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	95
Tableau V.25: Calcul des armatures transversales.....	95

Tableau V.26: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	98
Tableau V.27: Valeurs de (lf/l)	103
Tableau V.28 : calcul de la contrainte limite σ_{lim}	104
Tableau V.29: Aciers verticaux et horizontaux.....	106
Tableau V.30: Aciers transversaux.....	106
Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	111
Tableau V.32: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	112
Tableau V.33 : Caractéristiques des voiles.....	113
Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile ($V1Y, V2Y, V3Y, V4Y$).....	114
Tableau V.35 : Calcul des armatures du voile ($V3X, V4X, V5X$).....	115
Tableau V.36 : Calcul des armatures du voile ($V1X, V2X$).....	115
Tableau V.37 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	116
Tableau V.38 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	116

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.....	121
Tableau VI.2 : caractéristiques géométriques du radier.....	124
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	126
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	127
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	129
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.....	129
Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.....	129
Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	130
Tableau VI.9: Correction de la section d'acier.....	130
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (x-x).....	131
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (y-y).....	131
Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).....	131
Tableau VI.13: Ferrailage du voile périphérique.....	135
Tableau V I.13 : Vérification des Contraintes à l'ELS.....	136

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine du bâtiment et de la construction est l'un des domaines les plus concernés par les enjeux du développement durable, l'ingénieur a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures.

La structure à multi-étages est une solution à l'explosion démographique et aux développements économiques, dans le but de résoudre le problème d'espace dans les pays aux grandes populations, et aux grandes zones industrielles. Les matériaux utilisés dans les constructions sont le béton, et l'acier formant ainsi ce qu'on appelle le '*Béton Armé*' caractérisé par sa très bonne adhérence.

Vu que l'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à des grandes activités et risques sismiques, et pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il faut construire dans les règles de l'art mais on ne doit pas appliquer uniquement les règlements, on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures d'une bonne rigidité et d'une haute résistance vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Pour le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé (R+8+SS) à usage multiple, Implanté à BOUFARIK wilaya de BLIDA (zone III). Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles - portiques).

Dans cette étude, des calculs statiques font l'objet des trois premiers chapitres, nous intéressons plus dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. La structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. Le calcul du ferrailage des éléments principaux est exposé au chapitre V. En dernier lieu, le calcul des fondations fait l'objet du chapitre VI.

I.1.INTRODUCTION :

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2.PRESENTATION DU PROJET :

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un bâtiment R+8 étages +sous-sol, à usage multiple. Cet ouvrage est implanté à la commune de BOUFARIK wilaya de BLIDA qui est représentée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone III (zone de sismicité élevée).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- RPA99 version 2003[1].
- CBA93[2].
- BAEL 91[3].

➤ Le bâtiment est composé par :

- Sous-sol.
- RDC a usage commerciale.
- 08 étages à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible.

I.3.CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE :**3-1- Dimensions en plan du bâtiment :**

- Longueur totale : 22.69 m.
- Largeur totale : 14.21m.

3-2- Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur totale du bâtiment : 29.34m
- Hauteur de l'étage : 3.23 m.
- Hauteur de RDC :3.5 m.
- Hauteur de sous-sol : 2.94 m.

I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :a. L'ossature :

L'ouvrage est assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et actions horizontales (forces sismiques).

b. Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, on a deux types de planchers :

- Les planchers à corps creux.
- Les dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur, et paliers d'escalier).

c. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre et assurer la bonne circulation des usagés Seront réalisés en béton armé coulé sur place.

d. La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e. Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps dont la hauteur est de 70 cm.

f. Terrasse :

Dans ce projet la terrasse est inaccessible.

g. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.5.LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION UTILISES :

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes ; Donc l'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en Béton Armé.

I.5.1- LE BETON :**5.1.1-Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.

5.1.2-Caractéristiques mécaniques du béton :**a. Résistance à la compression f_{cj} :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} MPA) est fonction de l'âge du béton.

D'après l'article **A.2.1.11** du **BAEL91[3]**, pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à ' j ' jours, par les formules suivantes :

- Résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28j$$

- Résistances $f_{c28} > 40$ MPa.:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$$

b. Résistance à la traction f_{tj} :

D'après CBA93 Art A.1.2.1.2[2] la résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$\bullet \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} < 60 \text{ Mpa.}$$

Pour le cas de structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \text{donc :} \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

C. Contrainte limiteC.1. Etat limite ultime:

D'après BAEL91 Art A.4.3.4[3] on a:

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

Avec :

- $\gamma_b = 1,5$: Pour les situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$: Pour les situations accidentelles.
- $\theta =$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24\text{h}$.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre **1h et 24h**.
- $\theta = 0,8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1\text{h}$.

Le coefficient réducteur **0,85** : Coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

C.2 Contrainte limite de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante : $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$. CBA93 (Article A.4.5.2).

D. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

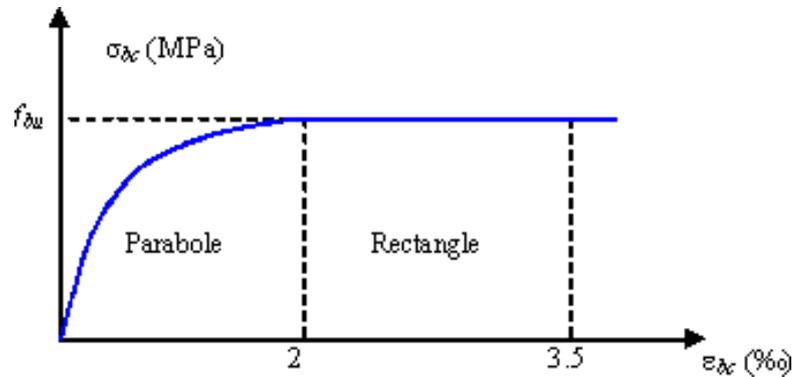


Figure I-1 : Diagramme contraintes-déformation du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à:

- **2‰** : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- **3, 5‰** : en flexion simple ou composée.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc} \\ 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85fc28}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

E. Module de déformation longitudinale du béton :

D'après CBA93 (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2)[2], Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour les vérifications courantes : j > 28jours ona : E_{ij} = 11000 * $\sqrt[3]{f_{cj}}$

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

F. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

G. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transverse}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93 Article A.2.1.3[2]**, le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = 0,2 \quad (\text{ELS})$$

$$\nu = 0 \quad (\text{ELU})$$

I.5.2-L'ACIER**5.2.1-Définition:**

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

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

5.2.2-Différents types d'aciers :

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

a. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235

- **$f_e = 215\text{Mpa}$** (Contrainte à la limite élastique).
- **$f_u = 330$ à **490Mpa** (Contrainte à la limite de rupture).**
- **$f_e = 235\text{Mpa}$** .
- **$f_u = 410$ à **490Mpa** .**

b. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier **FeE400** et **FeE500** les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE500** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique : **$f_e = 500\text{Mpa}$** .
- Contrainte admissible : **$\sigma_s = 435\text{Mpa}$** .
- Coefficient de fissuration : **$\eta = 1.6$** .
- Coefficient de sécurité : **$\gamma_s = 1.15$** .

Module d'élasticité : **$E_s = 2 * 10^5\text{Mpa}$** .

c. treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- **$TL5(\varnothing > 6\text{ mm}), f_e = 500\text{Mpa}$** .
- **$TL50(\varnothing \leq 6\text{ mm}), f_e = 520\text{Mpa}$**

I.5.3. La contrainte limite de calcul :

a. Contrainte limite ultime :

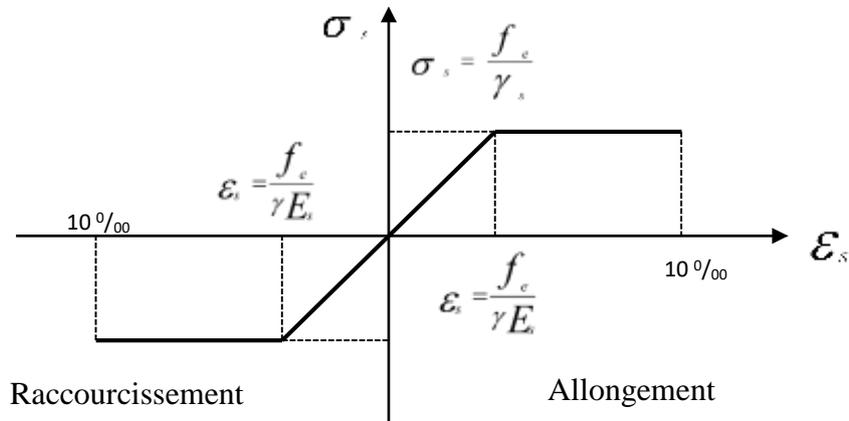


Figure I-2 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

D'où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.

b. contrainte limite de service :

D'après BAEL91 (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

- Cas où la fissuration est peu nuisible : $\overline{\sigma_s} = f_e$.
- Cas où la fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta} * f_{tj} \right] . (\text{Mpa})$$

Avec :

- f_t : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta} * f_{tj} \right] . (\text{Mpa})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 0,4$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1$: Pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.
- $\eta = 1$: Pour les hautes adhérences $\emptyset < 6 \text{ mm}$.

5.4-Protection des armatures :

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

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

1.5.5-Hypothèses De Calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

5.5.1- État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

5.5.2- État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

I.6.CONCLUSION :

Ce chapitre à concerner une vue globale sur le projet, les différents règlements à utiliser, ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

II.1. INTRODUCTION :

Le Pré dimensionnement est une étape très importante dans notre travail, car il définit les Dimensions des différents éléments de la structure tels que les planchers (dalle en corps creux, dalle pleine), les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles ainsi toute les différentes charges appliquées à tous les éléments de la structure, en se basant sur des lois issues des règlements DTR B.C.2.2 et RPA99 version 2003.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant. Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles CBA93, les vérifications des dimensions arrêtées se feront selon les exigences du RPA99 v 2003.

a. Selon les règles BAEL 91:

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$

Avec :

- L max : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.
- h : la hauteur de la section.
- b : la largeur de la section.

b. Selon le RPA 99 (version 2003) pour la zone III :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

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

II.2.1. POUTRES PORTEUSES :**a. Selon les règles BAEL 91:**

On a : $L_{max} (\text{entre nus}) = 6.53 - 0.30 = 6.23\text{m}$

- $\frac{623}{15} \leq h \leq \frac{623}{10}$ d'où $41.5 \leq h \leq 62.3$ On prend **h=50 cm**
- $0,3 * 50 \leq b \leq 0,7*50$ d'où $15 \leq b \leq 40$ On prend **b=30 cm**

b. selon le RPA 99 (version 2003) pour la zone III :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$
 - $h= 50 \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b= 1.67 < 4$
- } Les Trois Conditions sont vérifiées.

II.2.2. POUTRES NON PORTEUSES :

a. Selon les règles BAEL 91:

On a : L max (entre nus) = 6.16 – 0.30 = 5.86m

- $\frac{586}{15} \leq h \leq \frac{586}{10}$ d'où $39.06 \leq h \leq 58.6$ On prend **h=45cm**
- $0,3 * 45 \leq b \leq 0,7*45$ d'où $13.5 \leq b \leq 36$ On prend **b=30 cm**

b. selon le RPA 99 (version 2003) pour la zone III :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$
 - $h= 45 \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b= 1.5 < 4$
- } Les Trois Conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : **(30 * 50) cm².**
- Poutres secondaires : **(30 * 45) cm².**

II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHER :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Pour ce bâtiment étudiée, deux type de plancher vont être utilisée :

- Dalle corps creux pour les étages courant.
- Dalle pleine pour les balcons.

II.3.1. Plancher à corps creux :



Figure. II.1. : Plancher à corps creux

Condition de déformation :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale est de $L_{max} = 586$ cm. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

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

$$\text{Donc : } \frac{586}{25} \leq ht \leq \frac{586}{20} \quad \text{d'où : } 23.44 \leq ht \leq 29.3$$

On va choisir $e = 25 \text{ cm} = (20+5) \text{ cm}$.

II.3.2- Plancher à dalle pleine :

Elle concerne les balcons, L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultantes des conditions suivantes :

a. Condition de résistance au feu :

- $e = 7$ cm Pour une heure de coupe-feu,
- $e = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu,
- $e = 17,5$ cm Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour : $e = 16$ cm.

b. Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

c. Résistance à la flexion :

La dalle de balcon repose sur 2 cotés :

$$Lx = 140 \text{ cm}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

D'où :

$$4 \leq e \leq 4.66$$

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 25$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 20 cm et une dalle de compression de 5 cm (20+5)
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 16 cm.

II.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de ce projet.

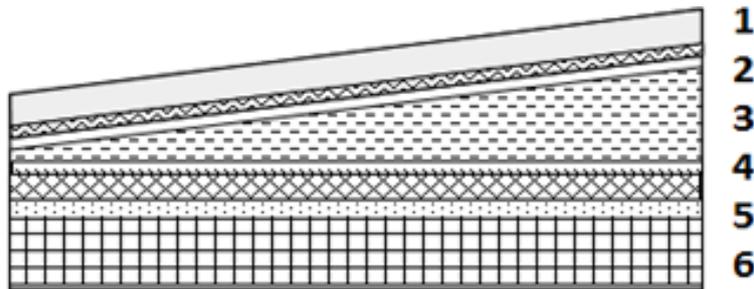
II.4.1. Plancher terrasse « inaccessible » :

Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II.1 : Composition de la Terrasse en corps creux.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G= $\rho * e$ (KN/m ²)
1/ Protection gravillon roulés	20	0.05	1
2/ Etanchéité multicouches	6	0.02	0,12
3/ Forme de pente	22	0.1	2,20
4/ Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
5/ Dale en corps creux (20+5)	/	/	3.25
6/ Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
Charge Permanente	G = 6.93 KN/m²		
Surcharge d'exploitation	Q= 1,00KN/m²		

II.4.2- Planchers courants (corps creux):

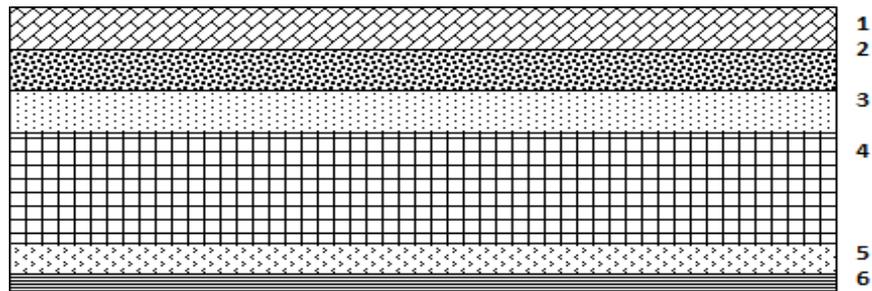


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant.

Tableau II.2: Composition du Plancher courants.

Designation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G= $\rho * e$ (KN/m ²)
1/ Carrelage	22	0.02	0,44
2/ Mortier de pose	20	0.02	0,40
3/ Lit de sable	18	0.02	0,36
4/ plancher en corps creux (20+5)	/	/	3.25
5/ Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
6/ Cloisons légères	10	0.1	1,00
Charge Permanente	G = 5.65 KN/m²		
Surcharge d'exploitation	G = 1.5KN/m²		

II.4.3. Mur extérieur :

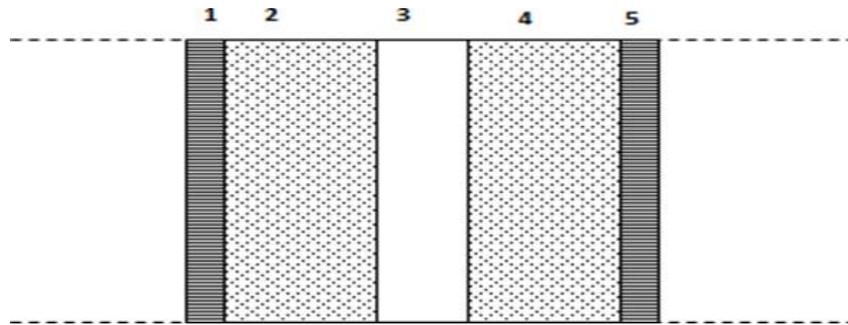


Figure II. 4 : Constitution d'un mur extérieur.

Tableau II.3: Composition de Mur extérieur.

Désignation	e (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Enduit de ciment	2	18	0.36
2- Enduit de plâtre	2	20	0.20
3- brique creuse	10	8,66	0.90
4- brique creuse	15	8,66	1.35
5- vide d'aire	/	/	/
Charge Permanente	G=2,81 KN/m²		

II.4.4. Plancher dalle pleine (Balcon) :

Tableau II.4 : Composition de Plancher dalle pleine, (Balcon)

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G= $\rho * e$ (KN/m ²)
1/ Carrelage	22	0.02	0,44
2/ Mortier de pose	20	0.02	0,40
3/ Lit de sable	18	0.02	0,36
4/ plancher dalle pleine	25	0.16	4
5/ Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charge Permanente	G = 5.56 KN/m²		
Surcharge d'exploitation	G = 3.5KN/m²		

II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

II.5.1. Principe :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d’exploitation on choisissant les poteaux les plus sollicités

II.5.2. Procédure de pré dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s’effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l’effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».
5. Vérifier la section à l’ELS.

❖ D’après l’article B.8.4.1 du CBA 93 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$Nu = \alpha \left(\frac{Br \cdot fc28}{0.9 \gamma b} + \frac{As \cdot fe}{\gamma s} \right) \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- Nu : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ))
- λ: élancement d’EULER (λ = lf/i).
- lf : longueur de flambement ;
- i: Rayon de giration (i = √(I/B))
- I: Moment d’inertie de la section (I = hb³/12)
- B : Surface de la section du béton.
- γb : Coefficient de sécurité pour le béton (γb = 1,50).....situation durable.
- γs : Coefficient de sécurité pour l’acier (γs = 1,15).....Situation durable.
- fe : Limite élastique de l’acier (fe = 500 MPa).

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

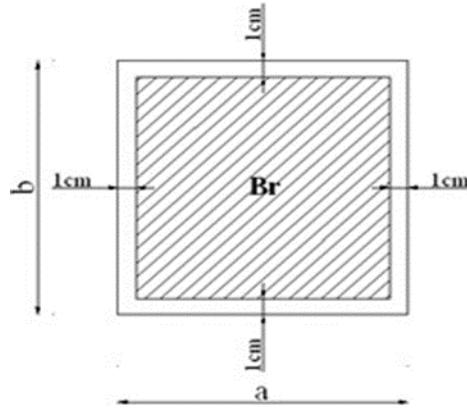


Figure II.5: Section réduite du poteau

❖ Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_{\ell}}{B \gamma_s} \right]} = 0.053Nu$$

❖ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$Min(a; b) \geq 30cm$$

$$Min(a; b) > \frac{he}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

- (a ;b) : dimensions de la section.
- he : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

❖ Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n_s A_s} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- Nser : effort normal à l'ELS (Nser=NG+NQ).
- B : section de béton du poteau.
- As : section des armatures : (As=1%B)
- n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.
- σ ser : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

II.5.3. Evaluation de l'effort normal ultime :

5.3.1-Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50Q sauf pour le dernier et avant- dernier niveau.

On adoptera pour le calcul des charges d'exploitation la formule suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

- n : nombre d'étage considérés à partir du sommet.
- Q0 : la surcharge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.
- Q1, Q2 ,..., Qn : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau.II.5.: Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
8	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2,5
7	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	3,85
6	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	5,05
5	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	6,1
4	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
3	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7,75
2	Q7	$\Sigma 7=Q0+0,714(Q1+ +Q7)$	8,5
1	Q8	$\Sigma 8=Q0+0,69(Q1+ +Q8)$	9,25
RDC	Q9	$\Sigma 9=Q0+0,67(Q1+ +Q9)$	12,33
S.sol	Q10	$\Sigma 10=Q0+0,65(Q1+ +Q10)$	13,67

5.3.2-Calcul de la décente de charge :

A. Poteau Central :

- 1/Sous terrasse : (S= 25.83)

Charge permanente(G) :

- Poids du plancher : $25,83 \times 6,93 = 179,05$ KN
- Poids de la poutre porteuse : $0,5 \times 0,30 \times 25 \times 4,525 = 16,97$ KN
- Poids de la poutre non porteuse : $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 5,71 = 19,27$ KN

$$G \text{ terrasse} = 215,29 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) = $25,83 \times 1 = 25,83$ KN

-2/Sous 8eme étage jusqu'à sous 2eme étage :

Charge permanente(G) :

- Poids du plancher : $25,83 \times 6,93 = 179,05$ KN
- Poids de la poutre porteuse : $0,5 \times 0,30 \times 25 \times 4,525 = 16,97$ KN
- Poids de la poutre non porteuse : $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 5,71 = 19,27$ KN
- Poids du poteau : $3,23 \times (0,30)^2 \times 25 = 7,27$ KN

SousNiv	G (kN)	G Cum (kN)	Q (kN)
P8	189.5	404.79	74.45
P7	189.5	594.29	114.65
P6	189.5	783.79	150.39
P5	189.5	973.29	181.66
P4	189.5	1162.79	208.46
P3	189.5	1352.29	230.79
P2	189.5	1541.79	253.13

- 3/ Sous 1er etage :

la charge parmanante:

- Plancher: $25,83 \times 5,65 = 145,98$ KN
- Poids de la poutre principale : $0,5 \times 0,30 \times 25 \times 4,525 = 16,97$ KN
- Poids de la poutre secondaire : $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 5,71 = 19,27$ KN
- Poids du poteau : $3,5 \times (0,30)^2 \times 25 = 7,87$ KN

G niv 1 = 190.09KN

G cum = 1731.88KN

Surcharge d'exploitation (Q) :

Q sous niv 1 : $27,59 \times 9,25 = 275,46$ KN

- 4/ Sous RDC

Charge permanente(G) :

- Plancher: $25,83 \times 5,65 = 145.98$ KN
- Poids de la poutre principale : $0.5 \times 0.30 \times 25 \times 4.525 = 16.97$ KN
- Poids de la poutre secondaire : $0.45 \times 0.30 \times 25 \times 5.71 = 19.27$ KN
- Poids du poteau : $2,94 \times (0,30)^2 \times 25 = 6,61$ KN

$$G \text{ niv RDC} = 188.83 \text{ KN}$$

$$G \text{ cum} = 1920, 71 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q \text{ sous niv RDC} : 19.48 \times 12.33 = 367.19 \text{ KN}$$

Exemple de calcul :

Calcul du poteau du terrasse :

$$\text{Pour la terrasse on a : } \begin{cases} NG = 215.29 \text{ KN} \\ NQ = 29.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Nu = 1,35 NG + 1,5 NQ = 335.31 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,053 Nu \Rightarrow Br \geq 177.77 \text{ Cm}^2$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b$$

$$Br = (a-0,02)^2 \longrightarrow a = \sqrt{br} + 0,02 = 13.35 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser} = NG + NQ = 245.07 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 B} ; \quad B(a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = \frac{245.17}{1.15 (0.35)^2} \leq 0.6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{ser} = 1.74 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C_v$$

Tableau II.6 : Choix des Poteaux Central.

