

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE BLIDA 1



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Fin d'Etudes

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

Thème :

*ETUDE D'UN BATIMENT « R+10+2 SS»A
USAGE D'HABITATION.*

Réalisé par :

*ALI MEHIDI FATIMA ZOHRA.
BOUDAUD AMEL.*

Encadré par :

Mme DEBBIH AMINA.

Promotion 2020/2021

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.....	3
I.4. Hypothèses de calcul.....	8

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	10
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	10
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	11
II.4. Pré dimensionnement.....	16

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère.....	27
III.2. Étude des Plancher.....	35
III.3. Escaliers.....	55
III.4. Les balcons.....	65

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	70
IV.2. Caractéristiques dynamiques propres.....	70
IV.3. Modélisation de la structure.....	71
IV.4. Étude sismique.....	73
IV.5. Résultats de l'analyse pour le modèle 1.....	78
IV.6. Justification du coefficient de comportement.....	82
IV.7. Résultats de l'analyse pour le modèle 2 (après la correction de la valeur de R).....	84
IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	87

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Ferrailage des poutres.....	89
V.2. Ferrailage des poteaux.....	110
V.3. Ferrailage des voiles.....	125

CHAPITRE VI : ETUDE DE SOL ET CALCUL DES FONDATION

VI.2. Calcul des fondations.....	148
CONCLUSION.....	174

Bibliographie

Annexe

☞ REMERCIEMENTS

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

Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

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 promotrice : Mme **DEBBIH Amina** de nous avoir encadrée et accordée 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.*

Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste 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 celle que j'aime le plus au monde : **ma chère mère** qui m'a fait ce que je suis et qui m'a tous donnée, et à **mon cher père** pour sa patience illimitée, son encouragement, son aide et pour ses grands sacrifices ; que dieu vous protège.*

*A mes frères : **Yacine** et **Massi** pour leurs soutien.*

A mes grands-parents, à mes tantes : Houria, Nacira, Noura, Kaissa et mes oncles : Mekhlouf et Samir, et A toute ma famille et nos proches.

Je suis reconnaissant à mon binôme du projet de fin d'étude Ali Mehidi Fatima Zohra pour les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à toute la famille Ali Mehidi.

Tout le respect et gratitude à tous mes enseignants, généralement du département de génie civil de l'université de Blida, spécialement ma promotrice : Mme Debbih Amina ;

A mes amis : Sara, Katia, Kamelia, Hamida, Nawal, Lydia, Lydia, Lila.

A tous la promotion 2021, spécialement : Ikz, Moussab, Rachad, Youcef, Amina, Zoubida, Lyes,

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.

BOUDAUD AMEL.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire,

*A celle que j'aime le plus au monde : **ma chère mère** qui m'a fait ce que je suis et qui m'a tous donnée, et à **mon cher père** pour sa patience illimitée, son encouragement, son aide et pour ses grands sacrifices ; que dieu vous protège.*

A mes frères et mes sœurs pour leur soutien.

A mes grands-parents, à mes tantes, mes oncles, et à toute la famille de mon père et de ma mère, et nos proches.

Je suis reconnaissant à mon binôme du projet de fin d'étude BOUDAUD AMEL pour les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à toute sa famille.

Tout le respect et gratitude à tous mes enseignants, généralement du département de génie civil de l'université de Blida, spécialement ma promotrice : Mme Debbih Amina ;

A mes amis : Zoubida, Amina, Khalida, Chahinaz, Yasmine, Roufaida, Fatima Zohra, Fahima et marwa ;

A tous la promotion 2021, spécialement : Ikz, Moussab, Rachad, Youcef, Amina, Zoubida, Najib.

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.

ALI MEHIDI FATIMA ZOHRA.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف قباو ط10+ي ضراً قباط+ن ييضراً تحت ن يقباط ن ميبلدية
ةعمو ص بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم لزللا ةمواقم ل III ةيرناز جلا دعاوقلا بسد هذا المشروع
محقق بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات
العمودية و الأفقية. قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها دعاوقلا بسد
لزللا ةمواقم ل ةيرناز جلا المعدل في 2003 (*RPA99 version 2003*) و مقياس الاسمنت المسلح (*CBA93*).

RESUME

Le présent mémoire étudie un bâtiment en **R+10+2SS** à usage d'habitation à la commune de soumaa dans la wilaya de Blida. Cette région est classée en **zone sismique III** selon le *RPA99 version 2003*.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au *CBA93* et *RPA99 version 2003*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **SAP**.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building with basement and **R+10+2SS** in the commune of Soumaa in the Blida wilaya. This is classified in a high **seismicity region (III)** according to the Algerian seismic rules *RPA99 version 2003*.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements were elaborated according to the *CBA93* and *RPA99 version 2003*. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **SAP** computer program.

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.
- \bar{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.
- 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.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.

- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{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 consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- 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 a 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

Figure. I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	6
Figure. I.2 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	6
Figure. I.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	7
Figure. II.1: « Dalle en corps creux »	10
Figure. II.2. Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	12
Figure. II. 3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	13
Figure. II. 4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	13
Figure. II. 5 : Constituants d'un mur extérieur.....	14
Figure. II.6 : Constituants d'un mur intérieur.....	14
Figure. II.7 : Section réduite du poteau.....	20
Figure. II.8: Coupe de voile en élévation.....	25
Figure. III.1 : Dimensions de l'acrotère.....	27
Figure. III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	28
Figure. III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.....	29
Figure. III.4: Coupe horizontale d'un acrotère.....	29
Figure. III.5: Position de centre de pression.....	31
Figure. III.6: Ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure. III.7 : Coupe du plancher en corps creux.....	35
Figure.III.8 : Dimensions De La Poutrelle.....	36
Figure.III.9 : Les étaielements.....	39
Figure. III.10: Diagramme Moment fléchissant à ELU.....	41
Figure. III.11: Diagramme Moment fléchissant à ELS.....	42

Figure. III.12: Diagramme Effort tranchant à ELU.....	42
Figure. III.13: Diagramme Effort tranchant à ELS.....	42
Figure. III.14: Diagramme Moment fléchissant à ELU.....	43
Figure. III.15: Diagramme Moment fléchissant à ELS.....	44
Figure. III.16: Diagramme Effort tranchant à ELU.....	44
Figure. III.17: Diagramme Effort tranchant à ELS.....	44
Figure. III.18: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	52
Figure. III.19: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	54
Figure.III.20 : Dimensions de l'escalier.....	55
Figure.III.21: Schéma statique de l'escalier	56
Figure.III.22 : Schéma statique du chargement de l'escalier.....	58
Figure.III.23 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.....	58
Figure.III.24 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.....	59
Figure.III.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	59
Figure.III.26 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	59
Figure.III.27 : ferrailage des escaliers.....	64
Figure.III.28 : Schéma statique du chargement du balcon.....	65
Figure.III.29 : Croquis de ferrailage des balcons.....	69
Figure. IV.1 : Spectre de réponse R=5.....	74
Figure. IV.2 : Modèle 1.....	78
Figure. IV.3 : Spectre de réponse R=3,5.....	83
Figure. IV.4 : Modèle 2(Après la correction de la valeur de « R »).....	84
Figure.V.1 : Arrêts des barres.....	105