Sous Niv	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Nu* (KN)	BR (cm ²)	A=b (cm)	Choix axa (cm)	N ser (KN)	σ_{ser} (MPa)	obs
T	215.29	29.78	335.31	368.84	195.48	13.35	30×30	245.07	1.74	CV
P8	404.79	74.45	658.14	723.95	383.69	19.6	30×30	479.24	3.4	CV
P7	594.29	114.65	974.27	1071.69	516.36	22.74	35×35	708.94	5.03	CV
P6	783.79	150.39	1283.70	1412.07	748.39	27.37	35×35	934.18	5.08	CV
P5	973.29	181.66	1586.43	17450.07	924.88	30.40	40×40	1154.95	6.27	CV
P4	1162.79	208.46	1882.45	2070.69	1097.46	33.14	40×40	1371.25	7.45	CV
P3	1352.29	230.79	2171.78	2388.95	1266.14	35.60	45×45	1583.08	6.79	CV
P2	1541.79	253.13	2461.11	2707.22	1434.82	37.89	45×45	1794.92	7.70	CV
P1	1731.88	275.46	2751.23	3026.35	1603.96	40.06	50× 50	2007.34	6.98	CV
RDC	1920.71	367.19	3143.74	3458.11	1832.80	42.83	50×50	2287.9	7.95	CV

B. Poteau De Rive :

Les sections des poteaux de rive ont été calculées de la même manière et le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II.7 : Choix des Poteaux de rive.

<i>Sous Niv</i>	<i>NG</i> (kN)	<i>NQ</i> (kN)	<i>Nu</i> (kN)	<i>Br</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>Le choix</i> (cm) <i>axa</i>	<i>Nser</i> (kN)	<i>σser</i> (MPA)	<i>Obs</i>
T	165.29	19.48	252.36	134.28	11.60	30X30	184.77	1.31	CV
P8	344.1	48.72	537.61	284.93	16.90	30X30	392.81	2.78	CV
P7	522.3	74.99	817.59	433.32	20.84	35X35	597.29	4.23	CV
P6	700.5	98.37	1093.23	579.41	24.10	35X35	798.87	4.43	CV
P5	878.7	118.82	1364.47	723.17	26.91	40X40	997.52	5.42	CV
P4	1056.9	136.36	1631.35	864.61	29.42	40X40	1193.87	6.48	CV
P3	1235.5	150.97	1894.38	1004.02	31.70	45X45	1386.47	5.95	CV
P2	1413.3	165.58	2156.09	1142.72	33.82	45X45	1578.88	6.78	CV
P1	1592.4	180.19	2420.02	1282.61	35.83	50X50	1772.54	6.16	CV
RDC	1728, 49	240.18	2693.73	1427.67	37.80	50X50	1968.67	6.8	CV

C.Poteau D'angle:

Les sections des poteaux d'angle ont été calculées de la même manière et le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II.8 : Choix des Poteaux d'angle.

Sous Niv	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br	A=b	<i>Le</i> <i>Choix</i> <i>(cm)</i> <i>axa</i>	N ser (Kn)	σ_{ser} (MPA)	Obs
T	124.53	13.7	188.66	99.98	10.02	30X30	138.23	0.981	CV
P8	266.42	34.25	411.04	217.85	14.78	30X30	300.67	2.13	CV
P7	408.31	52.74	630.32	334.06	18.29	35X35	461.05	3.27	CV
P6	550.2	69.18	846.54	448.66	21.20	35X35	619.38	3.75	CV
P5	692.09	83.57	1059.67	561.62	23.72	40X40	775.66	4.21	CV
P4	833.98	95.9	1269.72	672.95	25.96	40X40	929.88	5.05	CV
P3	975.87	106.17	1476.68	782.64	27.99	45X45	1082.04	4.64	CV
P2	1117.76	116.45	1683.65	892.33	29.89	45X45	1234.21	5.29	CV
P1	1264.39	126.72	1897.01	1005.4 1	31.73	50X50	1391.11	4.83	CV
RDC	1361, 72	168.92	2091.70	1108.6 1	33.31	50X50	1530.64	5.32	CV

II.6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

D'après l'article 7.7.1 du RPA99 v 2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : hauteur de l'étage

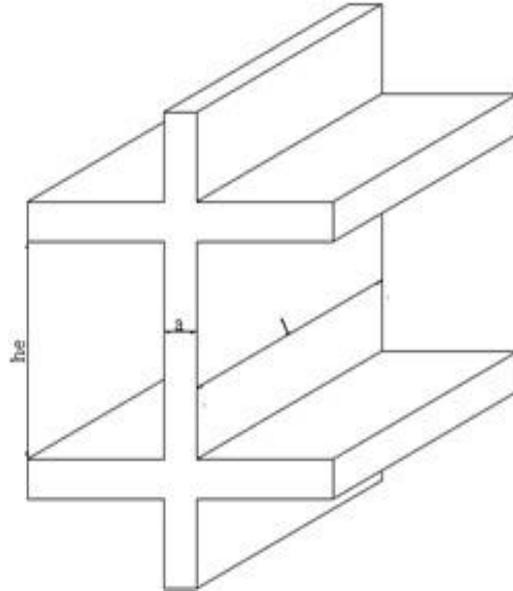


Figure .II.6 : Schéma du voile.

D'après le « RPA 99 version 2003 » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a:

$$h_e = 3.23 - 0.50 = 2.73 \Rightarrow a = 2.73/20 = 13.65 \text{ cm}$$

D'après le « RPA 99 v 2003 » [1] : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$.

On prend : $a = 20 \text{ cm}$.

II.7. CONCLUSION :

Le pré dimensionnement des éléments consiste en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements.

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

1. INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* »^[3] en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »^[1].

2. L'ACROTÈRE :

2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Son calcul se fait à la flexion composée due aux charges suivantes :

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

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

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=70\text{ cm}$

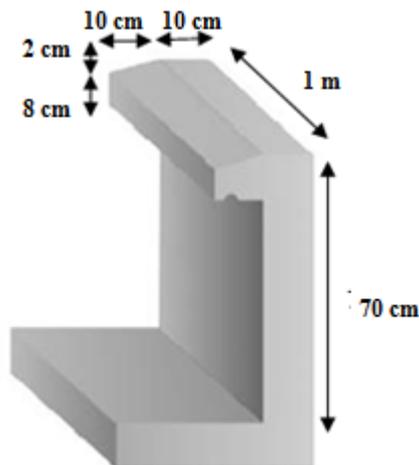


Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.

a. charge permanente(G):

Poids propre de l'acrotère : $25 \times [(0.1 \times 0.70) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02/2)] = 1.975 \text{ KN/ml}$

le poids de revêtement : $2 \times 0.2 \times 0.70 \times 15 = 0.48 \text{ KN/ml}$

G = 2.45 KN/ml

b. Charge d'exploitation:

On prend en considération l'effet de la main courante D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

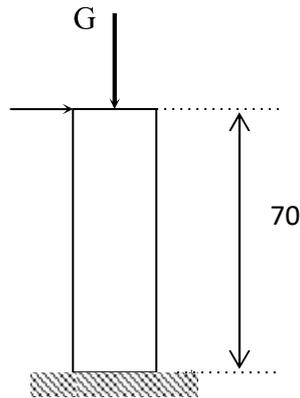


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

➤ **L'action des forces horizontales (Fp) :**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$ [1]

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

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

Wp : Poids de l'acrotère = 2,45 kN.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,45 = 1,96 \text{ kN}$.

$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) = 1.96 \text{ KN}$.

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2,45 kN/ml et Q=1,96 KN/ml

2.3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,45 = 3,30 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 Q_h = 1,5 \times 1,96 = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,96 = 2,94 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = G = 2,45 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h \times h = 1,96 \times 0,7 = 1,372 \text{ KN.m}$$

$$T_s = F_p = 1,96 \text{ KN}$$

2.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE:

$h=10\text{cm}$; $d=0,9h=9\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

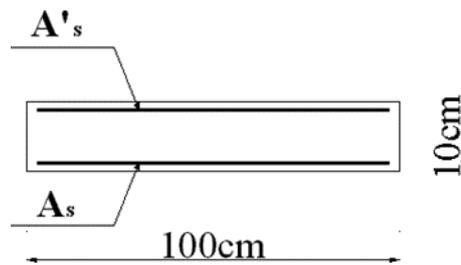


Figure.III.3: Coupe horizontale d'un acrotère.

• **Calcul de l'excentricité:**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,94}{3,30} = 89\text{cm} = 0,89 \text{ m.} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm.} \end{array} \right\} e > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

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

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

• **Calcul du moment fictif «Mf» :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3.04 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 17} = 0.022$$

$\mu < \mu_R = 0.371$ donc $AS' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0278$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 88.9 \text{ mm}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10\%$ d'où $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$Asf = \frac{Mf}{Z\sigma_s} = \frac{3.04 \times 10^6}{88.9 \times 435} = 78.61 \text{ mm}^2$$

$$As1 = A's = 0$$

$$As2 = Asf - \frac{N U}{\sigma_s} = 78.61 - \frac{3.30 \times 10^3}{435} = 71.02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} As1 = 0 \\ As2 = 71.02 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

2.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » [3] :

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

$$AS \min \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \left(\frac{ft_{28}}{f_e} \right) \right\}$$

Avec :

$ft_{28} = 2,4 \text{ MPa}$; $Fe = 500 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$

$$AS \min \geq \text{Max} \left\{ \frac{100 \times 1000}{1000} ; 0,23 \times 1000 \times 90 \left(\frac{2.4}{500} \right) \right\}$$

$$AS \min \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0.993 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

avec un espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

2.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS :

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \rightarrow 0.28 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq 0.56 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $Ar = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$St = \frac{70-4}{3} = 22 \text{ cm}$$

2.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS) .

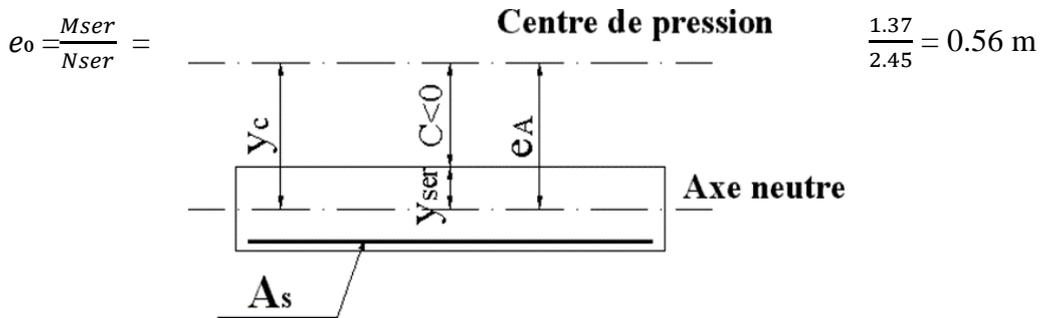


Figure .III.4: position de centre de pression.

$$\frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 56 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier

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

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 59 \text{ cm}$$

$$C = 8 - 59 = - 51 \text{ cm}$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$Yc^3 + pYc^2 + q = 0$$

yc : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre. Avec :

$$n=15 \begin{cases} P = -3c^2 - 6n \left[\frac{A_s}{b} \times (c - c') \right] + 6n \left[\frac{A_s}{b} \times (d - c) \right] = -7796.89 \\ q = -2c^3 - 6n \left[\frac{A_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - 6n \left[\frac{A_s}{b} \times (d - c)^2 \right] = 258905.07 \end{cases}$$

Donc l'équation de 3ème degré devient : $yc^3 - 7796.89yc + 258905.07 = 0$

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

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -31.7 \times 10^8 < 0$$

$$D'où : \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,97$$

$\text{Cos}\varphi = -0,97 \rightarrow \varphi = 165.93^\circ$

Après l'itération on trouve :

$Y1 = a \cos (\varphi/3) = -101.61 \text{ cm}$

$Y2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 58.03 \text{ cm}$

$Y3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = 43.58 \text{ cm}$

Avec : $a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 101.96$

La solution qui convient est : $Yc = 58.03 \text{ cm}$

Car : $0 < Yser = Yc + C < d$

$0 < Yser = 58.03 - 51 = 7.03 < 9 \text{ cm}$

Donc: $\left[\begin{array}{l} Yser = 7.03 \text{ cm} \\ Yc = 58.03 \text{ cm} \end{array} \right]$

• **Calcul le moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} yser^3 + [(d - yser)^2 + As' (yser - c')^2] ; \quad n = 15$

$I = 12025.76 \text{ cm}^4$

• **Vérification des contraintes**

a. Contrainte du béton :

$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times yC \right) yser \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,45 \times 10^3 \times 58,03 \times 10}{12025,76 \times 10^4} \right) \times 70,3 = 0,83 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifie.}$

b. Contrainte de l'acier :

$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} \times yC \right) (d - yser) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier tendu}$

$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} \times yC \right) (yser - c') \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier comprimé}$

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 250 \text{ MPa} \quad (\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)})$

$\sigma_s = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$

$\sigma'_s = 0,89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$

2.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

Il faut vérifier que : $\tau u \leq \bar{\tau u}$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau u} = \min \{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = \frac{2,94 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,032 \text{ MPa} \leq \bar{\tau u} = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

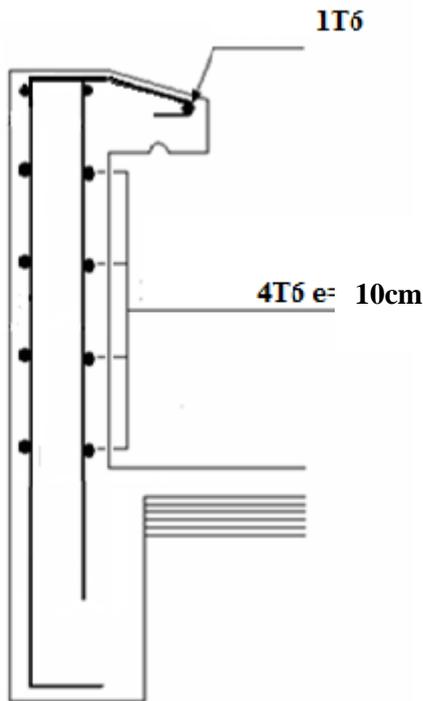
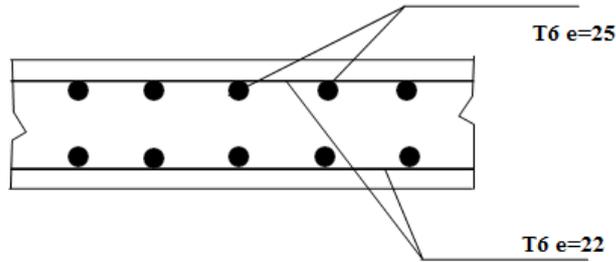


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère

III .2. ETUDE DES BALCONS :

2.1. INTRODUCTION :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, il est considéré encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d’exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre, due au poids du garde-corps.
- Un moment à l’extrémité dû à l’effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

2.2. COMBINAISONS DES CHARGES :

Tableau.III.1: Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,76	9,06
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}(kN.m)	1,5	1,00

2.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

Le diagramme du moment fléchissant et de l’effort tranchent seront déterminer par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} + M_{mc} \right] \dots \dots \dots 1$$

$$T(x) = - [F + qx] \dots \dots \dots 2$$

Tableau III.2 : Valeurs des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	-19.14	13.62
T (kN)	21.33	15.21

2.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :

2.4.1 Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x16) cm² .

Les données : f_{c28}= 30 MPa, f_{t28}= 2,4 MPa, f_{bc}= 17MPa, d=13,5 cm, f_e= 500 MPa

Tableau.III.3 : Ferrailage du balcon.

MU (kN,m)	μ	μ<μ _r	A _s (cm ²)	A	Z (cm)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s (cm ²)	ESP (cm)
19.94	0,054	Oui	0	0,069	14.0	3.14	6T10	4,71	20

$St < min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right.$
 $St < min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié}$

2.4.2. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \iff 1.17 \leq A_r \leq 2.35$$

On adopte : 3T8 = 1.51cm² avec : S_t=20cm

2.5. VERIFICATIONS :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A^{min}_s = 1,58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant :

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

Avec:

$$\bar{r}_u = \text{Min} (0,1f_c28 ; 4MPa) = 3MPa \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{21,33 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,148MPa < \bar{r}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + n (A_s + A'_s)y - n (dA_s - c'A'_s) = 0$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + [(d - y)^2 + A_s' (y - c')^2] n$$

Avec : $n=15$; $\eta=1,6$ (H.A) ; $c'=2$ cm ; $d=14,4$ cm ; $b=100$ cm ; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c28 = 18MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_t j}) = 250MPa$$

Tableau.III.4: Vérification des contraintes

Mser(kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s
13.62	4,71	3,77	9840.27	5.22	vérifiée	220.69	Vérifiée

d. Vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,16 \geq 0,06 \dots\dots\dots CV$

- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = 3,27 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots CV$

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.16 \geq 0.06 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} = 3.27 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots CV$

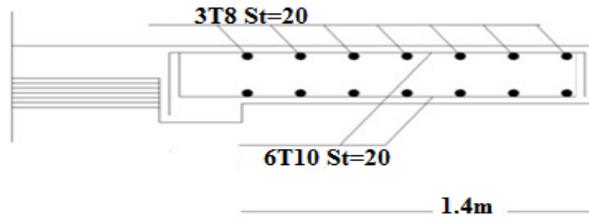


Figure III.6 : Ferrailage de balcon.

III.3.L’ESCALIER :

3.1INTRODUCTION :

L’escalier est un élément secondaire de la structure, mais il a une grande importance , ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Ils sont calculés en flexion simple.

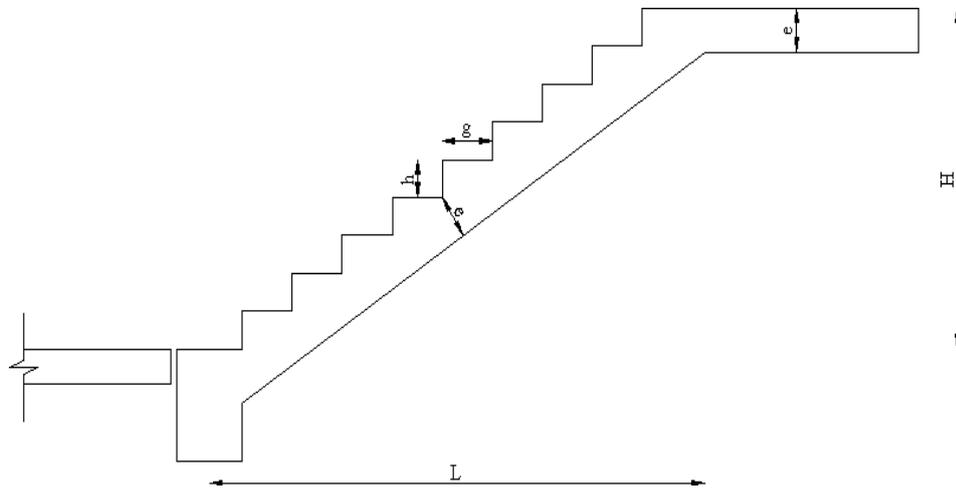


Figure.III.7 : Dimensions de l’escalier.