Figure.V.2 : Résultats de flèches poutre porteuse	105
Figure.V.3 : Résultats de flèches poutre non porteuse	106
Figure.V.4 : Résultats de flèches poutre non porteuse spéciale.....	107
Figure.V.5 : Résultats de flèches poutre non porteuse chainage.....	107
Figure. V.6 : Ferrailage des poutres	109
Figure. V.7 : Ferrailage des poteaux.....	124
Figure.V.8 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	127
Figure .V.9: Définition de l'élément mur	128
Figure .V.10: murs non raidi latéralement	128
Figure. V.11 : Niveau de vérification.....	130
Figure V.12 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	133
Figure. V.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	135
Figure V.14: Disposition des voiles	138
Figure V.15: Contraintes δ_{22}	146
Figure V.16: Contraintes δ_{12}	146
Figure V.17: Ferrailage des voiles niveau RDC (V1).....	147
Figure V.18: Ferrailage des voiles niveau RDC (V6).....	147
Figure V.19: Ferrailage des voiles niveau RDC (V17).....	147
Figure V.20: Ferrailage des voiles niveau RDC (V5).....	147
Figure V.21: Ferrailage des voiles niveau RDC (V2).....	147
Figure.VI. 1 : Semelle isolée sous poteaux.....	149
Figure .VI. 2 : Semelles filantes.....	150
Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	152
Figure.VI. 4 : schéma statique du bâtiment	155
Figure.VI.5 : Contraintes sous le radier.....	157

Figure .VI. 6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité...	161
Figure .VI.7 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	163
Figure .VI.8 : Ferrailage des nervures du sens porteur.....	166
Figure .VI.9 : Ferrailage des nervures du sens non porteur.....	166
Figure .VI.10 : Schéma statique du débord.....	167
Figure VI.11: Diagramme des Moments.....	167
Figure VI.12: Ferrailage du Débord.....	169
Figure VI.13 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	170
Figure VI.14 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. II.1 : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	22
Tableau. II.2 : Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.	23
Tableau. II.3 : Choix des sections des poteaux	23
Tableau. II.4: Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux à l'ELS.....	24
Tableau. II.5: Choix des sections des poteaux finale.....	24
Tableau. III.1. : Calcul des efforts internes (M, T)	41
Tableau. III.2. : Calcul des efforts internes (M, T)	43
Tableau.III.3 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	45
Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	46
Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	48
Tableau.III.6 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	50
Tableau.III.7 : Charges à l'ELU et l'ELS.....	58
Tableau.III.8: Calcul du ferrailage.....	60
Tableau.III.9 : Vérification à l'ELS.....	62
Tableau.III.10 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	63
Tableau III.11 : Récapitulatif de la vérification des flèche.....	64
Tableau III.12: Combinaison des charges.....	66
Tableau.III.13 : Valeurs des efforts internes.....	67
Tableau III.14: Ferrailage du balcon.....	67
Tableau.III.15 : Vérification des contraintes du balcon.....	69
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	75
Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	79

Tableau. IV.3 : les déferons facteurs pour le modèle 1.....	80
Tableau. IV.4 : Vérification des déplacements inter étages pour le modèle 1.....	80
Tableau. IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 1.....	81
Tableau. IV. 6 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique pour le modèle 1.....	82
Tableau. IV.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....	85
Tableau. IV.8: les déferons facteurs pour le modèle 2.....	86
Tableau. IV. 9 : Vérification des déplacements inter étages pour le modèle 2.....	86
Tableau. IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2.....	87
Tableau IV.11: Calcul de θ_x et θ_y	88
Tableau. V.1 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (Situation Durable).....	91
Tableau. V.2 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (Situation Accidentelle).....	91
Tableau. V.3 : Ferrailage des Poutres porteuse (35x55) (Situation Accidentelle).....	92
Tableau. V.4 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x55).....	92
Tableau. V.5 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x35) (Situation Durable).....	93
Tableau. V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x35) (Situation Accidentelle).....	93
Tableau. V.7 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x35) (Situation Accidentelle).....	94
Tableau. V.8 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (35x35).....	94
Tableau. V.9 : Ferrailage des poutres non porteuses spéciales 35x60 (Situation Durable).....	95
Tableau. V.10 : Ferrailage des poutres non porteuses spéciales 35x60 (Situation Accidentelle)	95
Tableau. V.11 : Ferrailage des poutres non porteuses spéciales 35x60 (Situation Accidentelle)	96

Tableau. V.12 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses spéciales 35x60	96
Tableau. V.13 : Ferrailage des poutres non porteuses (poutres de chainage) (30x 45) (Situation Durable)	97
Tableau. V.14 : Ferrailage des poutres non porteuses (poutres de chainage) (30x 45) (Situation Accidentelle)	97
Tableau. V.15 : Ferrailage des Poutres non porteuse (poutres de chainage) (30x 45) (Situation Accidentelle)	97
Tableau. V.16 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (poutres de chainage) (30x 45).....	98
Tableau. V.17 : Vérification de la condition de non fragilité.....	98
Tableau. V.18 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	99
Tableau. V.19 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	100
Tableau. V.20 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	100
Tableau. V.21 : Vérification des poutres non porteuses spéciales à l'ELS.....	101
Tableau. V.22 : Vérification des poutres non porteuses spéciales à l'ELS.....	101
Tableau. V.23 : Vérification des poutres non porteuses (de chainage) à l'ELS.....	102
Tableau. V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	103
Tableau. V.25 : Calcul des armatures transversales.....	104
Tableau.V.26 : Moment fléchissant et section d'armatures.....	105
Tableau.V.27 : Moment fléchissant et section d'armatures.....	106
Tableau. V.28 : Moment fléchissant et section d'armatures.....	106
Tableau. V.29 : Moment fléchissant et section d'armatures	107
Tableau.V.30 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , N^{\min} , M^{corr}).....	112

Tableau. V.31 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	112
Tableau. V.32 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	113
Tableau. V.33 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	113
Tableau. V.34 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	114
Tableau. V.35 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	114
Tableau. V.36 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	115
Tableau. V.37 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	115
Tableau. V.38 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	116
Tableau. V.39 : Choix des armatures des poteaux.....	116
Tableau. V.40 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	117
Tableau. V.41 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	118
Tableau. V.42 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	118
Tableau. V.43 : Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.....	119
Tableau. V.44 : Espacements maximales selon RPA99.....	121
Tableau. V.45 : Le choix des armatures transversales.....	122
Tableau. V.46 : Valeur de (l_f / l)	128
Tableau. V.47 : calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$	129
Tableau V.48 : Aciers verticaux et horizontaux.....	131
Tableau. 49 : Aciers transversaux.....	131
Tableau V.50 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	136
Tableau V.51 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	137
Tableau V.52 : Caractéristiques des voiles.....	139
Tableau V.53 : Calcul des armatures du voile (V1).....	140
Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V2).....	140

Tableau V.55 : Calcul des armatures du voile (V5).....	141
Tableau V. 56 : Calcul des armatures du voile (V6).....	141
Tableau V. 57 : Calcul des armatures du voile (V11).....	142
Tableau V. 58 : Calcul des armatures du voile (V12).....	142
Tableau V.59 : Calcul des armatures du voile (V17).....	143
Tableau V.60 : Calcul des aciers de coutures des voiles.....	144
Tableau V.61 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	145
Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.....	151
Tableau VI. 2 : Choix de hauteur des nervures.....	154
Tableau VI.3 : caractéristiques géométriques du radier.....	155
Tableau .VI. 4 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	158
Tableau .VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	159
Tableau .VI.6 : Calcul des moments à l'ELU.....	160
Tableau .VI. 7 : Calcul des moments à l'ELS	161
Tableau .VI.8 : Ferrailage des panneaux du radier	161
Tableau .VI.9 : Vérification des contraintes (radier).....	162
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (x-x).....	163
Tableau .VI.11 : Ferrailage des nervures sens (y-y).....	164
Tableau .VI.12 : Vérification des contraintes (Nervure).....	164
Tableau .VI.13 : Ferrailage du débord.....	167
Tableau .VI. 14 : Vérification des contraintes du débord.....	168
Tableau .VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	171
Tableau .VI .16 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	173

1. INTRODUCTION GENERALE :

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de Masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre Structure qui est en forme « Irrégulière ».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de L'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui du **21 MAI 2003** frappé à **BOUMERDES**.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de **R+10+2SS**, Qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, poutres, poteaux, voiles).
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, planchers, escaliers, balcons).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **SAP2000**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- La sixième étape calcul des fondations.

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.1. INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un Bâtiment comporte un RDC+10 étages à usage d'habitation et 2 sous-sol à usage parking, l'ouvrage sera implanté à Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Le bâtiment étudié fait partie du projet « 428 logements » standing +service dans la route université de SOUMAA wilaya de BLIDA.

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

a- Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)37,40 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,40 m
- Hauteur de l'étage courant3,40 m
- Hauteur du 1^{er} sous-sol4,93 m
- Hauteur du 2^{ème} sous-sol 3,74 m

b- Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan27,70 m
- Largeur totale en plan25,00 m

I.2.2. Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.2.3. Classification du bâtiment selon (**RPA 99 versions 2003**) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car il est à usage d'habitation collective usage dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4. Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

I.2.5. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et d'un seul palier intermédiaire.

I.2.6. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.3.1. BÉTON :**a. Composition du béton :**

Un béton hydraulique est constitué de :

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

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 400 kg/m³ le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.

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

Destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures. La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne durabilité.

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

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm avec une section de 201,06 cm².

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

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

b.2. Résistance du béton à la traction :

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

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

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

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

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

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

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

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

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

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

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

d. Coefficient de poisson :

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

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

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

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

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

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

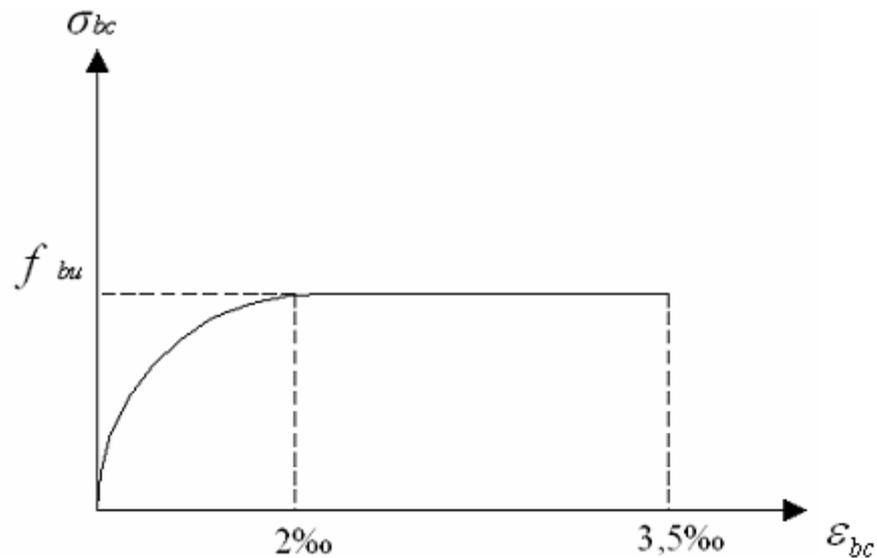


Figure.I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

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

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

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

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

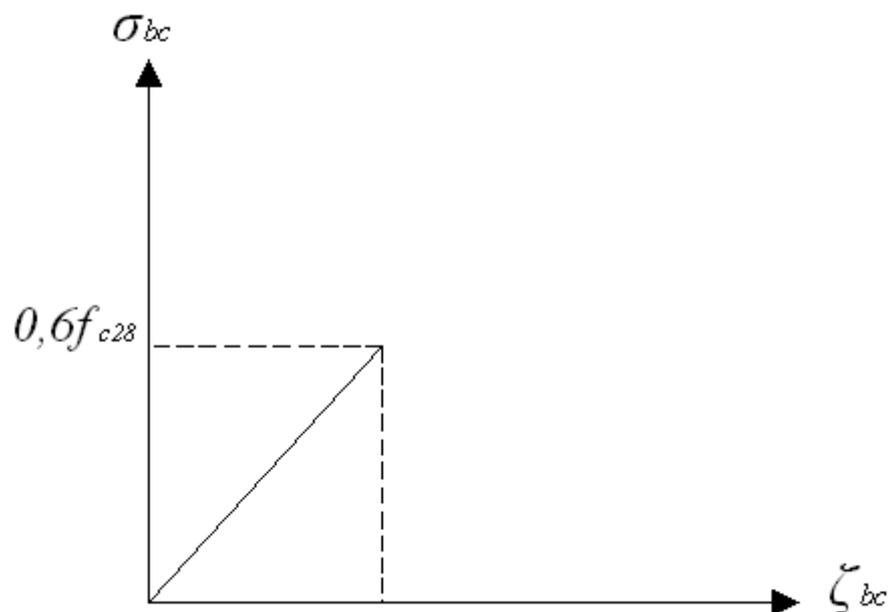


Figure.I.2 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. Aciers :

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

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

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

a. Les limites élastiques :

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

b. Module d'élasticité des aciers :