3.2HYPOTHESES DE CALCUL :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l’escalier se fera à l’ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

3.3.DEFINITION DES ELEMENTS D’UN ESCALIER :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l’escalier, et «contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

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

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

- $2h+g=64$(1)
- $n \times h=H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

Avec :

- n : Le nombre des contre marches
- (n-1) : Le nombre des marches

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

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

Avec :

- n : La racine de l’équation

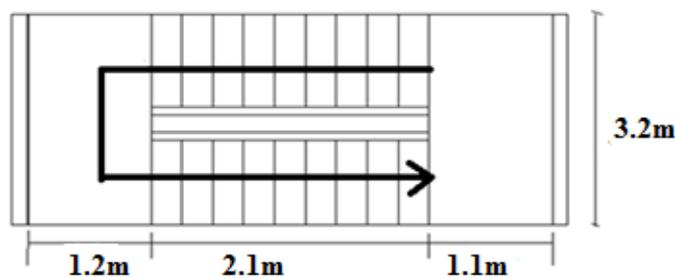


Figure.III.8 : vue en plan de l’escalier

- Les valeurs de H et L :

$$H=160\text{cm} ; L=210\text{cm}$$

$$64n^2-594n+320=0$$

Solution :

- $n_1=0,57$refusée.
- $n_2=8,7$

Donc on prend :

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

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{160}{9} = 17,78 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8} = 26,25 \text{ cm}$$

3.4.VERIFICATION DE L'EQUATION DE « BLONDEL » :

$$(59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \qquad 2h + g = 61 \text{ cm}$$

$$(16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \qquad h = 17,78 \text{ cm}$$

$$(22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \qquad g = 26,25 \text{ cm}$$

3.5.DETERMINATION DE L'EPAISSEUR DE LA PAILLASSE :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$L = \sqrt{(1,6^2 + 2,1^2)} + 1,1 + 1,2 = 4,94 \text{ m}$$

Donc : $16,16 \text{ cm} \leq e \leq 24,7 \text{ cm}$

On prend donc l'épaisseur $e=20 \text{ cm}$

l'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{160}{210} \qquad \alpha = 37,3^\circ$$

3.6.EVALUATION DES CHARGES :

Tableau III.5 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
10,27	2,5	17,61	12,77	6,56	2,5	12,60	9,2

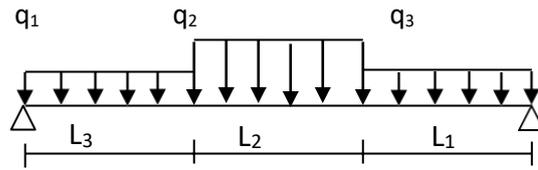


Figure.III.9: Schéma statique du chargement de l'escalier.

3.7.DIAGRAMME DES EFFORTS :

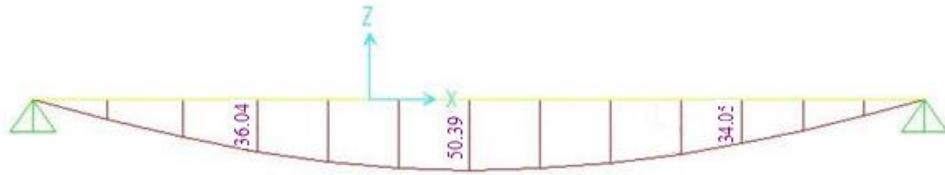


Figure.III.10 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.

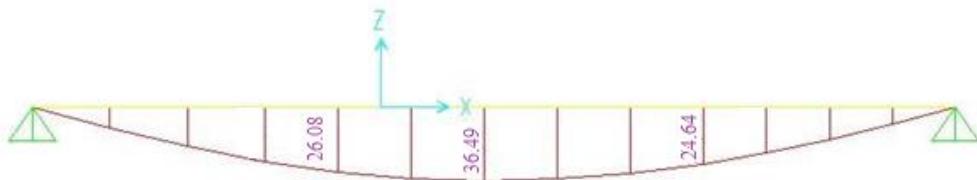


Figure.III.11 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS

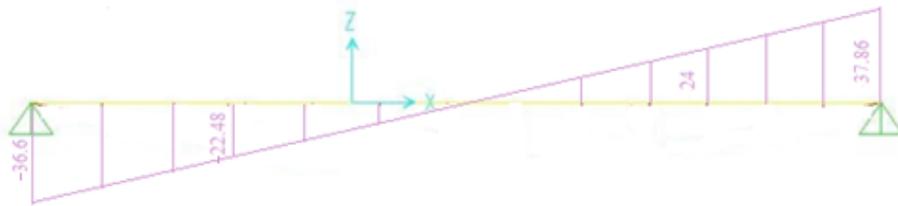


Figure.III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

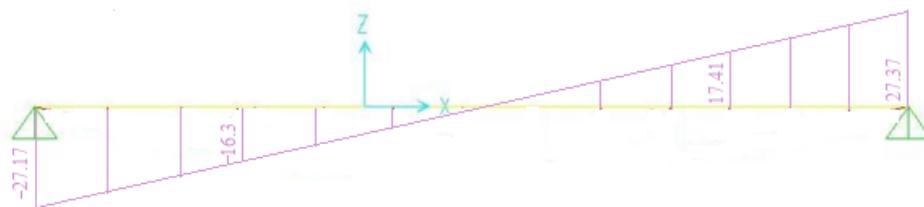


Figure.III.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

3.8.CALCUL DES ARMATURES :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec : $b = 100$ cm; $h = 20$ cm; $f_c = 500$ MPa; $d = 0,9 h = 18$ cm ; $f_{c28} = 30$ MPa ; $f_{bc} = 17$ MPa.

En travée : $M_t = 0.85 M_u = 0.85 \times 50.39 = 42.83$ kNm

En appui : $M_a = 0.5 M_u = 0.5 \times 50.39 = 25,19$ KNm

Tableau.III.6 : Calcul du ferrailage.

	M_U [kNm]	μ	A	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
Travée	42.83	0,07	0,9	11,5	0	8,54	8T12	9,05
Appui	25,19	0,04	0,057	17,5	0	3,21	8T10	6,28

3.9.ESPACEMENT :

En travée : $esp \leq \frac{100}{8} = 15$ cm

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{8} = 15$ cm

3.10.ARMATURE DE REPARTITION :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$ $2.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A \leq 4.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 6T8=3.02cm² avec $S_t=30$ cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$ $1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A \leq 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 3T8=2.51cm² avec $S_t=30$ cm

3.11.L'EFFORT TRANCHANT :

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

Avec :

$\bar{\tau} = \text{Min} (0,2 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{37.86 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots$ Vérifie

3.12.VERIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = 0,21 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifie

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.13.VERIFICATION A L'ELS :

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

3.14.Vérification des contraintes du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 18 \text{MPa}$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + n (A_s + A'_s)y - n (dA_s - c'A'_s) = 0$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + [(d - y)^2 + A_s' (y - c')^2] n$$

Avec : $n=15$; $\eta=1,6$ (H.A) ; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

Tableau.7 : Vérification des contraintes

	M_{ser}(KNm)	A_s (cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	31.02	9.05	5.76	26707.83	6.68	Vérifiée
Appui	18.25	6.28	4.59	20085.4	4.49	Vérifiée

3.15.VERIFICATION DE LA FLECHE :

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec:

- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{B})}$ Pour la déformation instantanée.
- ✓ $\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{B})}$ Pour la déformation différée.
- ✓ $\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$ Pourcentage des armatures.
- ✓ $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8: Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}(KNm)$	A_s (cm^2)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
31.02	9,05	4.8	1.92	0.67	75354.66	19571.71	32847.44

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 34179.55 MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11496.76 MPa$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1.9 cm$$

• **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2.98 cm$$

$$\Delta f_{\tau} = f_v - f_i = 0.75 cm \leq \bar{f} = 1.5 cm \dots\dots\dots CV$$

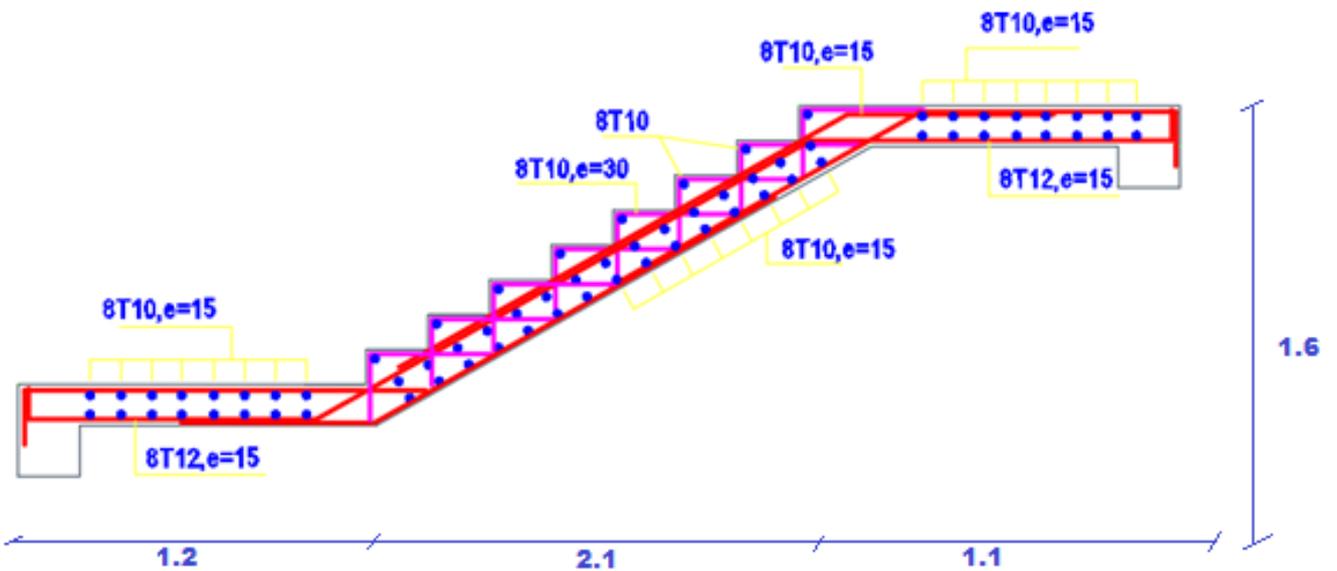


Figure.III.15 : Ferrailage des escaliers.

III .4.PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Dans cette structure, on a :

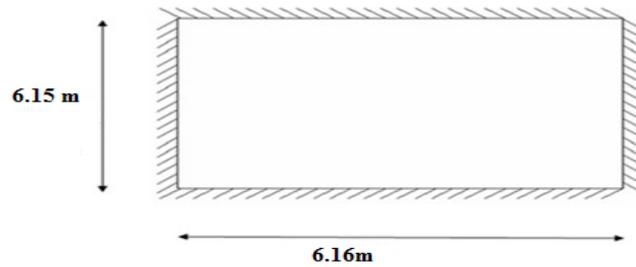


Figure.16 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

4.1.EVALUATION DES CHARGES :

$$G=5,12\text{N/m}^2 , Q=5\text{kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=15.76 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=11.12 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.16}{6.15} = 1 \geq 0.4 \quad \text{la dalle travaille dans le dans sens .}$$

4.2.CALCUL DES MOMENTS :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q_u$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à ELU} \\ 0.2 \text{ à ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "[3].

$$\rho = 1 \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

- $M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22.017 \text{ KN.m}$

- $M_y = \mu_y q_u = 22.01 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées :**

- $M_{tx} = 0.75 M_x = 16.5 \text{ KN.m}$

- $M_{ty} = 0.85 M_y = 18.71 \text{ KN.m}$

- **Moments sur appuis :**

- Intérieur :

- $M_{ax} = 0.5 M_x = 11.005 \text{ KN.m}$

- Extérieur :

- $M_{ax} = 0.3 M_x = 6.6003 \text{ KN.m}$

- $M_{ay} = 0.5 M_x = 11.005 \text{ KN.m}$

4.3.FERRAILLAGE DE LA DALLE :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.III.9 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)	
Travée	x-x	16.5	0,0299	0	2,13	4T12	4.52	25	
	y-y	18,71	0,0339	0	2,43	4T12	4.52	25	
Appuis	x-x	int	11.01	0.019	0	1.56	4T8	2,01	25
		ext	6.60	0,023	0	0.84	4T8	2,01	25
	y-y	11.01	0,023	0	1.56	4T8	2,01	25	

4.4. ESPACEMENT :

➤ Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \text{Min}(3h;33cm) \leq 33cm$ Vérifiée

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \text{Min}(3h;33cm) \leq 33cm$ Vérifiée

➤ Appuis

Sens x-x :

Intérieur : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \text{Min}(3h;33cm) \leq 33cm$ Vérifiée

Extérieur:: $esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \text{Min}(3h;33cm) \leq 33cm$ Vérifiée

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \text{Min}(3h;33cm) \leq 33cm$ Vérifiée

4.5. CONDITION DE NON FRAGILITE :

On doit vérifier que : $As \geq As^{\min} = 0,6 \% bh = 0,6 \% \times 100 \times 20 = 1.2cm^2$

➤ Travée :

Sens x-x : $As = 4.52cm^2 > As^{\min} = 1.2cm^2$

Sens y-y : $As = 4.52cm^2 > As^{\min} = 1.2cm^2$

➤ Appuis :

Sens x-x : $As = 2.01m^2 > As^{\min} = 1.2cm^2$

Sens y-y : $As = 2.01cm^2 > As^{\min} = 1.2cm^2$

4.6. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

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

$$r_u = \frac{T_u \max}{b_0 d} \leq 0.07 f_{c28} = 1.4 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15.76 \times 6.16 \times 6.15}{2 \times 6.16 + 6.15} = 32.32 \text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15.76 \times 6.16}{3} = 32.36 \text{KN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)} = 32.36 \text{KN}$$

$$r_u = \frac{32.36 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.18 \text{MPa} \leq 1.4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

4.7. VERIFICATION A L'ELS :

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.16}{6.15} = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

- $M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 18.6 \text{KN.m}$
- $M_y = \mu_y q_{ser} = 18.6 \text{KN.m}$

- **Moments en travées :**

- $M_{ix} = 0.75 M_x = 13.95 \text{KN.m}$
- $M_{iy} = 0.85 M_y = 15.81 \text{KN.m}$

- **Moments sur appuis :**

- Intérieur :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 9.3 \text{KN.m}$$

- Extérieur :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_x = 9.3 \text{KN.m}$$

2.Vérification des contraintes :

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [3] on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 250\text{MPa}$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Vér	σ _s MPa	σ _s MPa	Vér	
Travée	x-x	13,95	4.52	3.7	15552.8	3.76	18	OK	192.39	250	OUI	
	y-y	15.81	4.52	3.7	15552.8	3.32	18	OK	218.04	250	OUI	
Appuis	x- x	in	9.3	2,01	4.09	8114.24	4.68	18	OK	240.68	250	OUI
		ex	5.58	2,01	4.09	8114.24	9.56	18	OK	143.48	250	OUI
	y-y	9.3	2,01	4.09	8114.24	4.68	18	OK	240.48	250	OUI	

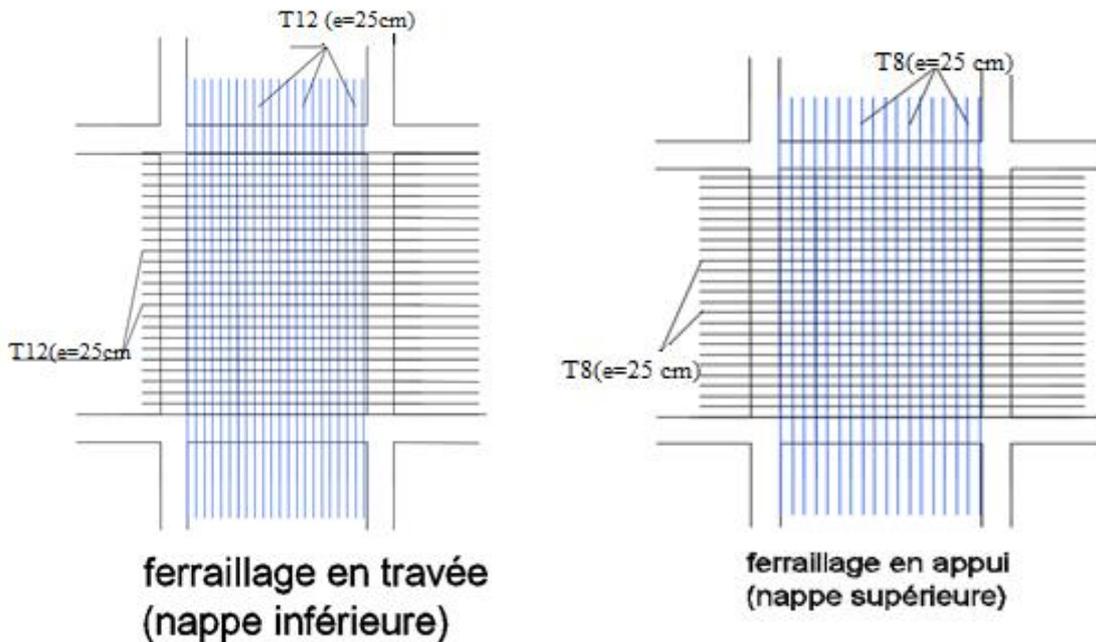


Figure III.17: Ferrailage de la dalle pleine

III .5. PLANCHER A CORPS CREUX :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux.

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

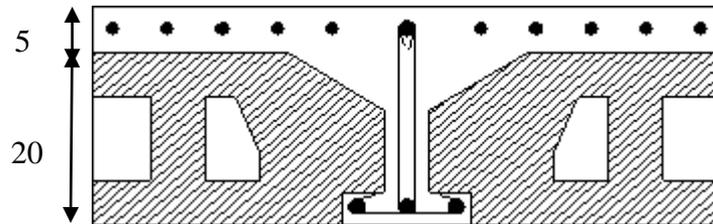


Figure. III.17: Coupe du plancher en corps creux

5.1. ETUDE DES POUTRELLES :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elle sont disposée suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

h_t : Hauteur du plancher

h_0 : Hauteur du la dalle de compression

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

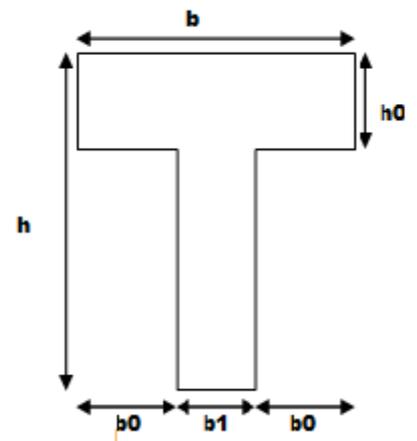


Figure III.18 : Dimensions De La Poutrelle

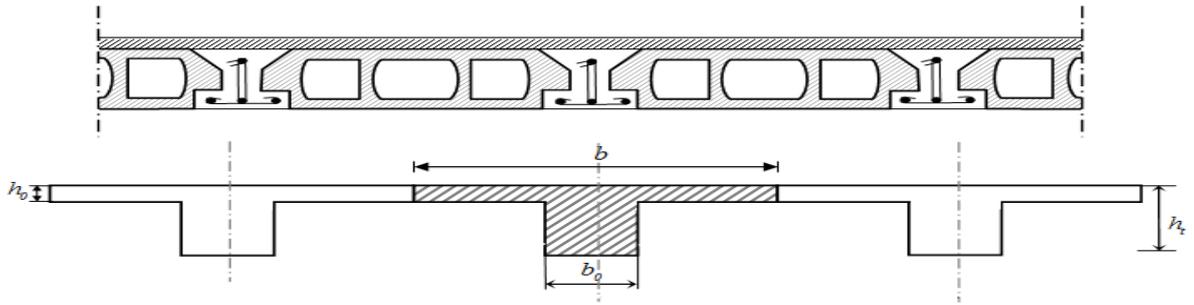


Figure III.19 : Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15)$ cm. On a adopté $b_0 = 10$ cm.

Soit : $b_0 = 10$ cm

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 616 - 30 = 586 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}; \frac{L_y}{10}\right) = 27,5 \text{ cm} \quad b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

soit $b = 65$ cm

5.2. CALCUL DES POUTRELLES :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L = 4,75$ m
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

5.3 CALCUL DES MOMENTS :

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

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5KN/m^2; 2G)$.

-EC $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5,65) \rightarrow$ vérifié

Terrasse $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6,93) \rightarrow$ vérifié

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \rightarrow vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow \text{Non vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est non applicable

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode :**

- **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 - q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M = \frac{q l^2}{8}$$

- **Moment en travée :** $M_i(x) = -\frac{q x^2}{2} + \left(\frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

- Avec :
- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (momentisostatique) ;
- $(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- $l' = l$ pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

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

- Effort tranchant :

$$T_w = \frac{q_l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = \frac{q_l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.
-

C.Méthode des éléments finis « Sap2000 » :

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel sap2000.