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

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

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

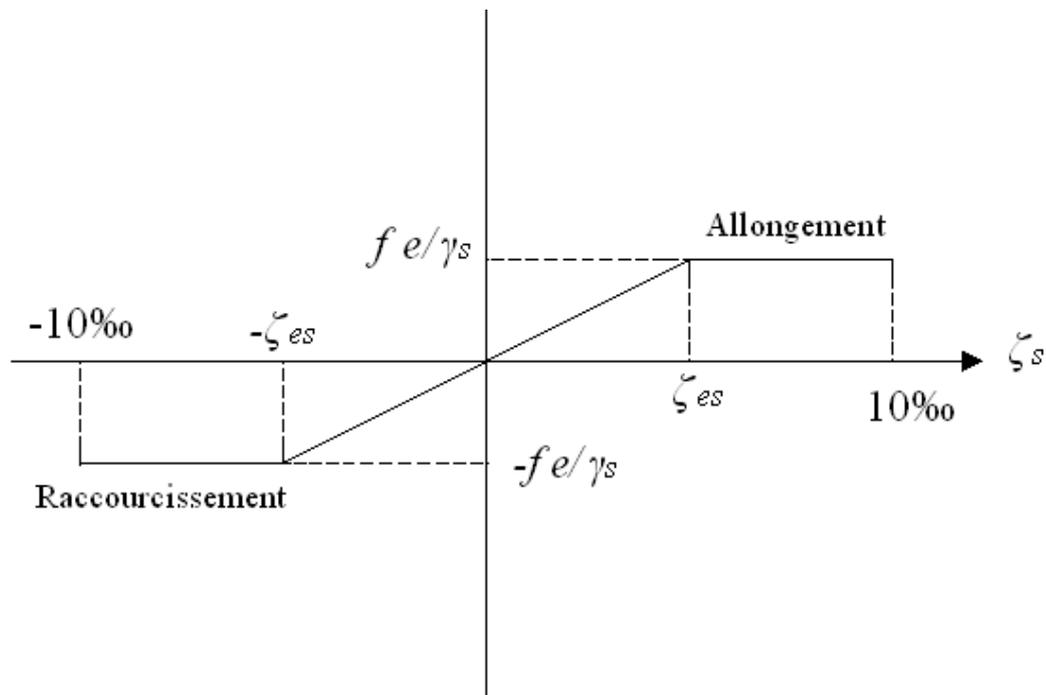


Figure.I.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

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

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

Pour les aciers Fe 400 on a : $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,66 \text{ ‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

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

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

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL :

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation} & \text{durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation} & \text{accidentel le} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10 \text{ ‰}$

II PREDIMENSIONNEMENT :

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique (cas des dommages en béton) et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles **B.A.E.L 91**, **CBA93** et **R.P.A 99 V2003**.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

II.2.1. Dalle en corps creux :

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrage qui sont les corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (l'ourdis).

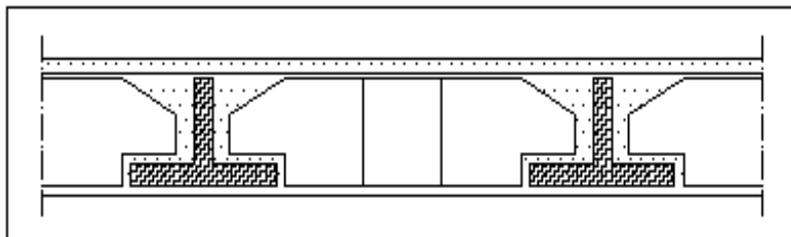


Figure. II.1: « Dalle en corps creux ».

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas : $L = 418 - 30 = 388 \text{ cm}$

$$\frac{388}{25} \leq h_t \leq \frac{388}{20} \Rightarrow 15,52 \text{ cm} \leq h_t \leq 19,40 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher (16+5) cm

$$\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

II.2.2. Dalle pleine (parking) :

Elle concerne les escaliers et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

-Résistance au feu :

- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

-Isolation phonique :

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 13 cm

-Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 40 < e < L_x / 50$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 6,53 - 0,3 \text{ m} = 6,23 \text{ m}$$

$$623/50 < e < 623/40 \Rightarrow 12,46 < e < 15,56 \text{ cm} \text{ On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3. 1. Charges permanentes :

II.3. 1. 1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Gravillon de protection ($e = 5\text{ cm}$) ($\rho=17\text{ kN/m}^3$).....(0,05) (17)	=	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouches	=	0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{moy} = 10\text{ cm}$) ($\rho =22\text{ kN/m}^3$)	(0,1) (22)	= 2,20 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{ cm}$) ($\rho= 4\text{ kN/m}^3$)	(0,04) (4)	= 0,16 kN/m ²
Dalle à corps creux (16+5) cm.....	=	2,94kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{ cm}$) ($\rho =10\text{ kN/m}^3$)	(0,02) (10)	= 0,20 kN/m ²
Polyane.....	=	0,01 kN/m ²
<hr/>		
$\Sigma G =$		6,48 kN/m²

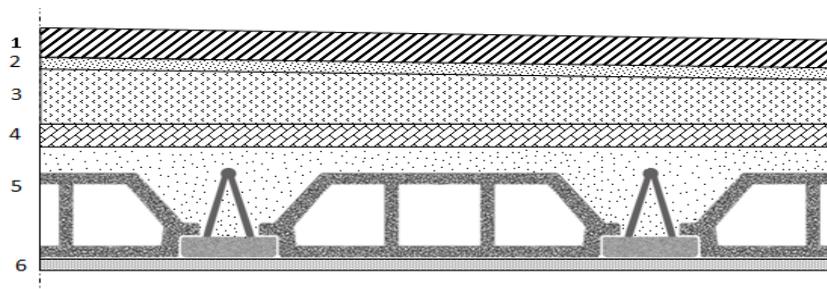


Figure. II.2. Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

II.3. 1. 2. Plancher terrasse accessible (corps creux) :

Carrelage ($e=2\text{cm}$) ($\rho=20\text{kN/m}^3$).....(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) ($\rho=20\text{kN/m}^3$)	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
Etanchéité multicouches	=	0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{moy} = 10\text{ cm}$) ($\rho =22\text{ kN/m}^3$).....	(0,1) (22)	= 2,20 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{ cm}$) ($\rho= 4\text{ kN/m}^3$)	(0,04) (4)	= 0,16 kN/m ²
Dalle à corps creux (16+5) cm.....	=	2,94kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{ cm}$) ($\rho =10\text{ kN/m}^3$)	(0,02) (10)	= 0,20 kN/m ²
Lit de sable ($e=3\text{cm}$) ($\rho=18\text{KN/m}^3$)	(0,03) (18)	= 0,54kN/m ²
<hr/>		
$\Sigma G =$		6,96 kN/m²

II.3.1.3. Plancher étage courant (corps creux) :

Carrelage ($e=2\text{cm}$) ($\rho=20\text{ kN/m}^3$)	(0,02) (20)	= 0,40 kN/m^2
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$) ($\rho=20\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(20)	= 0,40 kN/m^2
Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$) ($\rho=18\text{ kN/m}^3$)	(0,03)(18)	= 0,54 kN/m^2
Dalle à corps creux (16+5) cm		= 2,94 kN/m^2
Enduit au plâtre (2 cm) ($\rho=10\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(10)	= 0,20 kN/m^2
Cloisons légères		= 1,00 kN/m^2
	<hr/>	
	ΣG	= 5,48 kN/m^2