5.4. Evaluation des charges et surcharges :

• **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutrelle $0,10 \times 0,05 \times 25 = 0,125$ kN/ml
- Poids du corps creux $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82$ kN/ml
- **G=1.945 kN/ml**

• **Charges d'exploitation :**

- **Q=1x0,65=0,65kN/ml**

- **Combinaison des charges :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.60 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 2.59 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3.60 \times 6.16^2}{8} = 17.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2.59 \times 6.16^2}{8} = 12.28 \text{ kN.m}$$

- **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U : $M_U = 17.07 \text{ kNm}$;

$b = 10 \text{ cm}$; $d = 4.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.405 > \mu_R = 0.371 \longrightarrow A_s' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression :

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

5.5. EVALUATION DES CHARGES REVENANTES POUTRELLES :

- **Plancher terrasse :**

- **Charge permanentes :**

$$G = 6,93 \times 0,65 = 4,5 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$$

- **Plancher courant :**

- **Charge permanente :**

$$G = 5,65 \times 0,65 = 3,67 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$

• **Combinaison des charges :**

➤ **Plancher terrasse :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=7,05 \text{ kN/ml.}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=5,15 \text{ kN/ml.}$

➤ **Plancher courant :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=6,41 \text{ kN/ml.}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=4,64 \text{ kN/ml.}$

Conclusion :

Le plancher de terrasse est le plus sollicité

5.6. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

Poutrelle à 4 travées :

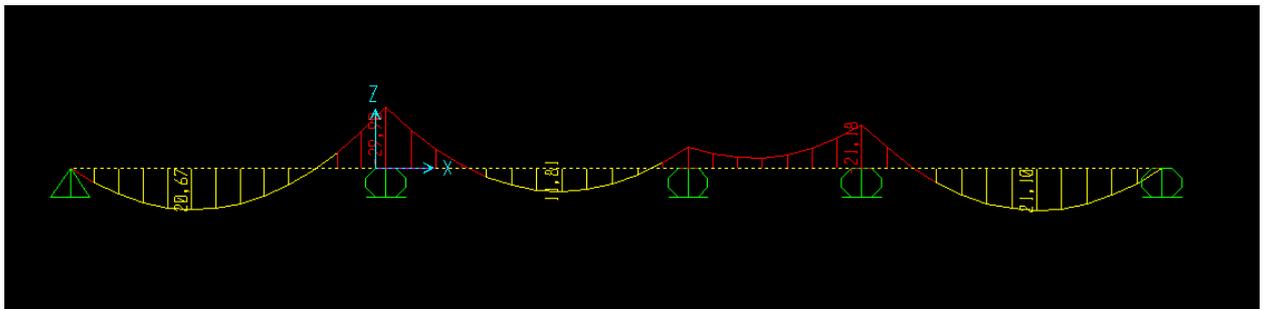
• **Méthode : élément finis (Sap2000)**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

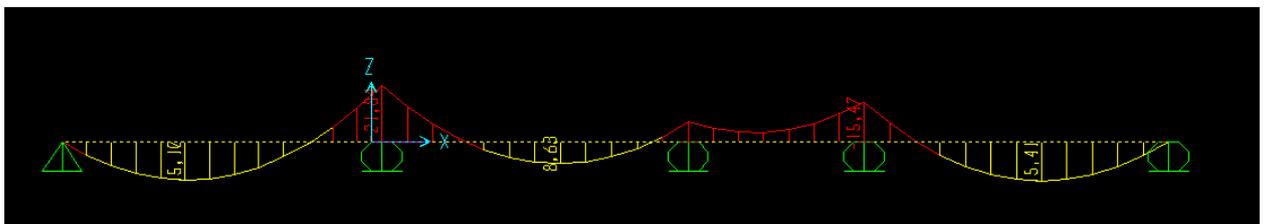
(6,16m- 5,86m- 3,51m- 5,91m).

DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT :

ELU :

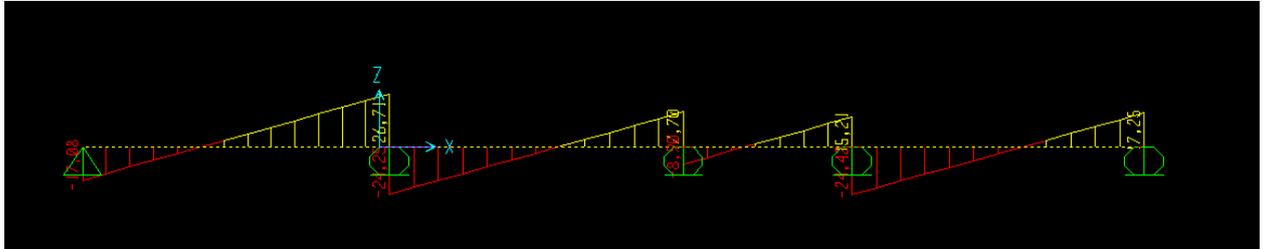


ELS :



DIAGRAMMES DES EFFORTS TRANCHANTS :

ELU :



ELS :

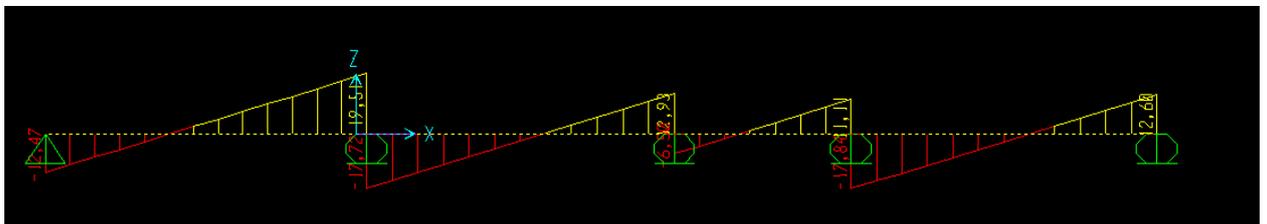


Figure III.20 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées.

5.7. CALCUL DU FERRAILLAGE :

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

E.L.U

$$M_{tu}^{\max} = 21.10 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 29.90 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 26.71 \text{ kN}$$

E.L.S

$$M_{tser}^{\max} = 15,41 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 21,84 \text{ kNm}$$

$$T^{\max} = 19.51 \text{ kNm}$$

• **Ferraillage en travée :**

$h=25 \text{ cm} ; h_0=5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=10\text{cm} ; d=0,9h=22.5\text{cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} (d - \frac{h}{2}) = 110.5 \text{KN.m}$$

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

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

Comme le béton tendu n’intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple. D’après l’organigramme donnant le ferraillage d’une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.11 : Récapitulation du calcul des sections d’armatures en travée.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	a	Z (cm)	$A_s^{cal/ml}$ (cm ²)	Choix	$A_s^{adp/ml}$ (cm ²)
21.19	0,03	Oui	0	0,04	22 ,14	2.19	3T10	2.37

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.6 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

• **Ferraillage sur appuis :**

On a : $M_{au}^{max} = 29.90 \text{kNm} < M_{tab} = 110,5 \text{kNm}$

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

Tableau III.12 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	a	Z (cm)	$A_s^{cal/ml}$ (cm ²)	Choix	$A_s^{adp/ml}$ (cm ²)
29,9	0,05	Oui	0	0,06	219,6	3,13	3T12	3.39

5.8. VERIFICATIONS :

5.8.1. Effort tranchant:

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus

défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 26.71$ kN.

On doit vérifier que : $r_u \leq \bar{r}_u$

Tel que :

$$\bar{r}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$r_u = \frac{T_u \max}{b_0 d} = 1.18 \text{MPa} < \bar{r}_u = 4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5.8.2 Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{tu}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 15,40$ kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = 0.85 \text{MPa} < 8 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{tu}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 26,71$ kN (appuis intermédiaires)

$$\sigma_b = 1.29 \text{MPa} < 8 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

5.8.3. Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{Tu \max - \frac{Mu_a}{0.9d}}{\sigma_s} = 2.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

5.8.4. VÉRIFICATION À L'E.L. S :

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

5.8.5. Vérification des contraintes du béton [1] :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y. \text{ D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS,}$$

on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 F_{bc} = 18 MPa$

- **Détermination de l'axe neutre**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + n (A_s + A'_s) y - n (d A_s - c' A'_s) = 0$$

Avec : $n=15$ $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=10\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

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

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) y - 30 (d A_s - c' A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + [(d - y)^2 + A_s' (y - c')^2] n$$

Si $y < h_0 \implies$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \implies$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules

Suivant :

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

Tableau III.13: Tableau récapitulatif pour la vérification à l’ELS.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	A'_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	21,10	2,37	0	4,38	13492,32	5	Vérifiée
Appuis	29,90	3,39	0	5,20	18265,24	5,20	Vérifiée

5.8.6. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec:

$h=25 \text{ cm} ; b_0=10 \text{ cm} ; d=22.5 \text{ cm} ; L=6,16\text{m} ; A_s=2,37 \text{ cm}^2 ; f_e=500 \text{ MPa}$

Alors :

- $0.04 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$
- $0.01 \geq 8.4 \times 10^3 \dots \dots \dots \text{CNV}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_{\tau} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5 = 1.70 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre « y1 » :**

$$y1 = \frac{bh0 \frac{h0}{2} + (h - h0)b0(\frac{h - h0}{2} + h0) + 15Asd}{bh0 (h - h0)b015As}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I0 » :**

$$I_0 = \frac{1}{3}y^3 + \frac{b_0}{3}(h - y1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y1 - h_0)^3 + 15As(d - y1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05 ft28}{\delta(2+3\frac{b_0}{B})}$ Pour la déformation instantanée.
- ✓ $\lambda_v = \frac{0.02 ft28}{\delta(2+3\frac{b_0}{B})}$ Pour la déformation différée.
- ✓ $\delta = \frac{As}{b_0d}$ Pourcentage des armatures.
- ✓ $\mu = 1 - \frac{1.75 ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{Asd}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.14 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
21,10	2,37	8,22	0,010	288,98	4,87	1,95	0,69	34420,29	8683,39	14674,99

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 34179.55 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11496.76 \text{MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1.9 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2.98 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1.5 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CN}$$

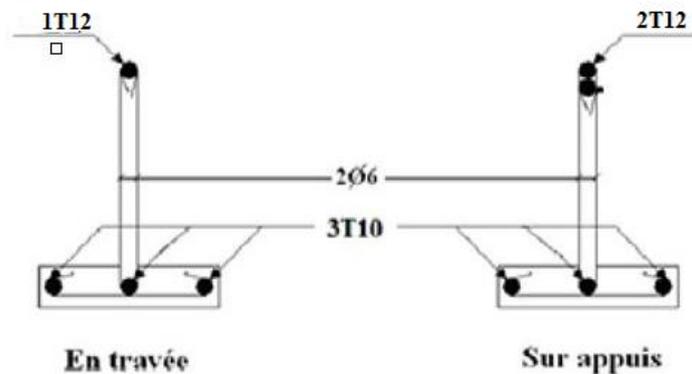


Figure. III.21: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis

6. Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

IV.ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ces secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure vérifiant les conditions et critères de sécurité imposée par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS.9.7.4 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour la structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

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

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

Dans le cadre de ce projet nous avons opté pour un logiciel de calcul Etabs 9.7.

IV.4. DESCRIPTION DE LOGICIEL ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et très rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux,

ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

Plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment. ETABS permet également le transfert de donné avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ROBOT et SAFE)

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE :

IV.5.1. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul la force sismique :

- 1) la méthode statique équivalente,
- 2) la méthode d'analyse modale spectrale,
- 3) la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique.

IV.5.2. SPECTRE DE RÉPONSE :

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

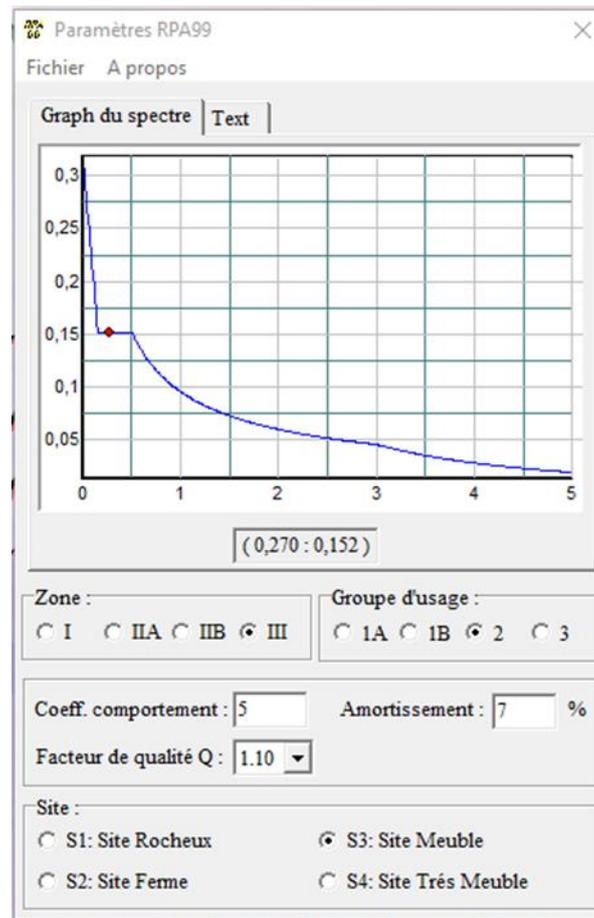


Figure IV.1: spectre de réponse R=5.

Avec :

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

- L'ouvrage est du « groupe 02 » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera à BOUFARIK wilaya de BLIDA (zone III).

Donc : A=0,25.

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \implies \eta = 0.8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
R=5 (mixte portiques/voiles avec interaction ; 4a).
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T1=0,15s et T2=0,50s).

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

$$Q//xx=1+(0+0+0.05+0,05+0+0)= 1,10$$

$$Q//yy=1+(0+0+0.05+0,05+0+0)= 1,10$$

IV.5.3. RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :

L'une des premières vérifications préconisée par le « RPA99 v 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet 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 » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

W=24880.86 KN (calcul automatique) avec ETABS.V9.7

Estimation de la période fondamentale de la structure:

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « RPA99 v 2003 ». Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} \quad T_{min} = 0,05h_n^{3/4}$$

Où :

hN : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : Hn=29.34

$$T_{min} = 0,05h_n^{3/4} = 0.630 \text{ s}$$

$$\text{Selon x-x : } L_x = 22.69 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,554 \text{ s} \quad \min(T_x, T_{min}) = 0,554 \text{ s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y = 14.21 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,700 \text{ s} \quad \min(T_y, T_{min}) = 0.630 \text{ s}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s (site3)} \\ T_2 = 0,50 \text{ s (site3)} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Calcul de D :

$$D_x = 2.5 (0.8819) \cdot \left(\frac{0.50}{0.554} \right)^{2/3} = 2.059$$

$$D_y = 2.5 (0.8819) \cdot \left(\frac{0.50}{0.554} \right)^{2/3} = 1.889$$

MODELE INITIAL:

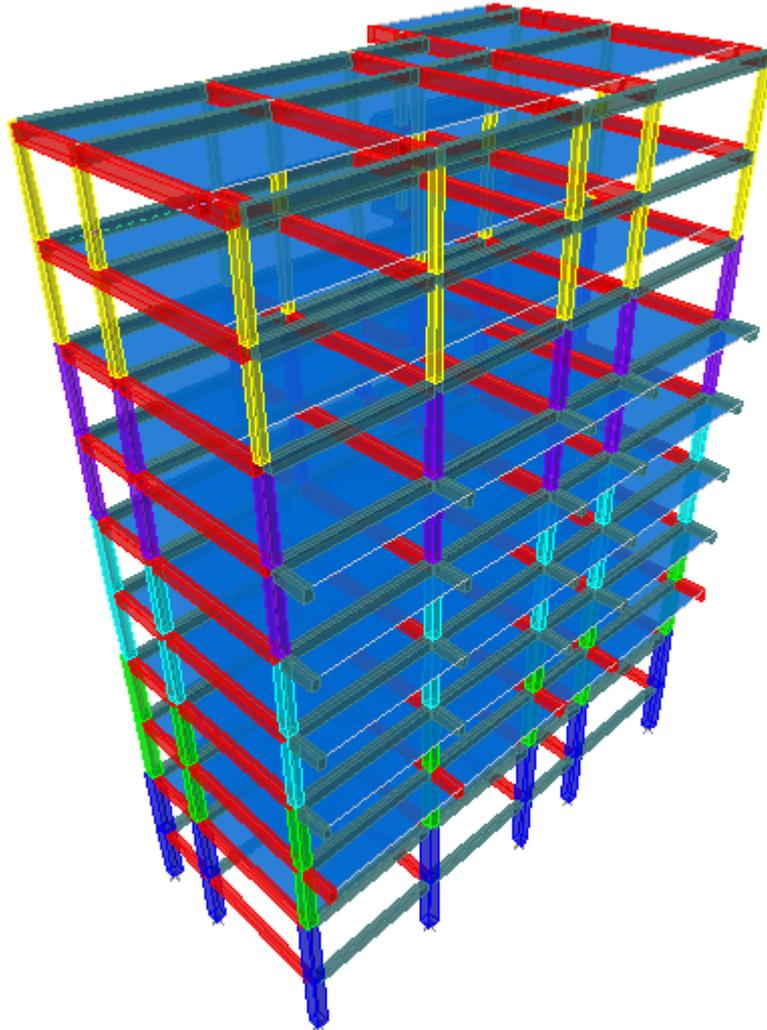


Figure IV.2: Modèle initial.

On trouve :

$$V_x = \frac{0.25 \times 2.059 \times 1.10}{5} \times 16149,53 = 1828.85 \text{ KN} \implies 0.8 V^x = 1463.08 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 1.889 \times 1.10}{5} \times 16149,53 = 1677.85 \text{ KN} \implies 0.8 V^y = 1342.28 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS V9** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V^{dx} = 1792,24 \text{ KN} \\ V^{dy} = 1726,89 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Ce qui donne : $V^{dx} > 0,8V^x$ et $V^{dy} > 0,8V^y$

rx=1 ; ry=1

Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,906924	87,0224	0,9503	87,0224	0,9503
2	1,834599	1,4887	68,5071	88,511	69,4574
3	1,65199	0,057	17,4968	88,568	86,9543
4	0,681672	7,8436	0,0486	96,4115	87,0029
5	0,662989	0,0467	7,5101	96,4582	94,5131
6	0,604632	0,0001	1,7778	96,4584	96,2908
7	0,39335	1,842	0	98,3003	96,2909
8	0,380054	0,0008	1,5156	98,3012	97,8064
9	0,34932	0,002	0,49	98,3032	98,2964
10	0,263953	0,6663	0,0002	98,9695	98,2966
11	0,256464	0,0008	0,5336	98,9704	98,8302
12	0,234438	0,0006	0,1617	98,971	98,9919

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=1.906s$

Le 1^{er} mode est un mode de translation selon X-X .

Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon Y-Y .

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

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

Tableau. IV.3: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle initial.

z(m)	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
8	0,1073	0,0964	0,5365	0,482	0,016	0,0145	0,035	vérifiée
7	0,1041	0,0935	0,5205	0,4675	0,0365	0,039	0,035	non vérifiée
6	0,0968	0,0857	0,484	0,4285	0,0435	0,0455	0,035	non vérifiée
5	0,0881	0,0766	0,4405	0,383	0,049	0,047	0,035	non vérifiée
4	0,0783	0,0672	0,3915	0,336	0,049	0,0455	0,035	non vérifiée
3	0,0685	0,0581	0,3425	0,2905	0,056	0,051	0,035	non vérifiée
2	0,0573	0,0479	0,2865	0,2395	0,056	0,0485	0,035	non vérifiée
1	0,0461	0,0382	0,2305	0,191	0,0635	0,054	0,035	non vérifiée
rdc	0,0334	0,0274	0,167	0,137	0,167	0,137	0,035	non vérifiée

✓ **Remarque :**

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure donc on ajoute les voiles.

IV.6. RESULTATS DE L'ANALYSE POUR LE MODELE 1 :

Remarque : Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final les sections des poteaux suivants :

Tableau IV.4 : Sections finale des poteaux de chaque niveau.

Niveau	Section (cm ²)
6 ^{ème} /7 ^{ème} /8 ^{ème}	40*40
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45*45
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	50*50
RDC / 1 ^{ère}	55*55

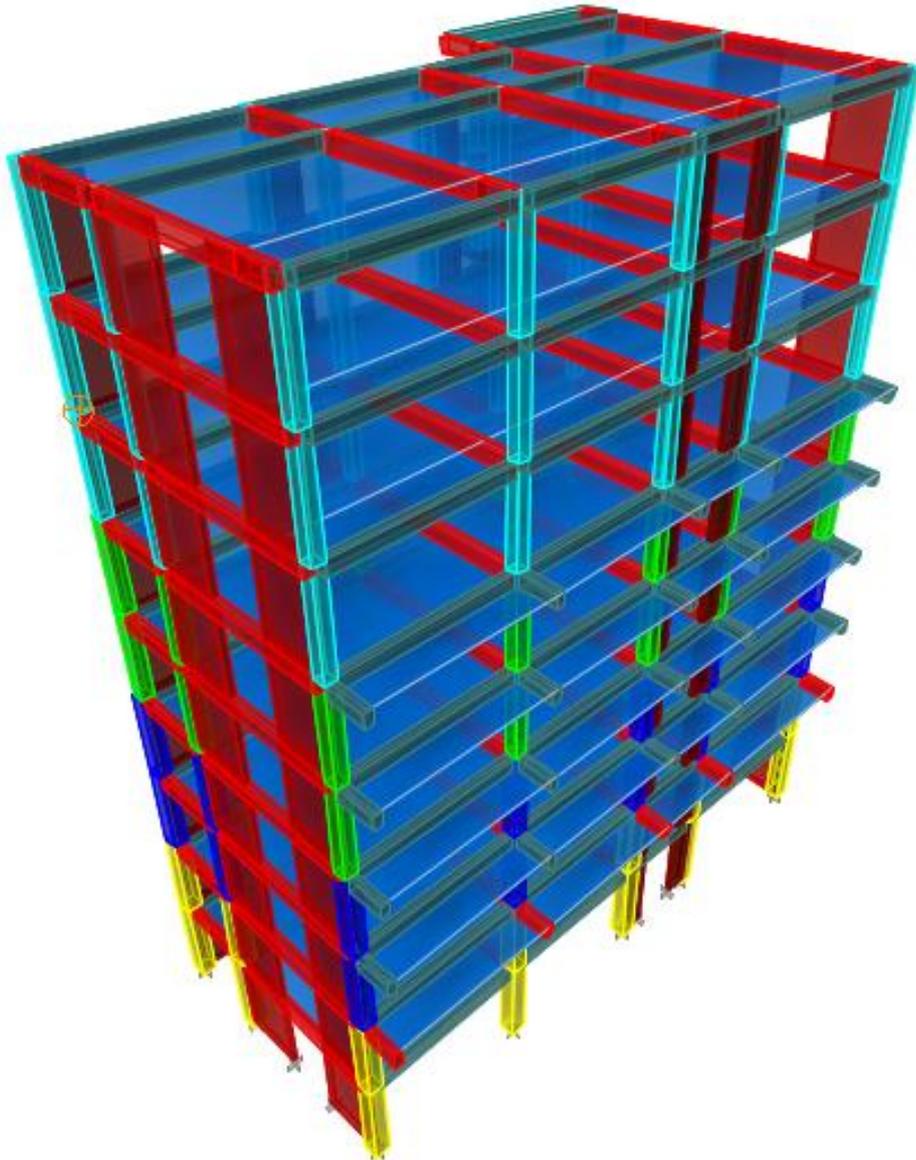


Figure.IV.3 : le modèle 1 en 3D.