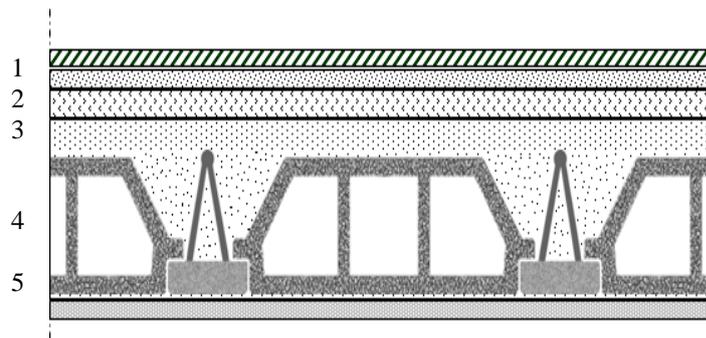


Figure. II. 3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

II.3.1.4. Plancher sous-sol (dalle pleine) :

Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)		= 0,50 kN/m^2
Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....		= 0,40 kN/m^2
Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....		= 0,54 kN/m^2
Dalle pleine ($e=15\text{cm}$).....		= 3,75 kN/m^2
Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....		= 0,20 kN/m^2
Cloisons de distribution($e=10\text{cm}$).....		= 1,00 kN/m^2
	<hr/>	
	$G=$	6,39 kN/m^2



Figure. II. 4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

II.3.1.4 - Maçonnerie :

a / Mur extérieur à double cloison :

Enduit en ciment ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)	(0,02) (18) = 0,36 kN/m ²
Briques creuses ($e = 10\text{cm}$).....	= 0,90 kN/m ²
L'âme d'air ($e = 5 \text{ cm}$)	= 0,00 kN/m ²
Briques creux ($e = 15 \text{ cm}$).....	= 1,30 kN/m ²
Enduit en plâtre ($e = 2 \text{ cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$).....	(0,02) (10) = 0,20 kN/m ²

$$\Sigma G = 2,76 \text{ KN/m}^2$$

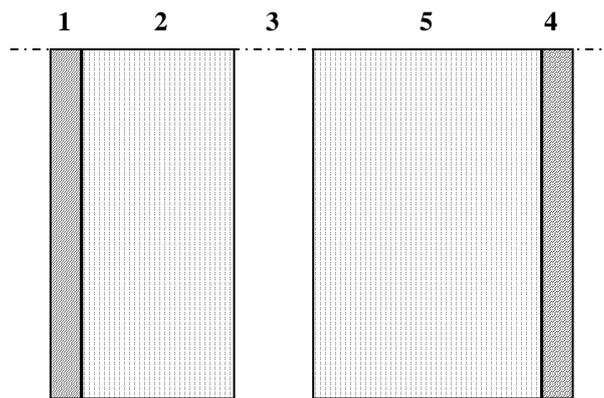


Figure. II. 5 : Constituants d'un mur extérieur

b / Mur intérieur a simple cloison :

Enduit au plâtre ($e = 1,5$).....	(0,015) ($\rho = 10$) = 0,15 kN/m ²
Brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$).....	(0,1) (7) = 0,70 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 1,5$).....	(0,015) (10) = 0,15 kN/m ²

$$\Sigma G = 1 \text{ kN/m}^2$$

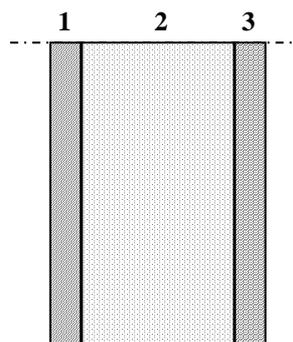


Figure. II.6 : Constituants d'un mur intérieur.

II.3.2.Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante)..... $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$
- Plancher terrasse (inaccessible)..... $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Plancher terrasse (accessible)..... $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher courant (habitation)..... $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Balcon..... $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- Parking..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

II.4. Pré dimensionnement :

II.4.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

La hauteur **h** de la poutre doit être : $L/15 \leq h \leq L/10$

La largeur **b** de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

- L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nus.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.

a) Pré dimensionnement des poutres porteuses (principales et poutre de chaînage):

- La longueur la plus défavorable est égale à Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91 [1]** et vérifier selon le règlement **RPA99 [2]**.

Selon le BAEL :

$$L=653-30=623 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$41,53 \leq h \leq 62,3 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=55 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$16,5 \leq b \leq 38,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **b=35 cm**

Vérification selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ B \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Longrightarrow 55/35 = 1,57$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (35x55).

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres de chainages (35x55).

b) Poutres non porteuses :

$$L=418-30=388 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$25,87 \leq h \leq 38,8 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=35 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On choisit : **b=35 cm**

Vérification selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Longrightarrow 35/35 = 1 \leq 4$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend Poutres non porteuses(35x35).

c) Pré dimensionnement de poutres non porteuses spéciales :**Selon le BAEL :**

$$L=758-30=728 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$45,53 \leq h \leq 72,8 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=60cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$18 \leq b \leq 42 \text{ (cm)}$$

On choisit : **b=35 cm**

Vérification selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ B \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad 60/35 = 1,71 \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend Poutres non porteuses spéciales(35x60).

d) Pré dimensionnement des poutres de chaînage:**Selon le BAEL :**

$$L=568-30=538 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$35,86 \leq h \leq 53,87 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=45cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **b=30 cm**

Vérification selon RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ B \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad 45/30 = 1,5 \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend Poutres de chaînage (30x45).

II.4.2. LES POTEAUX :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

Procédure de pré-dimensionnement :

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

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

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91 [1]** :

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

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $F_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

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

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

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

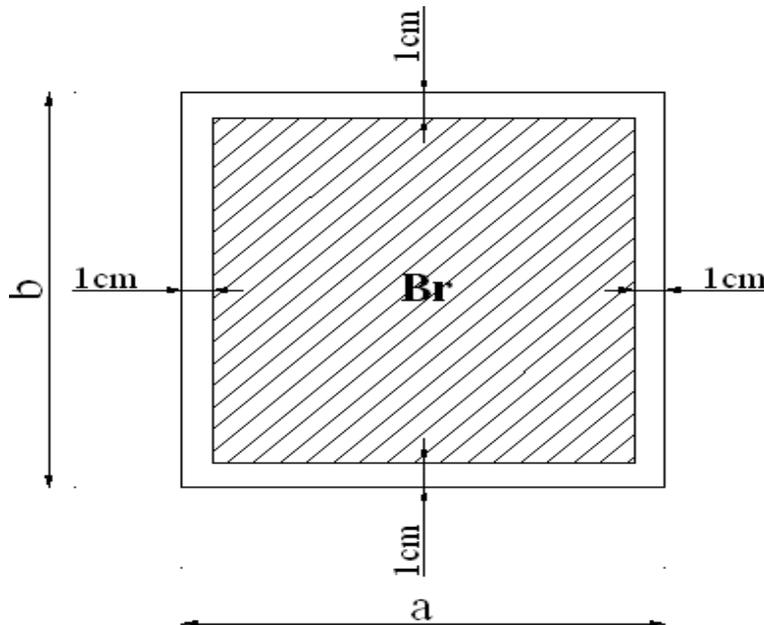


Figure .II.7 : section réduite du poteau.

* Selon le « *BAEL 91 modifié 99* »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$B_r \geq 0,66 N_u \text{ (} B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN)}$$

a) Poteau central :

Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S = 35,89 \text{ m}^2$$

$$\frac{7,58 + 4,18}{2} \times \frac{5,68 + 6,53}{2} = 35,89 \text{ cm}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a.1) Niveau terrasse inaccessible :

- Plancher : (6,48×5,93) =38,42 kN
- Poutres: (2,09×0,35×0,35×25)+ (2,84×0,55×0,35×25) = 20,07kN
- Charge d'exploitation..... 1×5,93=5,93 kN

a.2) Niveau étage courant :

- Plancher buanderie :(2,09×3,265) ×5,48+ 29,07×6,96=239,72 KN
- Plancher étages courant :5,48×35,89=196,68 kN
- Poutres secondaires: (2,09×0,35×0,35×25)+ (3,79×0,6×0,35×25) = 26,30 kN
- Poutres principales : (2,84+3,265)×0,55×0,35×25 = 29,38 KN

Poids des poutres =55,68KN

- Poids des poteaux étages courant3,4 x(0,3)²x25 =7,65 KN
- Poids des poteaux SS1..... 4,93 x(0,3)²x25 =11,09 KN
- Poids des poteaux SS2.....3,74 x(0,3)² x25 =8,42 KN
- Charge d'exploitation 1,5×32,39=48,59 kN

a.3) Dégression des charges d'exploitations :

- Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalent à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,50 Q. valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

Tableau.II.1:Dégression des surcharges des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
P10	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P9	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P8	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P7	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P6	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P5	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P4	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P3	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,50
P2	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,24
P1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10
PRDC	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	10,75

Tableau.II.2 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.

Niveau	Poids plancher	Poids poutres	Poids Poteaux	G _{tot}	G _{cum}	Q plancher	Q _{cum}
10 ^{ème}	38,42	20,07	/	58,49	58,49	5,93	5,93
9 ^{ème}	239,72	55,68	7,65	303,05	361,54	48,59	54,52
8 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	621,55	48,59	103,11
7 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	881,56	48,59	151,7
6 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	1141,5	48,59	200,29
5 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	1401,5	48,59	248,88
4 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	1661,5	48,59	297,47
3 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	1921,6	48,59	346,06
2 ^{ème}	196,68	55,68	7,65	260,01	2181,6	48,59	394,65
1 ^{er}	196,68	55,68	7,65	260,01	2441,6	48,59	443,24
RDC	196,68	55,68	7,65	260,01	2701,6	48,59	491,83
1 ^{er} SS	196,68	55,68	11,09	263,45	2965,0	48,59	540,42
2 ^{ème} SS	196,68	55,68	8,42	260,78	3225,8	48,59	589,01

Tableau.II.3 : Choix des sections des poteaux.

Niveau	NU (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	choix
P10	87,85	57,98	9,61	30×30	35
P9	569,85	376,10	21,39	30×30	35
P8	993,75	655,87	27,61	30×30	40
P7	1417,65	935,65	32,58	30×30	40
P6	1841,55	1215,42	36,86	30×30	45
P5	2265,45	1495,19	40,66	30×30	45
P4	2689,35	1774,97	44,13	30×30	50
P3	3113,25	2054,74	47,32	30×30	50
P2	3537,14	2334,51	50,31	30×30	55
P1	3961,02	2346,99	50,44	30×30	55
PRDC	4384,94	2894,06	55,79	30×30	60
PSS1	4813,48	3176,90	58,36	30×30	60
PSS2	5238,42	3457,36	60,79	30×30	65

Tableau.III.4: Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux à l'ELS.

Niveau	NU/B	Ns	Ns/1,15B	f_u	$0,6 \times f_{c28}$	Vérification
P10	0,72	64,42	0,46	14,17	15	Vérifiée
P9	4,66	416,06	2,96	14,17	15	Vérifiée
P8	8,12	724,66	5,15	14,17	15	Vérifiée
P7	8,87	1033,26	5,62	14,17	15	Vérifiée
P6	11,51	1341,86	7,3	14,17	15	Vérifiée
P5	11,19	1650,46	7,09	14,17	15	Vérifiée
P4	13,29	1959,06	8,42	14,17	15	Vérifiée
P3	12,46	2267,66	7,89	14,17	15	Vérifiée
P2	14,15	2576,27	8,97	14,17	15	Vérifiée
P1	13,1	2884,86	8,3	14,17	15	Vérifiée
PRDC	14,5	3193,46	9,18	14,17	15	Vérifiée
SS1	13,38	3505,5	8,47	14,17	15	Vérifiée
SS2	14,56	3814,87	9,22	14,17	15	Vérifiée

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

● **Choix des sections des poteaux :**

Tableau. II.5: Choix des sections des poteaux finales.

Etages	Sections carrées (a×b)cm ²
10 ^{ème}	35×35
9 ^{ème}	35×35
8 ^{ème}	40×40
7 ^{ème}	40×40
6 ^{ème}	45×45
5 ^{ème}	45×45
4 ^{ème}	50×50
3 ^{ème}	50×50
2 ^{ème}	55×55
1 ^{er}	55×55
RDC	60×60
SS1	60×60
SS2	65×65

II.4.3. LES VOILES :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par le RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

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

L'épaisseur minimale est de 15cm De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

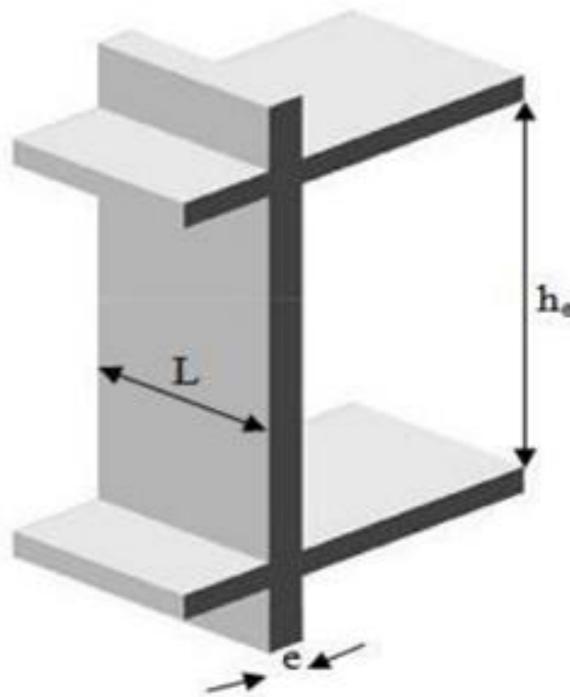


Figure.II.8: coupe de voile en élévation.

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

Rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3,40 - 0,55 = 2,85 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 14,25 \text{ cm}$$

D'après le « **RPA 99 version 2003** » [2] : $a_{min} = 15 \text{ cm}$

On prend : $a = 15 \text{ cm}$.