- **Disposition des voiles dans le modèle 1 :**

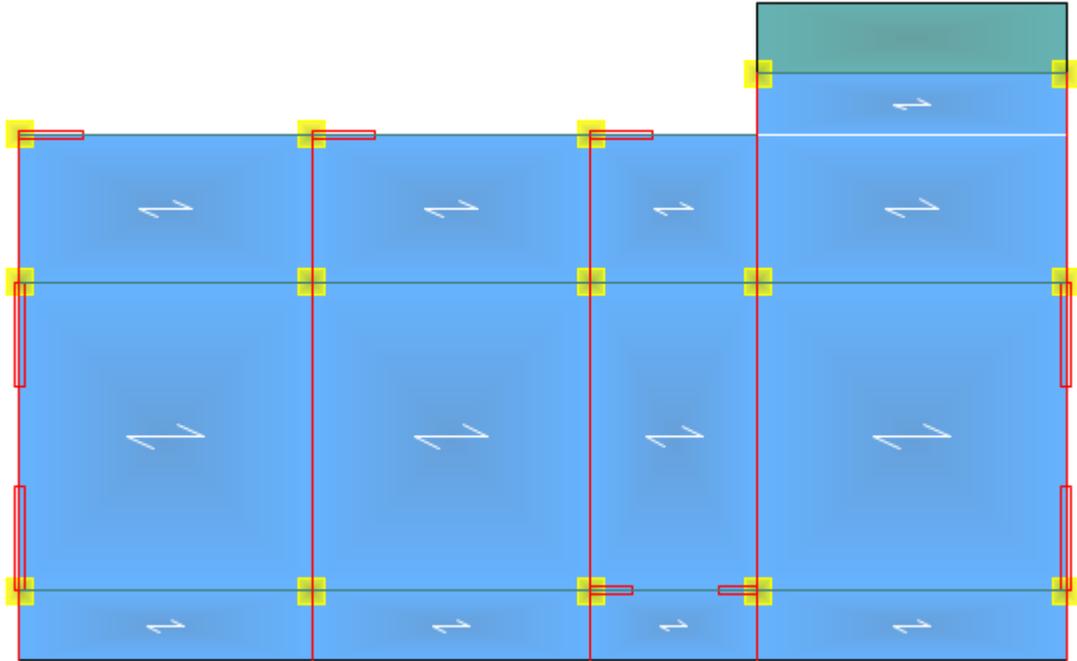


Figure IV.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).

- **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau. IV.5: Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,108513	75,3329	0,0578	75,3329	0,0578
2	0,766585	0,0602	70,5661	75,3931	70,6239
3	0,58782	0,0163	2,2184	75,4095	72,8423
4	0,347666	12,2998	0,0122	87,7092	72,8546
5	0,228049	0,0092	13,9971	87,7184	86,8516
6	0,178337	3,8264	0,1078	91,5448	86,9594
7	0,174721	1,4394	0,1634	92,9842	87,1228
8	0,109805	0,0787	5,7258	93,0629	92,8487
9	0,107706	2,7693	0,1749	95,8322	93,0235
10	0,084277	0,0495	0,0861	95,8816	93,1096
11	0,073318	1,6585	0,0002	97,5401	93,1098
12	0,065646	0,0008	3,1005	97,541	96,2103
13	0,053981	1,0479	0,0004	98,5889	96,2107
14	0,050112	0,0042	0,0612	98,5931	96,2719

- **CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir de 7^{ème} mode.
- Le 1er mode est un mode de translation selon sens x-x.
- Le 2ème mode est un mode de translation selon sens y-y.
- Le 3ème mode est mode de rotation.
- **Vérification de la période**

Nous avons trouvé une période fondamentale : $T = 1.108 > T_{\text{empirique}}$,

On considèrera alors une période fondamentale avec une valeur $T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Sens (x-x) : $1.3T_x = 1.3 \times (0.554) = 0.720 \text{ sec.}$

Sens (y-y) : $1.3T_y = 1.3 \times (0.630) = 0.819 \text{ sec.}$

Tableau. IV.6: les Résultantes des forces sismiques pour le modèle 1.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	V st	V dyn	0.8Vst
X-X	0,25	1.73	1,10	5	24880.86	2367.41	2223,69	1893.93
Y-Y	0,25	1.59	1,10	5	24880.86	2175.83	2661,68	1740.66

IV.7.JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT:

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (**4a** selon **RPA99 version 2003**) . Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.7 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique pour le modèle 1.

	Effort normal à la base ELS(KN)
Voiles	8160.002
Poteaux+ Voiles	27245.073

$$V_{ELS} = \frac{E_{voile}}{E_{totale}} = 29\% > 20\% \dots\dots \text{non vérifié.}$$

✓ **Remarque :**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, dans notre cas nous avons un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Donc le coefficient de comportement sera $R=3,5$, on change le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.

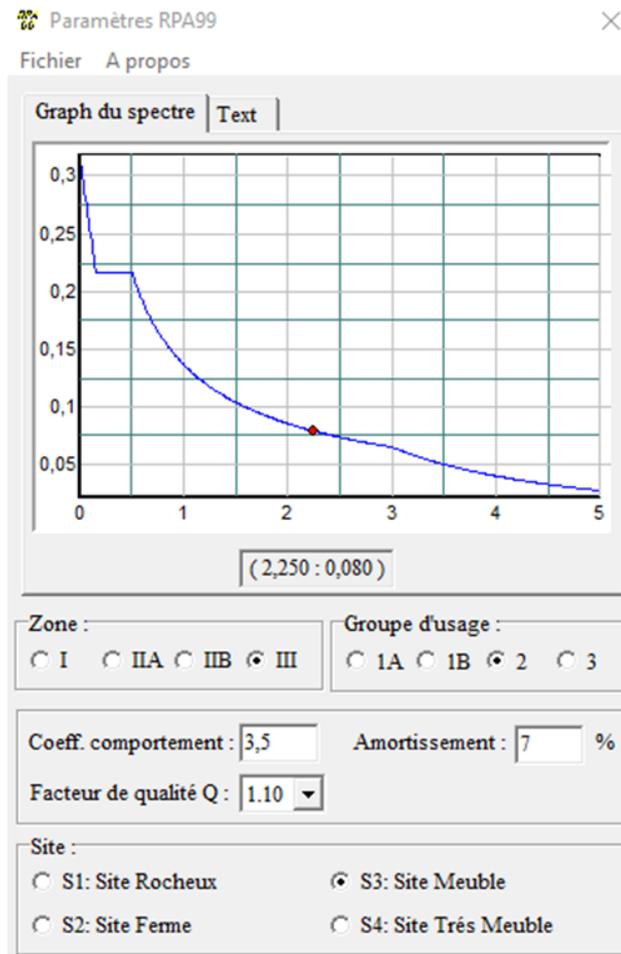


Figure IV.5: spectre de réponse $R=3,5$.

IV.8. RESULTATS DE L'ANALYSE POUR LE MODELE 2 :

(Après la correction de la valeur de « R »)

Tableau. IV.8 : les Résultantes des forces sismiques pour le modèle 2.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	V st	V dyn	0.8Vst
X-X	0,25	1.73	1,10	3.5	24880.86	3382.01	2223,69	2705.61
Y-Y	0,25	1.59	1,10	3.5	24880.86	3108.33	2661,68	2486.66

- Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Tableau. IV.9: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle 2.

z(m)	δ_{ekx}	δ_{eky}	δ_{kx}	δ_{ky}	Δ_{kx}	Δ_{ky}	Δ	observation
8	0,0489	0,0303	0,17115	0,10605	0,0112	0,0077	0,035	vérifiée
7	0,0457	0,0281	0,15995	0,09835	0,0147	0,0112	0,035	vérifiée
6	0,0415	0,0249	0,14525	0,08715	0,01785	0,014	0,035	vérifiée
5	0,0364	0,0209	0,1274	0,07315	0,02135	0,01365	0,035	vérifiée
4	0,0303	0,017	0,10605	0,0595	0,02415	0,0147	0,035	vérifiée
3	0,0234	0,0128	0,0819	0,0448	0,0252	0,0147	0,035	vérifiée
2	0,0162	0,0086	0,0567	0,0301	0,0245	0,01365	0,035	vérifiée
1	0,0092	0,0047	0,0322	0,01645	0,0203	0,0105	0,035	vérifiée
rdc	0,0034	0,0017	0,0119	0,00595	0,0119	0,00595	0,035	vérifiée

- ✓ Remarque :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 2.

- Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003):

Tableau IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2.

Niveau	S poteaux	Nd (kn)	ν	ν RPA	Observations
8ème	40*40	259,7	0.05	0,3	vérifiée
7ème	40*40	489,98	0.10	0,3	vérifiée
6ème	40*40	745,45	0.15	0,3	vérifiée
5ème	45*45	1024,45	0.16	0,3	vérifiée
4ème	45*45	1324,04	0.22	0,3	vérifiée
3ème	50*50	1647,77	0.21	0,3	vérifiée
2ème	50*50	1985,04	0.26	0,3	vérifiée
1ème	55*55	2330,88	0.25	0,3	vérifiée
RDC	55*55	2728,19	0.3	0,3	vérifiée

✓ **Remarque :**

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

IV.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV.11: Vérification l'effet p- Δ inter étages.

Niveau	PK (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Δx (m)	Δy (m)	Hk (m)	θ_x	θ_y	cond ition	observati on
8	2282,87	455,95	548,63	0,0112	0,0077	3,23	0,017	0,0099	$\leq 0,1$	vérifiée
7	4678,88	822,04	995,73	0,0147	0,0112	3,23	0,025	0,0162	$\leq 0,1$	vérifiée
6	7178,43	1132,87	1371,01	0,01785	0,014	3,23	0,035	0,0226	$\leq 0,1$	vérifiée
5	10078,7 5	1418,85	1732,53	0,02135	0,01365	3,23	0,046	0,0245	$\leq 0,1$	vérifiée
4	12979,0 6	1660,65	2031,68	0,02415	0,0147	3,23	0,058	0,0290	$\leq 0,1$	vérifiée
3	15936,9 1	1873,08	2279,74	0,0252	0,0147	3,23	0,066	0,0318	$\leq 0,1$	vérifiée
2	18894,7 5	2047,63	2468,57	0,0245	0,01365	3,23	0,069	0,0323	$\leq 0,1$	vérifiée
1	21885,8 7	2165,25	2598,37	0,0203	0,0105	3,23	0,063	0,0273	$\leq 0,1$	vérifiée
RDC	24880,8 6	2223,69	2661,68	0,0119	0,00595	3,5	0,038	0,0158	$\leq 0,1$	vérifiée

✓ **Remarque**

Vu les résultats obtenus des conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligé

IV.10. CONCLUSION :

Selon les résultats obtenus dans cette étude dynamique/sismique, on peut dire que le bâtiment répond aux exigences du **RPA99 / Ver 2003** et donc peut résister aux forces externes telles que les séismes tant que le ferrailage des éléments structuraux est conforme aux règlements en vigueur, ce qui fait l'objet du chapitre suivant. Pour cela, le calcul des ferrailages des éléments structuraux sera effectué sur la base des sollicitations obtenues dans la structure et déduites du logiciel de modélisation **ETABS**.

V.1. INTRODUCTION :

La partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur but est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[3]** et le **RPA99 v 2003 [1]**.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :**V.2.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale). Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable:

Béton: $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{ MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=22.17\text{ MPa}$.

Acier: $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$

Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N_{\max} , M_{corr} .

2- N_{\min} , M_{corr}

3- M_{\max} , N_{corr}

V.2.3. Recommandation selon RPA99 v 2003:

D'après le RPA99 v 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

- $0.9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$ Zone courante (Z.C)
- $0.9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

N.B : On utilise le logiciel SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

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

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{max} , N^{min} , M^{corr})

Tableau .V.1: Ferrailrages des poteaux situation durable (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{cor} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_s^{min} (cm ²) (Rpa)
		N^{max} (kN)				
Rdc et 1 ^{er}	55x55	-2783,57	-66.612	0	0	27.2
		-3267,25	31.718	0	0	27.2
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	-1819,48	67,29	0	0	22.5
		-2107,68	44,793	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	-1269,84	-51,659	0	0	18.2
		-1480,73	43.179	0	0	18.2
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-783,31	67.39	0	0	14.4
		-887.35	42.152	0	0	14.4

b. (M^{max} , N^{corr})

Tableau. V.2 : Ferrailrages des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_s^{min} (cm ²) (Rpa)
Rdc et 1er	55*55	95.326	-2384.55	0	0	27.2
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50*50	110.69	-1748.25	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45*45	114.031	-1159.77	0	0	18.2
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40*40	122.105	-339.55	4.78	0	14.4

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{max} , N^{min} , M^{corr})

Tableau.V.3: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{cor} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{S\ min}$ (cm ²) (Rpa)
		N^{max} (kN)				
Rdc et 1 ^{er}	55x55	-1649,46	35,459	0	0	27.2
		-2998,12	-49,487	0	0	27.2
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	-1074,08	180,285	0	0	22.5
		-1953,87	189,012	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	-812,42	157,193	1.41	0	18.2
		-1297,59	-143,37	0	0	18.2
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-528,04	119,413	2.86	0	14.4
		-726,31	-89,059	0	0	14.4

b. (M^{max} , N^{corr})

Tableau. V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max}	N^{corr} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{S\ min}$ (cm ²) (Rpa)
Rdc et 1er	55*55	242,371	-1254,13	0	0	27.2
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50*50	213,254	-1115,73	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45*45	182,192	-780,86	6.39	0	18.2
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40*40	139,742	-245,28	7.07	0	14.4

3. Situation accidentelle :

- Combinaison : **0.8G ±E**

a. (N^{max}, N^{min}, M^{corr})

Tableau.V.5: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{cor} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²) (Rpa)
		N ^{max} (kN)				
Rdc et 1 ^{er}	55x55	-923,05	45,9	0	0	27.2
		-2175,63	-48,95	0	0	27.2
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	-631,91	189,051	0.67	0	22.5
		-1467,04	-189,23	3.30	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	-518,6	139,465	2.75	0	18.2
		-958,6	-143,57	0	0	18.2
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-353,47	102,252	3.08	0	14.4
		-528,1	-89,15	0.37	0	14.4

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau. V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max}	N ^{corr} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²) (Rpa)
Rdc et 1er	55*55	242,113	-690,12	4.16	0	27.2
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50*50	197,776	-581,08	4.32	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45*45	153,007	-517,65	3.69	0	18.2
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40*40	110,071	-179,13	5.42	0	14.4

V.2.3. CHOIX DES ARMATURES :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

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

NIVEAU	SECTION [cm ²]	ARPA [cm ²]	A _s ^{nec} [cm ²]	Choix des Barres	A _s choisit [cm ²]	A _s /B [%]
Rdc et 1er	55x55	27,2	4.16	4T20+8T16	28,65	0,94
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	22,5	4.32	12T16	24,13	0,96
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	18,2	3.69	4T16+8T14	20,35	1
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	14,4	5.42	4T14+8T12	15,21	1

V.2.4. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser , Nser) (voir annexe).
puis elles sont comparées aux contraintes limites :

a. Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6F_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

b. Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = 250 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 250 \text{ MPa}$$

a) Nser^{max} ,Nser^{min} , Mser^{cor} :

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

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{ser} _{min} (kNm)	M ^{ser} corr (kNm)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
		N ^{ser} _{max} (kNm)						
Rdc et 1 ^{ère}	55x55	-2039,33	29,004	95.6	250	6.43	18	Vérifiée
		-2371,84	22,237	90.5	250	5.93	18	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	-1326,53	48,734	77.6	250	5.27	18	Vérifiée
		-1536,3	32,38	79.1	250	5.31	18	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	-939,74	49,819	78.9	250	5.48	18	Vérifiée
		-1079,75	31,261	75.6	250	5.12	18	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-571,87	48,893	78.8	250	5.68	18	Vérifiée
		-647,76	30,543	69.4	250	4.85	18	Vérifiée

b) M_{ser} , N_{ser}^{corr} :

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

Niveaux	Section s (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser}^{cor} (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
Rdc et 1 ^{ère}	55x55	69,446	-1737,7	83.4	250	5.64	18	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	80,272	-1274,4	70.4	250	4.96	18	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	82,711	-846,03	92.9	250	6.64	18	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	88,794	-249,26	107.7	250	9.39	18	Vérifiée

V.2.5. VÉRIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT :

V.2.5.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau_u}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075 \dots\dots$ si l’élancement $\lambda \geq 5$

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

Avec :

λ : L'élancement du poteau i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée. B : Section du poteau.

Lf : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	T _u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{Rpa}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{Bael}$ (MPa)	Vérification
Rdc et 1 ^{ère}	55x55	63,52	0.22	15.43	0.075	2.25	3	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	71,36	0.30	15.66	0.075	2.25	3	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	72,76	0.38	17.4	0.075	2.25	3	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	83,56	0.56	19.57	0.075	2.25	3	Vérifiée

V.2.5.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40cm) \\ \varphi t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi l \right) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4MPa \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

- h: Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 v 2003[1]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \rho_a \frac{T_u}{hf_{et}}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left[\frac{L_f}{a} \right].$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f_e=400MPa (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau.V.11: Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Rdc et 1 ^{ère}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	4T14+8T12	12	10	10

Tableau.V.12 : Le choix des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
S.S , Rdc et 1 ^{ère}	55x55	2.45	4.45	3.75	63.52	N	10	0.86	4T8	2,01
						C	15	1.30	4T8	2,01
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	2.26	4.52	3.75	71.36	N	10	1.07	4T8	2,01
						C	15	1.6	4T8	2,01
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	2.26	5.02	2.5	72.76	N	10	0.8	4T8	2,01
						C	15	1.2	4T8	2,01
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	2.26	5.65	2.5	83.56	N	10	1.04	4T8	2,01
						C	10	1.04	4T8	2,01

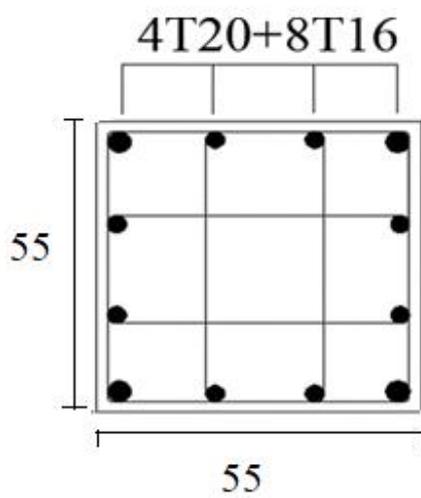
V.2.6. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø_l en zone III.