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1. ACROTÈRE :

III.1.1. INTRODUCTION :

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

- Son poids 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 $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

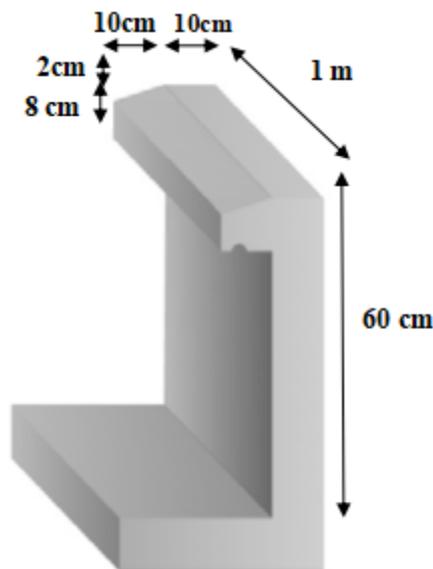


Figure .III.1 : Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,05) + \frac{(0,1 \times 0,05)}{2} \right] = 0,0675 \text{ m}^2$$

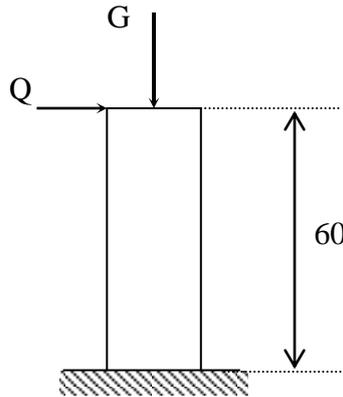


Figure.III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0675 = 1,69 \text{ kN / ml}$$

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

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times 1,4 = 0,41 \text{ kN / ml}$$

$$\mathbf{G=2,10\text{kN/ml}}$$

b. Charge d'exploitation :

- **Q=1,00kN/ml** (main courante).

- **L'action des forces horizontales (F_p) :**

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

Avec :

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

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

W_p : Poids de l'acrotère =2,10 kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,10=1,68 \text{ kN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,68 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,68 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,10 \text{ kN/ml et } Q=1,68 \text{ kN/ml}}$$

III.1.3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,835 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 1,68 \times 0,6 = 1,512 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 1,68 = 2,52 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2,10 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \times h = 1,008 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,68 \text{ kN}$$

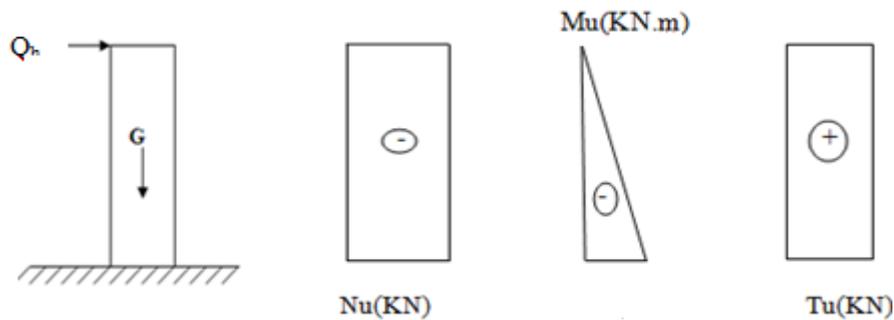


Figure .III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE:

$h=10\text{cm}$; $d=0,9h=9\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

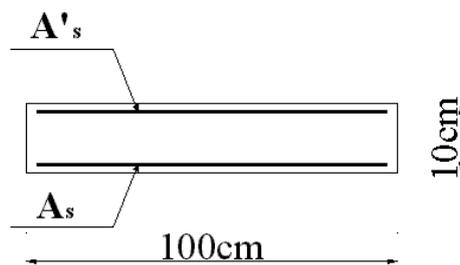


Figure .III.4: Coupe horizontale d'un acrotère.

•Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,512}{2,835} = 53,33 \text{ cm} = 0,53 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

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

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

● **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,512 + 2,835 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,597 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,597 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} = 0,014$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,014)} \right) = 0,0176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,0176) = 89,37 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1,597 \times 10^6}{89,37 \times 348} = 51 \text{ mm}^2$$

• $A_{s1} = A'_s = 0$

• $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51 - \frac{2,835 \times 10^6}{348} = 42,85 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 42,85 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » [1] :

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

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; Fe=400 \text{ MPa} ; b=100 \text{ cm} ; h=10 \text{ cm} ; d=9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \left(\frac{1000 \times 100}{1000} \right); 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,086 \text{ cm}^2 \} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 6T6=1,70 cm²

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

III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,7}{4} = 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6=1,13 cm² avec un espacement $s_t = \frac{60 - 4}{3} = 18,33 \text{ cm}$

S_t=20cm

III.1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,008}{2,1} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

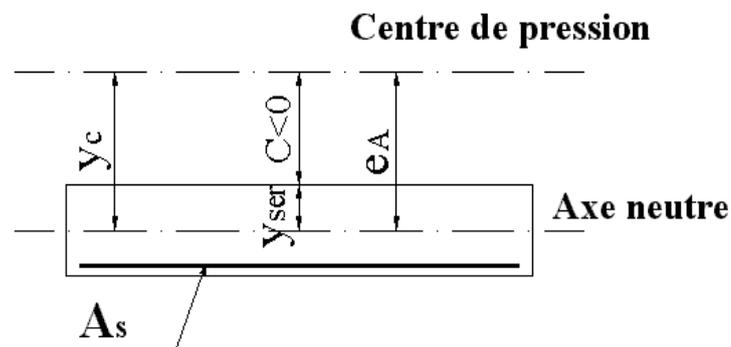


Figure .III.5: position de centre de pression

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

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

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{1,008}{2,1} + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,52 \text{ m} = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = 9 - 52 = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3(-43)^2 + (6 \times 15)(-43 - 2) \times \frac{1,7}{100} + (6 \times 15)(9 - (-43)) \times \frac{1,7}{100} = -5536,29 \\ q = -2(-43)^3 - (6 \times 15)(-43 - 2)^2 \times \frac{1,7}{100} - (6 \times 15)(9 - (-43))^2 \times \frac{1,7}{100} = 157975,13 \end{array} \right.$$

Donc l'équation de 3^{ème} degré devient $y_c^3 - 5536,29y_c + 157975,13 = 0$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -18,31 \times 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,996351 \Rightarrow \varphi = 175,10^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,92$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,89 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,06 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 40,82 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 45,06 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 45,06 - 43 = 2,06 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 2,06 \text{ cm} \\ y_c = 45,06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

●Calcul du moment d’inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] \quad ; \quad n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} 2,06^3 + 15 [1,7(9 - 2,06)^2 + 0 (2,06 - 2)^2] = 1519 ,56 \text{ cm}^4$$

●Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,10 \times 10^3 \times 45,06 \times 10}{1519 ,56 \cdot 10^4} \right) \times 20,6 = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l’acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{2,1 \times 10^3}{1519 ,56 \times 10^4} \times 450 ,6 \right) (90 - 20 ,6) = 68 ,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = 15 \left(\frac{2,1 \times 10^3}{1519 ,56 \times 10^4} \times 450 ,6 \right) (90 - 20 ,6) = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 68 ,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. VÉRIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,52 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