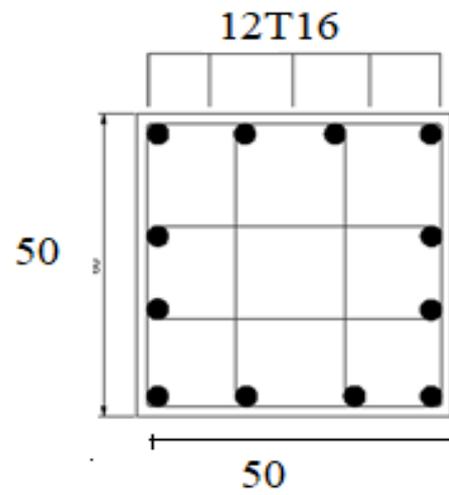
Pour : T20.....L_r=100 cm

T16.....L_r=80cm

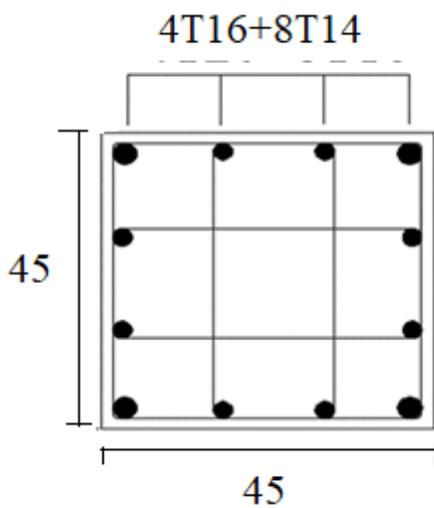
T14.....L_r=70 cm



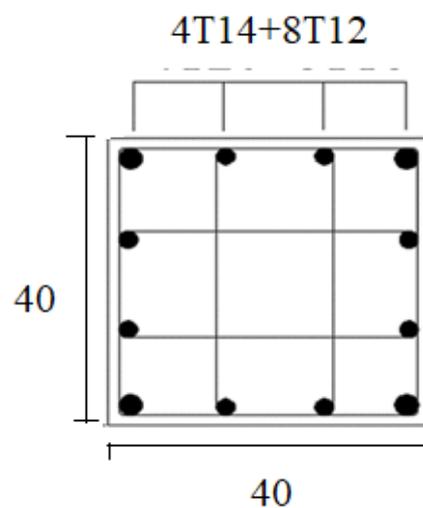
Poteau RDC et 1^{ère} étage : (55*55)



Poteau 2^{ème} et 3^{ème} étages : (50*50)



Poteau 4^{ème} et 5^{ème} étages : (45*45)



Poteau 6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étages : (40*40)

Figure.V.1 : Ferrailage des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**V.3.1. INTRODUCTION :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

V.3.2.LES COMBINAISONS DE CHARGES :

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** " :
 - **E.L.U:** 1.35 G + 1.5 Q
 - **E.L.S:** G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** " :
 - 0.8G ± E
 - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3. RECOMMANDATION DES REGLEMENTS :

Selon [1] Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

- $0.5 \% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4 \%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5 \% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6 \%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures " At ", est donnée par: $At = 0.003 St. L$.

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{2}; 12\varphi \right]$ zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ zone courante.

h : hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.7$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :

Pour le cas de la structure de ce projet, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse 30 x 50 (cm)
- Poutre non porteuse 30 x 45 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Les poutres de cette bâtiment seront calculées à la flexion simple (F.S.). Telle que :

AS : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A's : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

➤ **Poutre porteuse (30x 50)**

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V.13: Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Etages Courants	30x 50	Travée	167,416	9.64	0	7.5
		Appui	-225,752	0	13.75	7.5
Terrasse	30x 50	Travée	166,48	9.58	0	7.5
		Appui	-157,097	0	8.97	7.5

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 14: Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Etages Courants	30x 50	Travée	195,448	11.55	0	7.5
		Appui	-283,828	0	18.52	7.5
Terrasse	30x 50	Travée	174,738	10.13	0	7.5
		Appui	-188,3	0	11.05	7.5

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 15: Ferrailage des Poutres porteuse (30x50) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Etages Courants	30x 50	Travée	203,83	12.14	0	7.5
		Appui	-268,133	0	17.14	7.5
Terrasse	30x 50	Travée	174,639	10.12	0	7.5
		Appui	-184,302	0	10.78	7.5

➤ **Poutre non porteuse (30x45)**

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V.16: Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Etages Courants	30x 45	Travée	33,711	1.96	0	6.75
		Appui	-91,532	0	5.53	6.75
Terrasse	30x 45	Travée	36,503	2.12	0	6.75
		Appui	-82,472	0	4.95	6.75

b. Situation accidentelle G+Q+E :

Tableau V. 17: Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Etage Courants	30x 45	Travée	222,285	15.09	0	6.75
		Appui	-296,552	0	22.16	6.75
Terrasse	30x 45	Travée	74,549	4.45	0	6.75
		Appui	-142,584	0	8.97	6.75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 18: Ferrailage des Poutres non porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Etage Courants	30x 45	Travée	234,941	16.17	0	6.75
		Appui	-283,895	0	20.81	6.75
Terrasse	30x 45	Travée	72,007	4.29	0	6.75
		Appui	-122,622	0	7.59	6.75

V.3.5. CHOIX DES ARMATURES :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

➤ **Poutre porteuse (30x 50) :**

Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x50).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Tous les étages	30x 50	Travée	60	90	7.5	12.14	Travée 4T20 Appui 4T20+2T20	12.56
		Appui				18.52		18.85

➤ **Poutre non porteuse (30x 45) :**

Tableau V.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x45).

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix max des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Tous les étages	30x 45	Travée	54	81	6.75	16.17	Travée 4T20+4T16 Appui 4T20+4T20	18.73
		Appui				22.16		25.13

V.3.6. CONDITION DE NON FRAGILITE:

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

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

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{ft28}{f_e}$$

Avec :

ft28=2,4MPa ; Fe=500MPa.

Tableau.V.21 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre P (30*50)	12.56	1.49	Vérifiée
Poutre S (30*45)	18.73	1.34	Vérifiée

V.3.7. VÉRIFICATION VIS-À-VIS DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser , Nser) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton ^[1]

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa.$$

Acier ^[1]

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe ; \text{Max}(0.5fe ; 110\sqrt{\eta \cdot ft28}) \right)$.
- Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_s = \text{min} \left(\frac{1}{2} fe ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot ftj} \right)$.

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} \pi < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

a. Poutres porteuses (30x 50) :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.22: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	118,84	12.56	18.30	195593.34	11.11	18	OK	243.33	250	OK
Appuis	-160,303	18.85	21.18	255442.07	13.29	18	OK	224.22	250	OK

Donc :

Travée A_{S t} = 12.56 cm² → 4T20

Appui A_{S A} = 18.85 cm² → 4T20 + 2T20

b.Poutres non porteuses (30x 45) :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.23 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Poutre Non p	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	26,514	18.73	19.72	198003.37	2.64	18	OK	41.73	250	OK
Appuis	-66,62	25.13	21.72	235411.81	6.14	18	OK	79.71	250	OK

Donc :

Travée AS t = 18.73 cm² → 4T20+4T16

Appui AS A = 25.13 cm² → 4T20+4T120

V.3.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L’EFFORT TRANCHANT :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

T_u : l’effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\overline{\tau_u} = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4MPa) = 3 MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau.V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC-8 ^{ème}	Poutre p 30*50	261.5	1.93	3	Ok
RDC-8 ^{ème}	Poutre s 30*45	38.91	0.32	3	Ok

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e=500 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3ft_{28.K}}{0.8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa \right) \end{array} \right. \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage})$$

Selon le RPA 99 version 2003 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30cm \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale .} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _r ^{min} (cm ²)	Choix
					S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)		
Poutre 30x50	261.5	1.93	40	20	12.5	25	10	20	1.8	4T8
Poutre 30x45	38.91	0.32	40	20 et 16	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8

V.3.9 RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm..... L_r=100cm
- Ø=16mm..... L_r=80cm

V.3.10. ARRET DES BARRES [3] :

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

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L_{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L_{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : L=Max(L_{gauche} ; L_{droite}).

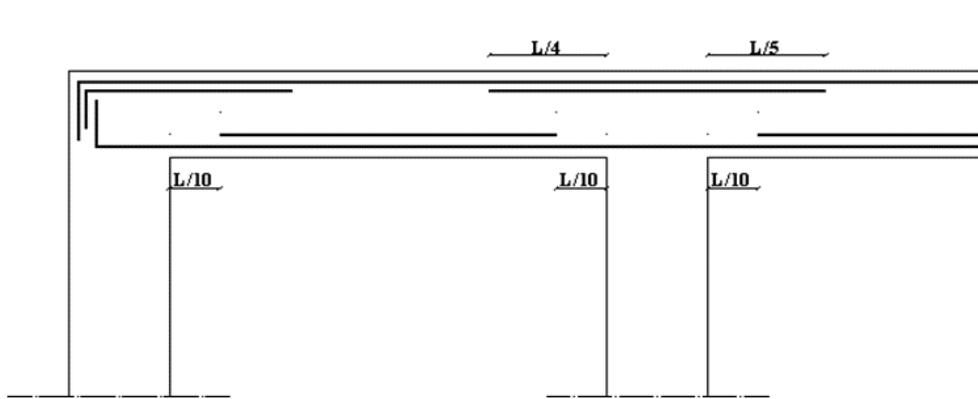


Figure.V.2 : arrêts des barres.

V.3.11. VERIFICATION DE LA FLECHE :

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

Tel que : $f_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.15 \text{ cm} \Rightarrow L = 6.53 \text{ m} > 5 \text{ m}$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.116 \text{ cm} \Rightarrow L = 6.16 \text{ m} > 5 \text{ m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

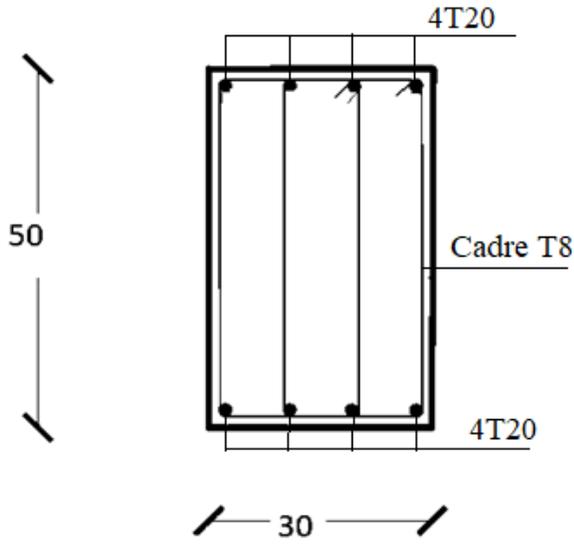
$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec :

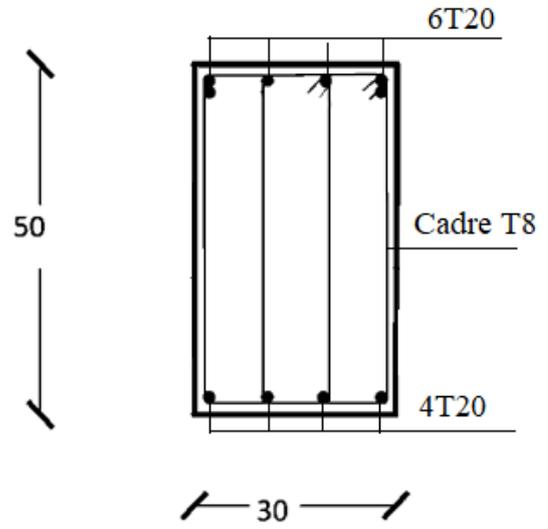
$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau V.26: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

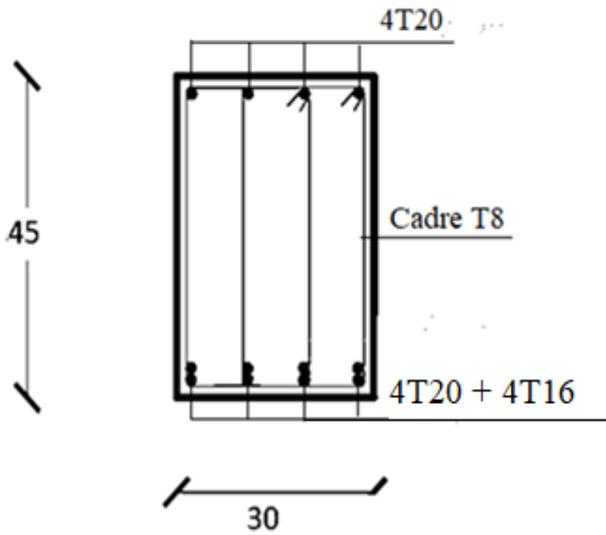
Section (cm²)	Longueur (m)	M_{ser} KNm	A_s^{adp} (cm²)	I₀ (cm⁴)	f_i (cm)	F_v (cm)	Δf_t (cm)	\bar{f} (cm)
30x50	6.53	118.84	12.56	482060	0.707	1.469	0.762	1.15
30x45	6.16	26.514	18.73	318840.3	0.092	0.28	0.194	1.11



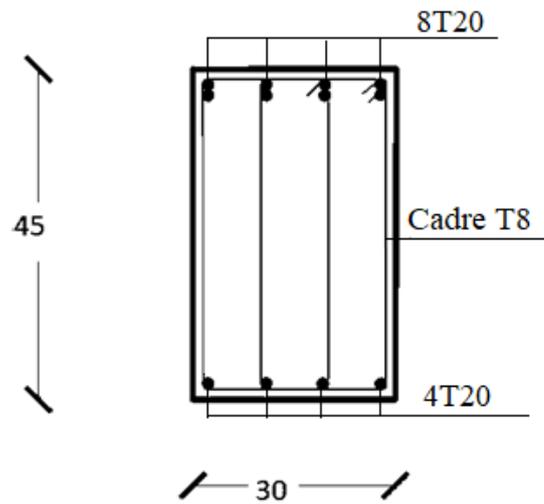
Ferrailage PP « Travée »



Ferrailage PP « Appui »



Ferrailage PS « Travée »



Ferrailage PS « Appui »

Figure.V.3 : Ferrailage des poutres.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :**V.4.1. GENERALITES :**

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. Auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. Et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique.
- Assurer une protection contre l'incendie.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Le calcul des voiles se fera par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99. Version 2003**.

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

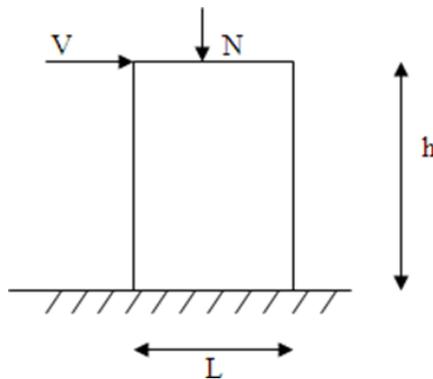


Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

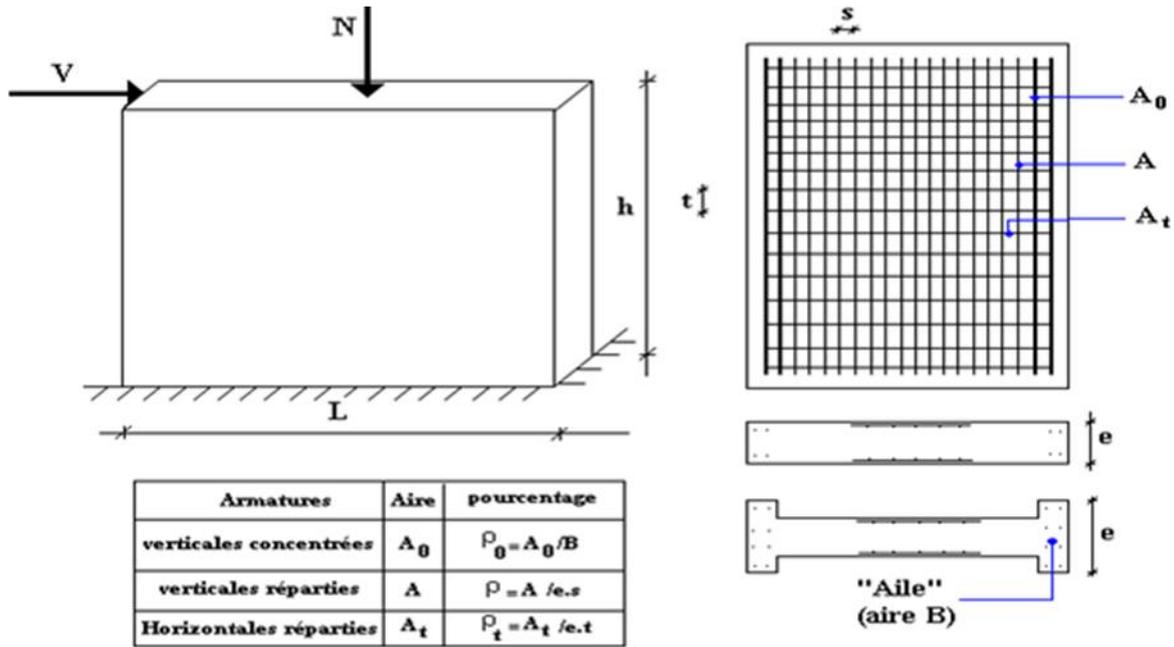


Figure V.5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage.

V.4.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLlicitATIONS NORMALES :

a. Conditions d'application:

La longueur d du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

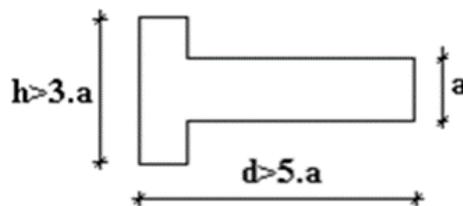


Figure V.6: Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: La hauteur libre du mur;

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

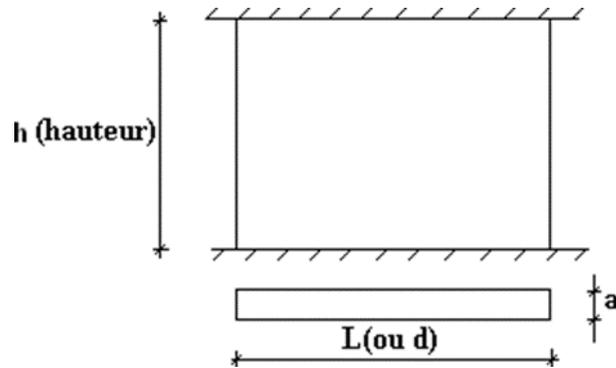


Figure .V.7: murs non raidi latéralement .

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $(\frac{l_f}{l})$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.27: Valeurs de (l_f/l).

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

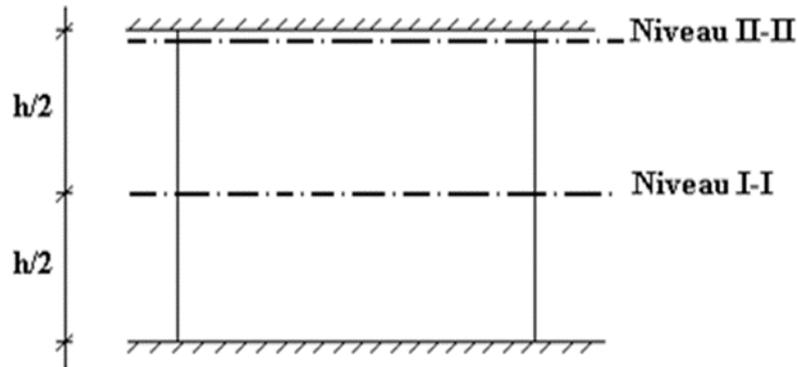
Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V.28 : calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	$d(a-0.02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2}$ $0.6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]^2$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left[\frac{\lambda}{30} \right]^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_S f_e}{\gamma_s} \right)$	$\alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right)$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = N_{u \text{ lim}}/ad$	$\sigma_{bna} = N_{u \text{ lim}}/ad$

Remarque : La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :**Figure.V.8 :** Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$.
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim} / \alpha$.

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V.29: Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100 a} \geq \left(\frac{2\rho_{vmax}}{3} ; 0.001 \right)$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \left(0,001 ; 0.0015 \frac{400\theta \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right)}{f_e} \right)$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive. $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire.	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de Nu_{lim} sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

Tableau V.30: Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20mm < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUPEAUX :**V.4.4.1. Introduction :**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements B.A.E.L 91 et RPA99 v 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(Calcul des aciers verticaux) .

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1- ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min } BAEL ; \text{Min } RPA99 \text{ v } 2003).$$

2- ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \quad .A_s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = exl_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S : Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds. Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

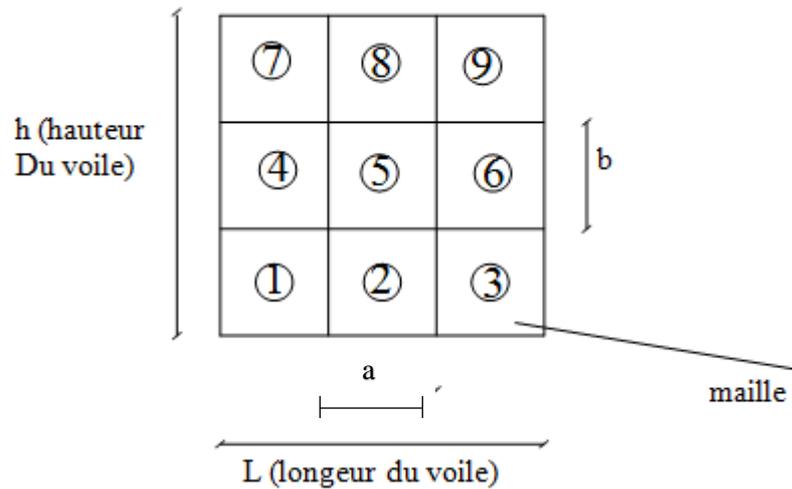


Figure V.9 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.4.4.3. Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u \alpha S_t}{0.8 f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par l'interface graphique de l'ETABS.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v .

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$A_h \geq \text{Max} (A_{h1} , A_{h2})$

V.4.4.4. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 v 2003) :

1. Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

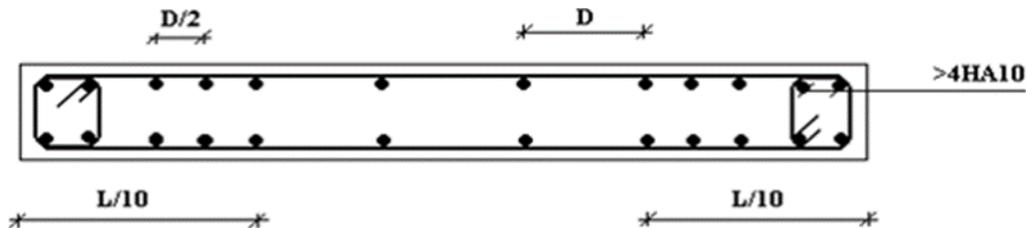


Figure V.10: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

2. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \begin{cases} 1.5a \\ 3 \text{ cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4. Exemple de calcul (voile VIY) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2.2 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,23 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L_i = 0.73 \text{ m}$ et de section $S_i = L_i \cdot (a)$.

Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

$h_e = 3,23 - 0,50 = 2.73 \text{ m}$ (0,50m : hauteur de la poutre)

Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	<i>Unité</i>	<i>Béton non armé</i>	<i>Béton armé</i>
<i>Longueur de flambement l_f</i>	m	$2.73 \times 0.85 = 2.32$	$2.73 \times 0.9 = 2.45$
<i>Elancement λ</i>		40.19	42.43
<i>Coefficient α</i>		0.672	0.464
<i>Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$</i>	M ²	0.18	0.18
<i>Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$</i>	MPa	13.46	9.28

Remarque:

$\sigma_{ba} = 9.28 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0.18) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Tableau V.32: Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m ²) (a*ℓ) = S _j	0.146	0.146	0.146
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	3.70	1.71	2.81
Force de traction F _t (MN) = σ _j S _j	0.542	0.25	0.41
Section d'acier (cm ²) $A = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	10.84	5	8.2
Aciers minimaux (cm ²) 1- Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2- Selon RPA99: 0,15 %S _{béton}	1.46 2.19	1.46 2.19	1.46 2.19
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2×4T14 =12.32 $\frac{73.33}{3} = 24.44$	2×4T12 =9.04 $\frac{73.33}{3} = 24.44$	2×4T14 =12.32 $\frac{73.33}{3} = 24.44$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{I2}.a.Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1.6(200)(733.33)}{500} 1,4 = 722.77 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 7.22 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

- Aciers horizontaux :

$$A_{hl} = \frac{\bar{\tau}u.a.St}{(0.8f_e)0.8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$S_{t \text{ min}} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,6)(200)(300)}{(0,8)(500)(0,8)} = 420 \text{ mm}^2$$

$$A_{h1} = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}.$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (13.58) = 9.05 \text{ cm}^2.$$

$$A_{h \text{ min}} = A (0,15\%) = \frac{0,15}{100} (20)(73) = 2.19 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_{h \text{ min}}) = 9.05 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 5T12 = 11.3 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = \frac{733.33}{4} = 183.33 \text{ mm}$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \text{ min}} = 300 \text{ mm} \dots \dots \text{ V é r i f i é .}$

V.5. PRESENTATION DES RESULTATS :

Tableau V.33 : Caractéristiques des voiles.

	e (cm)	L _{voile} (m)	L _i (m)
V1Y,V2Y,V3Y,V4Y	20	2.2	0.73
V3X,V4X,V5X	20	1.35	0.675
V1X ,V2X	20	0.9	0.9

Nota : Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G +E+Q.

➤ Zone I ⇒ RDC, 1^{er}, 2^{ème}.

➤ Zone II ⇒ 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}.

➤ Zone III ⇒ 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}.

Armature verticale de traction :

- **VOILE V1Y, V2Y, V3Y, V4Y :**

Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile (V1Y, V2Y, V3Y, V4Y)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	esp
Zone I	1	0.146	3.70	0.542	10.84	2.19	2X4T12	12.32	24.44
	2	0.146	1.71	0.25	5	2.19	2X4T12	12.32	24.44
	3	0.146	2.81	0.41	8.2	2.19	2X4T12	12.32	24.44
Zone II	1	0.146	1.9	0.277	5.54	2.19	2X4T12	9.04	24.44
	2	0.146	0.94	0.137	2.74	2.19	2X4T12	9.04	24.44
	3	0.146	1.8	0.262	5.24	2.19	2X4T12	9.04	24.44
Zone III	1	0.146	1.3	0.189	3.78	2.19	2X5T10	7.86	18.3
	2	0.146	0.8	0.116	2.32	2.19	2X5T10	7.86	18.3
	3	0.146	1.2	0.175	3.5	2.19	2X5T10	7.86	18.3

- **V3X, V4X, V5X :**

Tableau V.35 : Calcul des armatures du voile (V3X, V4X, V5X)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	esp
Zone I	1	0.135	-0.75	/	/	2.02	2X6T12	13.56	16.87
	2	0.135	-0.69	/	/	2.02	2X6T12	13.56	16.87
Zone II	1	0.135	0.82	0.11	2.2	2.02	2X5T12	11.13	16.87
	2	0.135	0.14	0.02	0.4	2.02	2X5T12	11.13	16.87
Zone III	1	0.135	0.95	0.13	2.6	2.02	2X5T10	7.86	16.87
	2	0.135	0.14	0.02	0.4	2.02	2X5T10	7.86	16.87

- **V1X, V2X :**

Tableau V.36 : Calcul des armatures du voile (V1X, V2X)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	esp
Zone I	1	0.18	-1.6	/	/		2X6T12	13.56	18
Zone II	1	0.18	-0.97	/	/		2X5T12	11.13	22.5
Zone III	1	0.18	-1.1	/	/		2X5T10	7.86	22.5

Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille).

Tableau V.37 : Calcul des aciers de couture des voiles.

	zone	S ₁₂ (Mpa)	Avj(cm ²)
V1Y,V2Y,V3Y,V4Y	ZONE I	1.6	7.22
	ZONE II	0.94	4.24
	ZONE III	0.56	2.52
V3X,V4X,V5X	ZONE I	0.83	3.45
	ZONE II	0.73	3.03
	ZONE III	0.54	2.85
V1X ,V2X	ZONE I	0.23	0.12
	ZONE II	0.18	0.09
	ZONE III	0.15	0.08

Aciers horizontaux :

Tableau V.38 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	\bar{r}_u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h ^{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
V1Y,V2Y, V3Y,V4Y	ZONE I	2.24	4.20	9.04	2.19	9.04	2X6T12	13.56	14.66
	ZONE II	1.32	2.47	7.42	2.19	7.42	2X5T10	7.86	18.33
	ZONE III	0.78	1.46	5.24	2.19	5.24	2X5T10	7.86	18.33
V3X,V4X,V5 X	ZONE I	1.16	2.17	9.04	2.01	9.04	2X6T12	13.56	13.5
	ZONE II	1.02	1.91	7.42	2.01	7.42	2X5T10	7.86	16.87
	ZONE III	0.76	1.42	5.24	2.01	5.24	2X5T10	7.86	16.87
V1X ,V2X	ZONE I	0.32	0.6	9.04	2.7	9.04	2X6T12	13.56	18
	ZONE II	0.25	0.46	7.42	2.7	7.42	2X5T10	7.86	22.5
	ZONE III	0.21	0.39	5.24	2.7	5.24	2X5T10	7.86	22.5

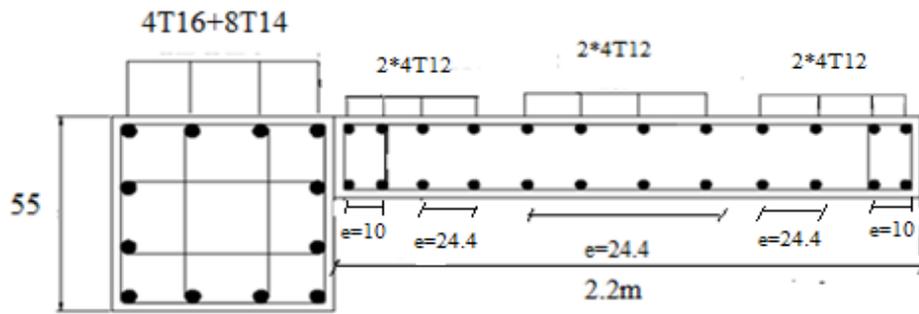


Figure V.11 : Ferrailage Voile V1Y,V2Y,V3Y,V4Y
(Au niveau de Zone I).

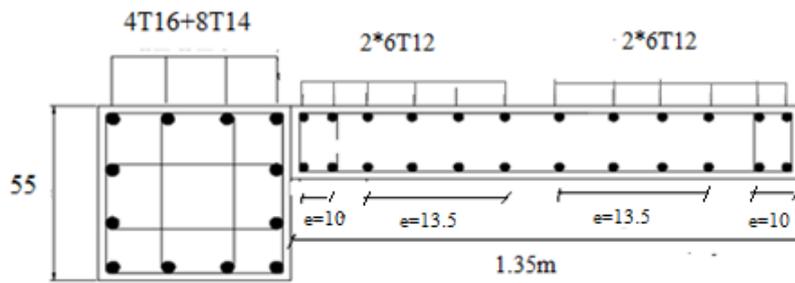


Figure V.12 : Ferrailage Voile V3X,V4X,V5X
(Au niveau de Zone I).

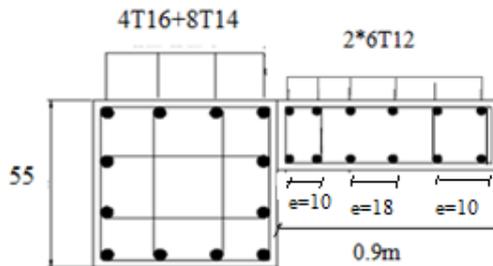


Figure V.13 : Ferrailage Voile V1X,V2X
(Au niveau de Zone I).

V.5.CONCLUSION :

Tout le long de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, et la détermination des ferrailrages de ces derniers. Il a été tenu compte des ferrailrages obtenu par le logiciel **ETABS**.

Les différents ferrailrages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du **BAEL 91[3]** le **RPA99 v 2003 [1]**.

V. LES FONDATIONS :**VI.1 INTRODUCTION :**

Les fondations peuvent être définies de façon générale comme l'ensemble des parties d'un ouvrage en contact avec le sol, c'est à dire l'infrastructure. Elles ont pour rôle de recevoir et transmettre convenablement au sol d'assise, toutes les charges dues à un ouvrage, déterminées par une descente de charges par les semelles continues sous les murs et par les semelles isolées sous les poteaux.

Elles doivent ainsi assurer l'équilibre statique de la construction (pas de glissement horizontal, ni d'enfoncement, ni de basculement).

Il existe plusieurs types de fondation :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.2 CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivant ces paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

La contrainte moyenne admissible du site du projet est estimée à 1.6 bars.

VI.3 CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$ $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.4 CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:

VI.4.1 Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\implies S=A^2$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 2371.82 \text{ KN}$$

$$D'où : S \geq \frac{2157.3}{160} \implies S = 14.82 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} = \sqrt{14.82} = 3.85\text{m} \implies B = 3.85\text{m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que :

L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 3.13 \text{ m} < 1,5 \times B = 5.77\text{m} \dots\dots$ n'est pas vérifiée

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2 Semelles filantes :

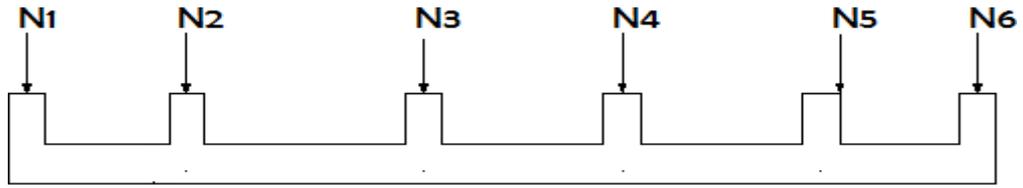


Figure VI.1 : Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur totale de la semelle est compris le débord

$$B \geq \frac{N}{S \times \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N(KN)	S (m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	3123.52	160	22.59	0.86	0.90
2	7918.92	160	22.59	2.19	2.2
3	1604.8	160	12.57	0.79	0.8
4	1408.18	160	7.06	1.24	1.25

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 2xB$

Tel que :

L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 3.13 \text{ m} < 2xB = 4.4 \text{ m}$ n'est pas vérifiée

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible

bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande dusol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture. Donc tout cela nous oblige à opter pour un choix du radier générale.

VI.4.3 Radier Général :

Le radier est un système de fondation constitué d'une dalle épaisse en béton armé, réalisé sous l'ensemble de la construction.

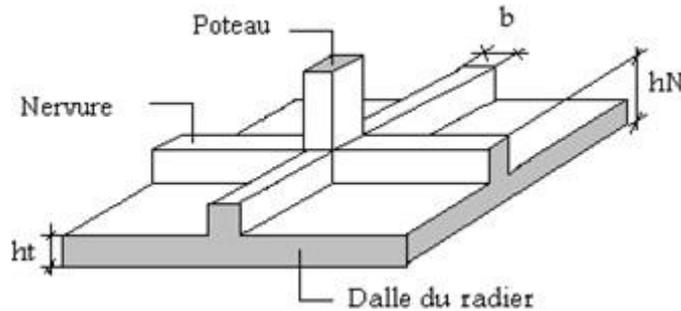


Figure VI.2 : Radier général « nervuré »

VI.4.3.1 PRE DIMENSIONNEMENT DE RADIER :

1.Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a . Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la longueur maximale entre axe .

$L_{max} = 6.53 \text{ m} \implies h_1 \geq 32.65 \text{ cm}$

On prend : **h=40 cm**

b . Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 3 \text{ Mpa}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} \quad q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = 19302.38 \text{ KN} \quad ; L = 6.53 \quad ; b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times b \times 0.9 \bar{\sigma}_u} = 8.97 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 40 \text{ cm.}$$

Pour des raisons constructives on adopte **h=40 cm**

2. Nervure :

. La largeur des nervures :

Condition de coffrage : $b \geq \frac{L_{max}}{10} = 65.3 \text{ cm}$

Donc :

b = 70 cm dans les deux sens (x-x et y-y).

. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$

On a $L_{max} = 6.53 \text{ m}$

$$43.53 \text{ cm} \leq h \leq 65.3 \text{ cm}$$

On prend : **h_{N1}=60 cm.**

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

avec :

- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$
- I: Inertie de la section transversale du radier
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).
- K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$). On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :
 - $K=0,5 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
 - $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
 - $K=12 \text{ [kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol. On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$.

Alors :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}} = 1.2 \text{ m} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h=120cm}$$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier : **h=40cm**
- Les dimensions de la nervure : **h_n=120cm ; b_n=70cm**

VI.4.3.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER :

Tableau VI.2 : caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x _G (m)	y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)
6.02	12.23	13064.31	24040.65

VI.4.3.3 VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e₀ : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

N_r : effort normal de la structure.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M₀: Moment à la base de la structure.

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M₀, V₀ sont tirés à partir du logiciel **ETABS V16.0.1**.

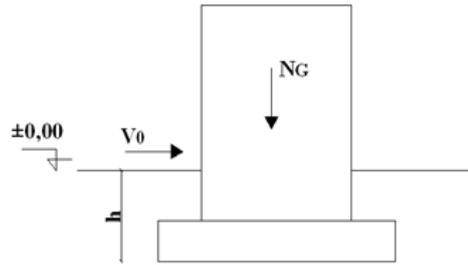


Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x :

$M_0=49915.612 \text{ kN.m}; V_0=2440.09 \text{ kN}; h=4.44\text{m}$

$B_x=23.59\text{m}$

Donc: $M_R=60749.61\text{kN.m}$

Avec :

$NG=NG_1+NG_2$

NG_1 : Poids propre de la structure.

NG_2 : Poids propre du radier et le rempli

A.N:

$NG_1=31638.628\text{KN}$

$NG_2=5923.76\text{KN}$

$NG=37562.38\text{KN}$

$e_0=\frac{60749.61}{37562.38}=1.61\text{m}\leq\frac{B_x}{4}=5.89\text{m}\dots\dots\dots\text{cv}$

Sens-y-y :

$M_0=49880.5\text{KN.m} ; V_0= 2910.9\text{kN} ; h=4.44\text{m}$

$B_y=29.66\text{m}$

Donc: $M_R=62804.89\text{kN.m}$

$e_0=\frac{62804.89}{37562.38}= 3.96\text{m}\leq\frac{B_y}{4}=7.41\text{m}\dots\dots\dots\text{cv}$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

VI.4.3.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LE RADIER :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire $\sigma_{sol}=1.6$ MPa.

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{31638.62}{279.56} = 113.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} \leq \sigma_{sol} = 160 \text{ KN/m}^2$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{12} = \frac{N}{S} + \frac{M_r \times V}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\sigma_{sol} (\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol})$
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33fois la contrainte admissible.

ELU:

$N_u = N_u$ (structure) + 1.35x(poids propre de radier nervuré).

$N_u = 51369.38 \text{ KN}$

M : est le moment de renversement.

$M_{Rx} = 60749.61 \text{ KN.m}$; $M_{Ry} = 62804.89 \text{ KNm}$

$\sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2$ $I_{xx} = 13064.31 \text{ m}^4$ $I_{yy} = 24040.65 \text{ m}^2$ $x_G = 6.02 \text{ m}$, $y_G = 12.23 \text{ m}$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	211.74	155.76	197.74
Sens y-y	215.7	151.8	199.2
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1.5$ $\sigma_{sol} = 240$	$\sigma_2^{max} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} = 212.8$

E.L.S :

$N_{ser}=37562.38\text{kN}$

$\sigma_{sol}=160 \text{ kN/m}^2$

$M_{Rx}=60749.61 \text{ KN.m}; M_{Ry}=62804.89\text{kNm}$

$I_{xx} =13064.31 \text{ m}^4 \ I_{yy} =24040.65 \text{ m}^4 \ x_G =6.02 \text{ m}, y_G = 12.23\text{m}$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	162.35	106.36	148.35
Sens y-y	166.31	102.41	150.33
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1.5 \sigma_{sol}=240$	$\sigma_2^{max} > 0$	$\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} = 212.8$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.3.5 FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.4.3.5.1 FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER :

1/Détermination des efforts :

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée:

$M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

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

a. Valeur de la pression sous radier :

- E.L.U : $q_u = 199,2 \text{ kn/ml}$
- E.L.S : $q_s = 150,33 \text{ kn/ml}$

b. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 6,16 \text{ m.}$$

$$L_y = 6,53 \text{ m}$$

On a le rapport des panneaux $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,94 \leq 1,0$ la dalle travaille dans les deux sens. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

2/Calcul des moments :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6.16	6.53	0.94	0.0419	0.8661	199.2	316.71	269.2	274.30	233.15	95.01
										158.35

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6.16	6.53	0.94	0.0491	0.9087	150.33	280.08	238.06	254.5	216.32	84.02
										140.04

3/Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$;

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$

Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_c^{cal} (cm^2)	Choix	A_c^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	269.2	0.12	0	0.16	33.69	18.36	10T16	20.11	10
	y-y	233.15	0.10	0	0.14	35.05	15.28	10T16	20.11	10
Appuis	x-x	158.35	0.07	0	0.09	34.70	11.08	10T12	11.31	10

4/ VERIFICATIONS NECESSAIRES :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	ϕ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	238.06	20.11	12.36	18	370.13	250	NON
	y-y	216.32	20.11	12.05	18	336.33	250	NON
Appui	x-x	140.04	11.31	8.89	18	377.12	250	NON
	y-y							

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI.9: Correction de la section d'acier

	Sens	M _{ser} (kNm)	choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	ϕ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	238.06	7T25	34.36	10.35	18	223.06	250	OUI
	y-y	216.32	7T25	34.36	9.41	18	202.69	250	OUI
Appui	x-x	140.04	7T20	21.99	7.05	18	199.98	250	OUI
	y-y								

Remarque : La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

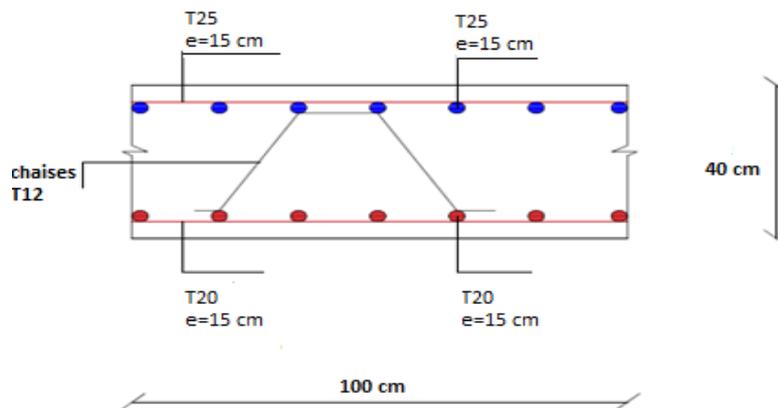


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).

VI.4.3.5.2 FERRAILLAGE DES NERVURES :

1/Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

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

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

2/Calcul des armatures :

$b = 70\text{cm}; h = 120\text{cm}; d = 108\text{cm}$

Sens porteur (x-x) : $L = 6.15 \text{ m} ; q_u = 199.2\text{kN/ml}$.

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	800.51	0.05	0.06	105.40	17.45	6T16+6T14	21.3
Appuis	470.89	0.033	0.041	106.22	10.19	6T16	12.06

Sens non porteur (y-y) : $L = 6.53 \text{ m}; q_u = 199.2\text{kN/ml}$.

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	902.49	0.065	0.08	104.36	19.87	6T16+6T14	21.3
Appuis	530.87	0.038	0.04	105.89	11.52	6T16	12.06

3/Vérfications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots C.V$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Nous avons : $q_{ser} = 150.33\text{KN/ml}$

Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	606.08	21.3	6.44	18	143.6	250	Vérifiée
Appui	356.52	12.06	4.45	18	135.37	250	Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $r_u = \frac{Tu \max}{b_0 d} < \bar{r}_u = \text{Min} \{f_{c28}; 4\text{MPa}\}$

$$r_u = \frac{T_u \max}{b d} \quad T_u \max = \frac{q_u l}{2} = 650.38 \text{KN}$$

$$r_u = \frac{650.38 \times 10^3}{1000 \times 1080} = 0.60 \text{MPa} < \bar{r}_u = 3 \text{MPa}$$

4/Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e} \quad (k=1 \text{ pas se reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{T_u}{2} ; 0.4 \text{MPa}\right)$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varphi_l\right) = 19.2 \dots \dots \dots \text{zone nodale .}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \dots \dots \dots \text{zone courante.}$$

Avec :

$$\varphi_l \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi ; \frac{b}{10}\right) = 1.6$$

On a : $f_e = 500 \text{MPa}$; $\tau_u = 0.86 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{MPa}$; $b = 70 \text{cm}$; $d = 108 \text{cm}$

On trouve :

- $S_t = 20 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t = 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 4.2 \text{cm}^2$: On prend : $6T10 = 4.74 \text{cm}^2$

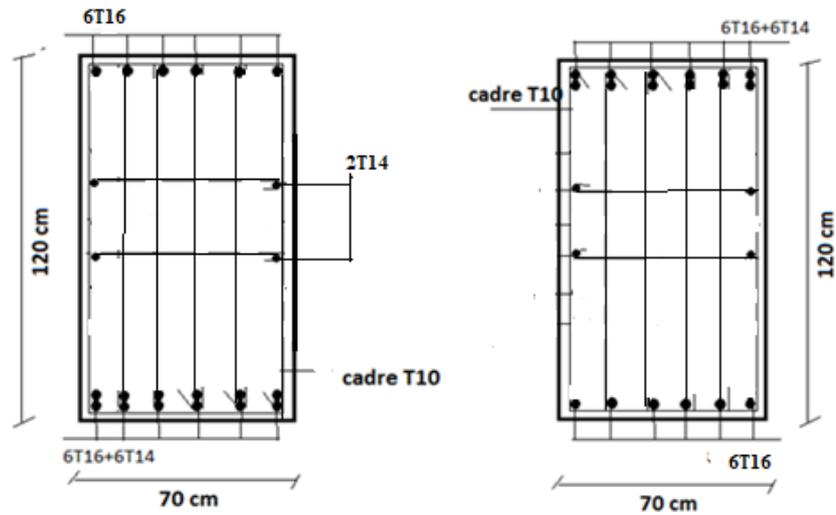
5/Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins $3 \text{cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h = 120 \text{ cm}$).

On opte : 2T14



Appui

Travée

Figure VI.5 : Ferrailage des nervures du sens porteur.

VI.5 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

VI.5.1. INTRODUCTION :

Cette structure comporte un voile périphérique qui forme par sa grande rigidité. Il s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

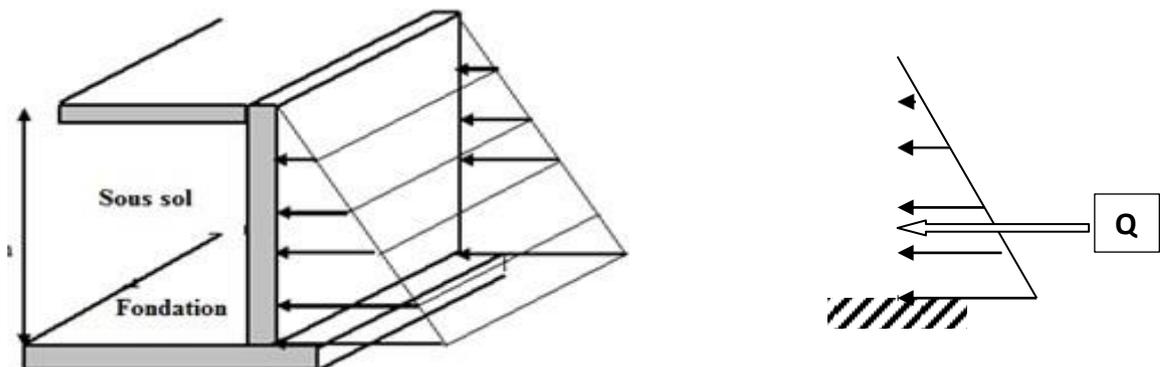


Figure VI.6: Evaluation des charges.

VI.5.2 PRE DIMENSIONNEMENT :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile

périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\% B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

1/Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 2.94 \text{ m}; L_y = 6.53 \text{ m}; e = 20 \text{ cm}.$

La charge de poussées des terres :

donnée par : $Q = A \times \gamma \times h$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\varphi = 23^\circ \quad A = f(\varphi) = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.41$

Donc : $Q = 24.1054 \text{ KN/m}^2$

$Q_u = 1.35 \times 24.10 = 32.54 \text{ KN/m}^2$

2/Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable) :

$\frac{L_x}{L_y} = 0.45 \geq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0.1036 ; \mu_y = 0.2500$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 29.13 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.28 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**
 - $M_{tx} = 0,85 M_x = 24.76 \text{ kNm}$
 - $M_{ty} = 0,85 M_y = 6.18 \text{ kNm}$
- **Moment sur appuis :**
 - $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 14.56 \text{ kNm}$

VI.5.3 FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $f_c = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $F_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13: Ferrailage du voile périphérique .

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	24.76	0.04	0.05	176.4	3.22	6T10	4,71	15
	y-y	6.18	0.011	0.013	179.4	0.8	6T10	4,71	15
Appuis	x-x	14.56	0.026	0.033	177.53	1.88	6T10	4,71	15
	y-y								

VI.5.4 VERIFICATION :

1/Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

2/Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

3/Vérification de l’Effort Tranchant :

$$r_u = \frac{T_u \max}{b_0 d} \leq 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15.76 \times 6.16 \times 6.15}{2 \times 6.16 + 6.15} = 50.33 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15.76 \times 6.16}{3} = 31.88 \text{ KN}$$

$$T_{u \max(T_x; T_y)} = 50.33 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{32.36 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.27 \text{ MPa} \leq 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

4/Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.45 \geq 0.4$$

$$Q_{ser} = 24.10 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.1063 ; \mu_y = 0.3234$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 22.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.16 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**
 - $M_{tx} = 0.85 M_x = 18.81 \text{ kN.m}$
 - $M_{ty} = 0.85 M_y = 6.08 \text{ kN.m}$
- **Moment sur appuis :**
 - $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 11.07 \text{ kN.m}$

b. Vérification des contraintes :

D'après le "BAEL91 modifié 99 " on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau V I.13 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	27.49	6,79	5.17	15	241.58	250	Vérifiée
	y-y	22.20	6,79	1.67	15	78.08	250	Vérifiée
Appuis	x-x	11.07	6,79	3.04	15	142.17	250	Vérifiée

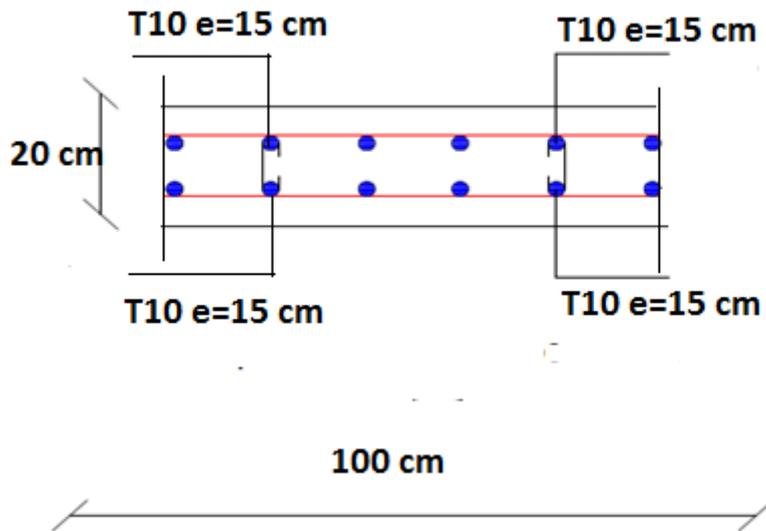


Figure VI.7 : Ferrailage du Voile Périphérique.

VI.6.CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul des ouvrages, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi la géométrie des structures.

Le calcul avec semelle isolée ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite on a passé à un calcul avec radier général .Ce dernier à été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté à été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique d'une hauteur de 4m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce voile sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet est notre première expérience avant d'entamer la vie professionnelle.

Ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant le cursus universitaire, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires en vigueur. Nous avons aussi mis en application divers logiciels de calcul récents qui rentrent dans le domaine du calcul des bâtiments.

Après la présentation de notre projet ainsi que les caractéristiques des différents matériaux utilisés, nous sommes passés au pré dimensionnement des différents éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.

Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (ETABS V9).

La bonne disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, joue un rôle très important pour la justification de l'interaction « voiles-portique ».

La modélisation de structure en utilisant le logiciel ETABS V9, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Le ferrailage des éléments résistants ; à savoir les poteaux et les poutres a été fait respectivement en flexion composée et en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC, ceci nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps. Le ferrailage des voiles a été réalisé par une méthode simplifiée basée sur les contraintes.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour cette structure.

Enfin on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude.

Nous espérons que cet humble travail sera une référence pour d'autres projets de PFE, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

1. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48) [1]

2. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 9** [2]

3. **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000 [3]

4. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2** [4]

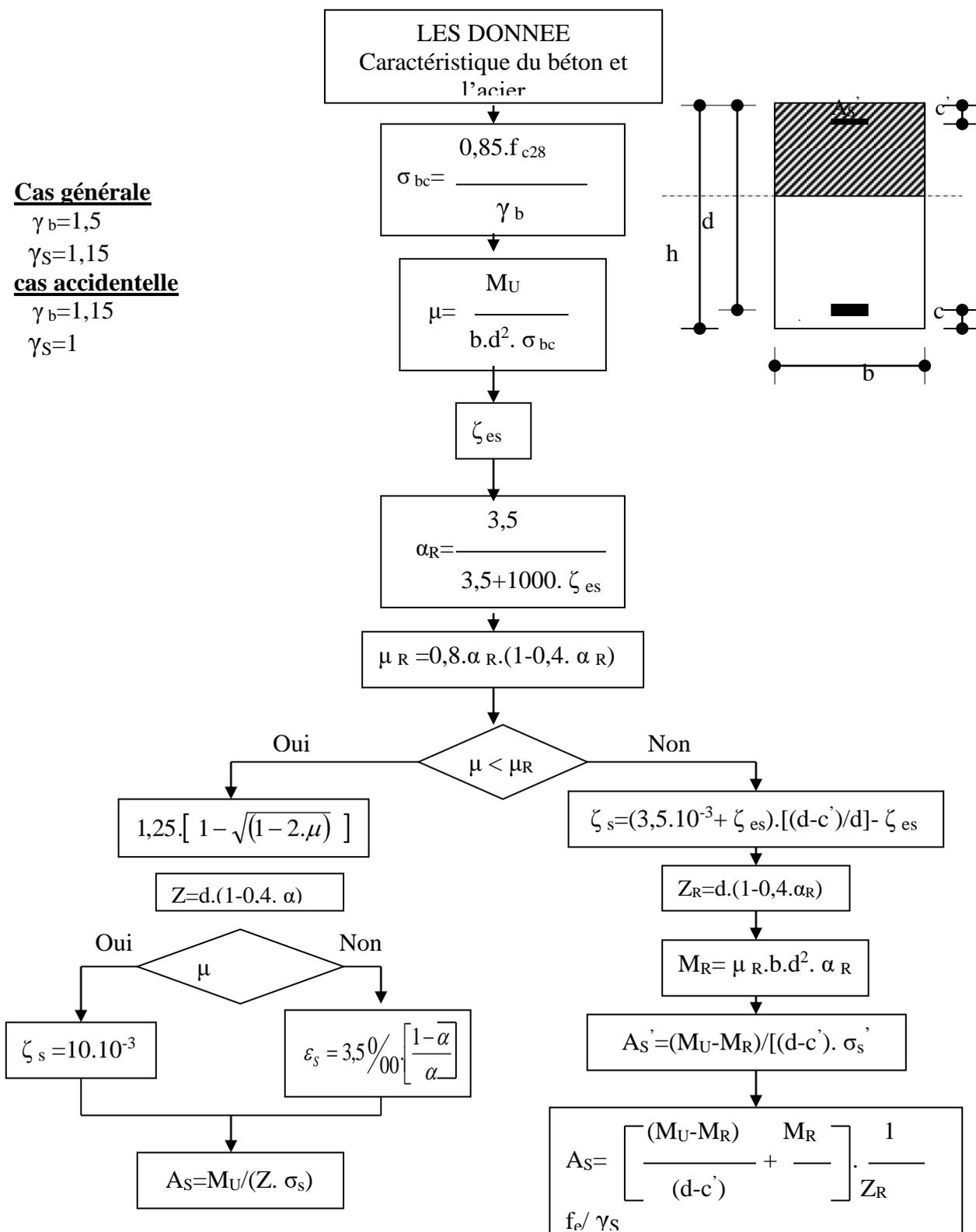
5. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton [5]

6. Les mémoires de fin d'étude [6]

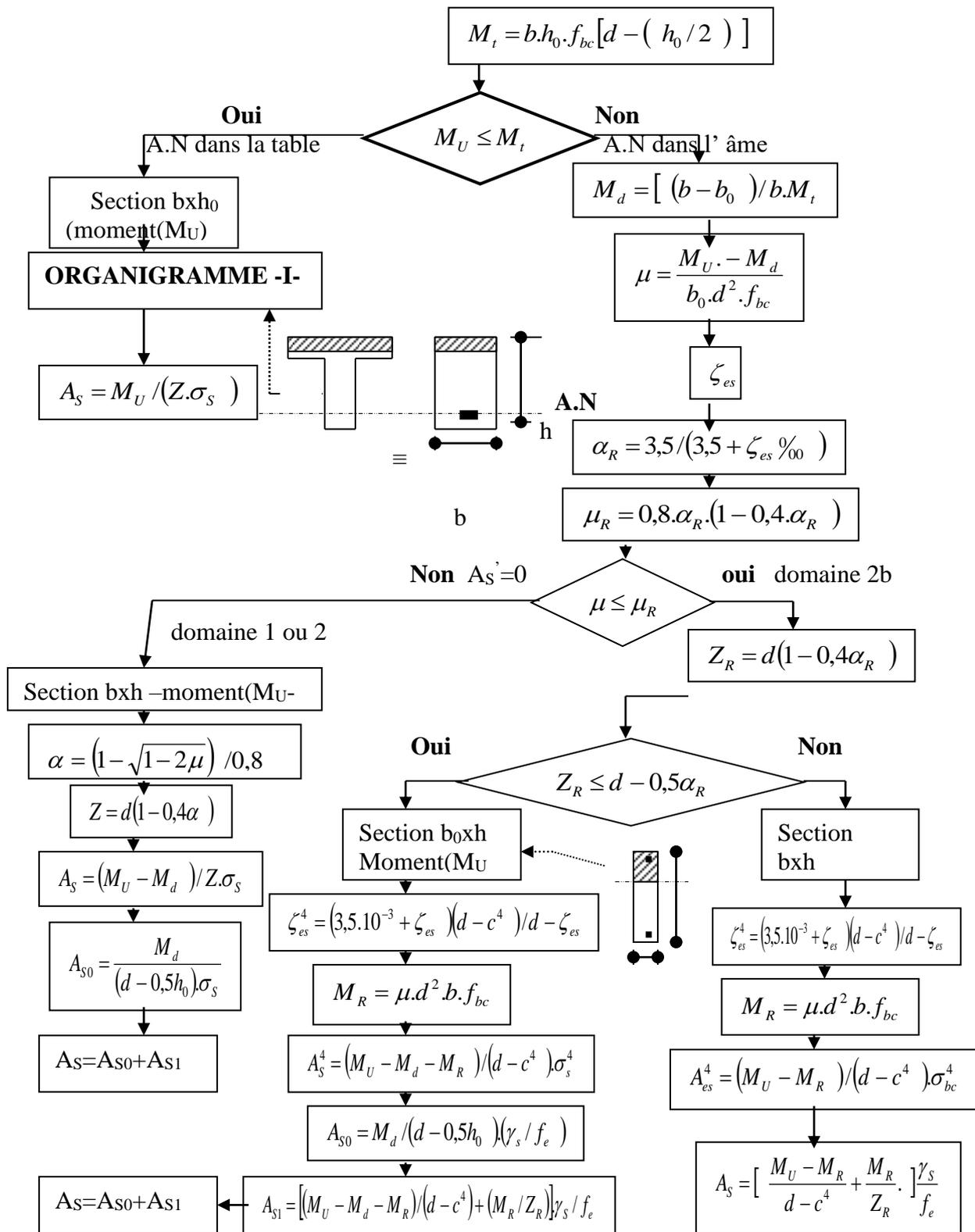
Logiciel :

- ▶ AUTOCAD 2018.....Dessin
- ▶ Sap 2000 v 2014.....Calcul
- ▶ ETABS.....Calcul

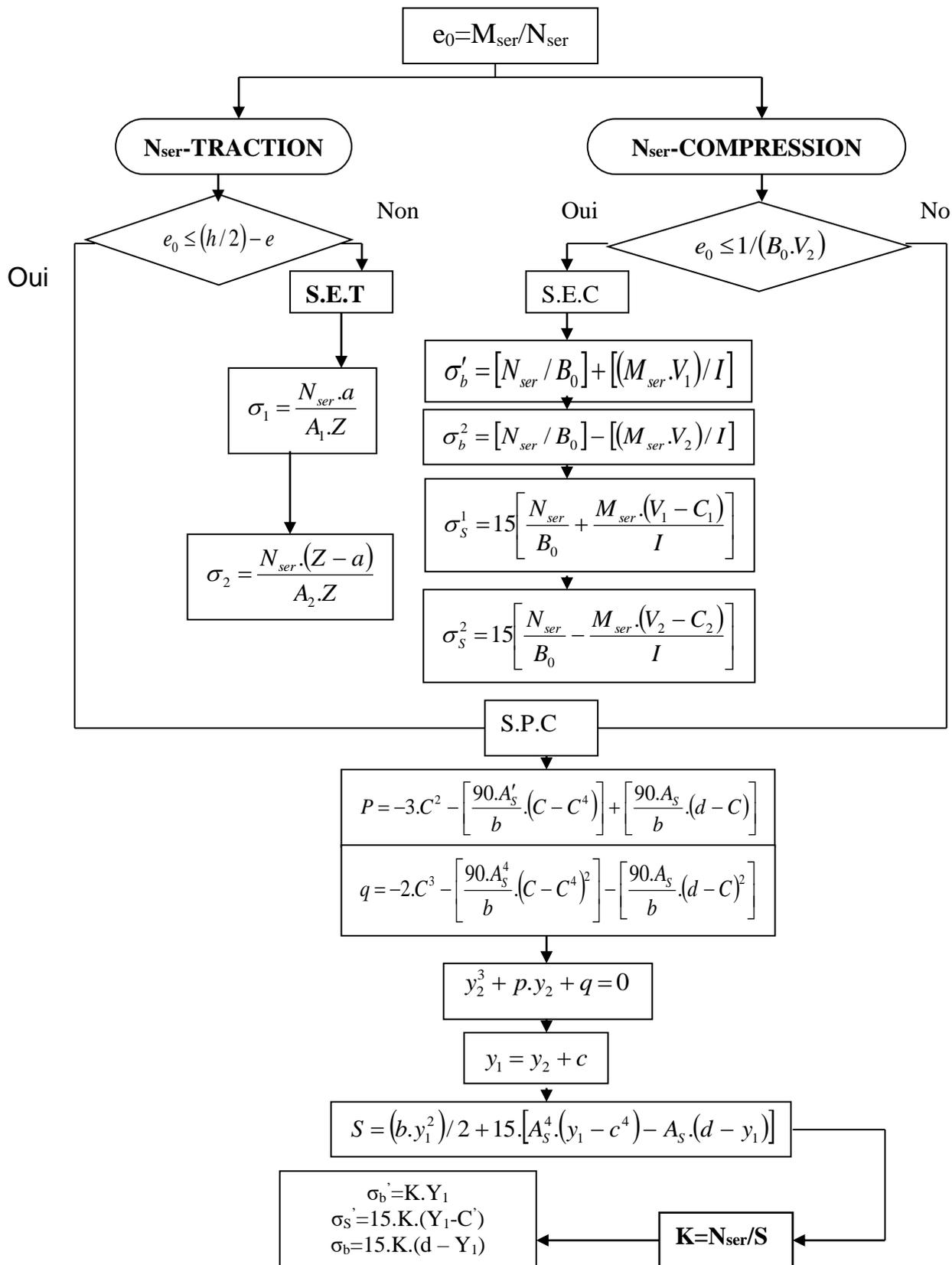
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE