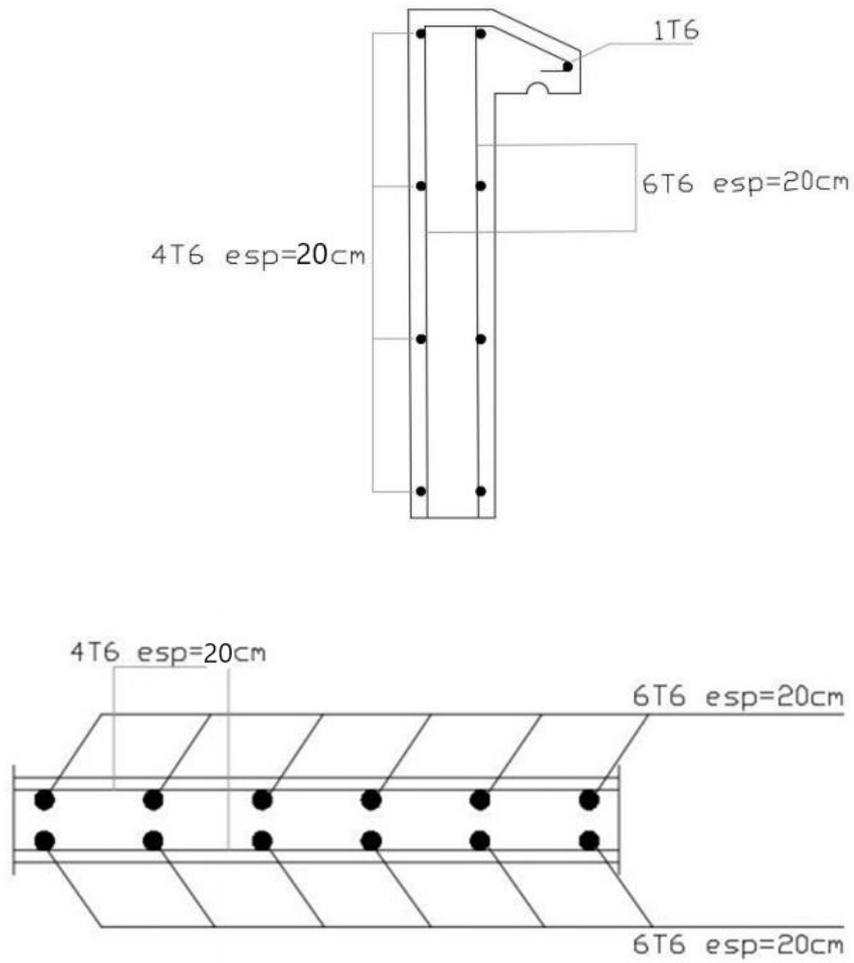


Figure III.6. Ferrailage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1. INTRODUCTION :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

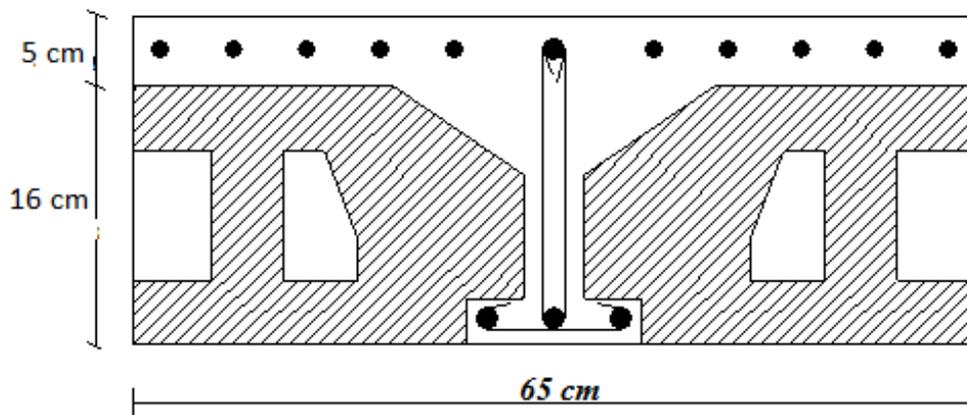


Figure. III.7 : Coupe du plancher en corps creux

a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a.1. Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

$$\text{On a: } h_t = 21 \text{ cm; avec } h_0 = 5 \text{ cm; } h = 16 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } b_0 = 12 \text{ cm, } b = 65 \text{ cm}$$

$$c = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

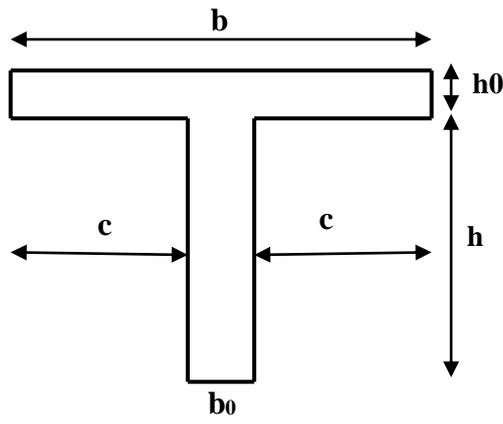


Figure.III.8 : DIMENSIONS DE LA POUTRELLE.

a.2. 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.2.1. Méthode forfaitaire [1] :

a.2.1.1. Domaine d’application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
- Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_i \geq \text{Max} \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_i \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{int ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{de rive} \end{cases}$

Avec :

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

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

M_i : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

●Moment sur appuis :

$M_a = 0,15 M_0$ Appuis de rives

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

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

●Moment en travée :

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

Avec :

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

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

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

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

$l_w=1$pour une travée de rive

$l_w=0,8l$pour une travée intermédiaire

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

●Effort tranchant :

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

Avec :

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

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

a.3. Calcul des poutrelles :

On a deux types des poutrelles :

- Poutrelle à (03) travées.
- Poutrelle à (07) travées.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère}étape** : Avant le coulage de la table de compression.
- **2^{ème}étape** : Après le coulage de la table de compression.

a.3.1. Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de 7 travées
- On considère que les poutrelles sont simplement appuyées à ses extrémités, elles supportent :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1 \text{ kN/m}^2$

a.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
 Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,456 \text{ kN/ml}$
G=1,606 kN/ml

➤ **Charges d'exploitation :**

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

a.3.1.2. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,14 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,256 \text{ kN/ml}$

a.3.1.3. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,14 \times (5,10)^2}{8} = 10,20 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,256 \times (5,10)^2}{8} = 7,33 \text{ kNm}$$

a.3.1.4. Ferrailage :

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

$M_u=10,2 \text{ KNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,96 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

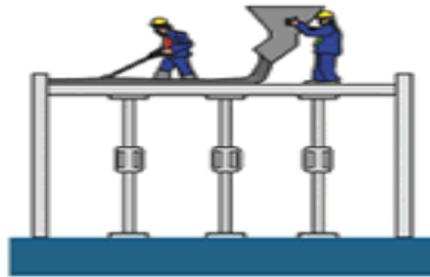


Figure.III.9: Les étaielements

a.3.2. Après le coulage de la table de compression :

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

a.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

❖ Plancher terrasse inaccessible :

➤ Charge permanentes :

$$G=6,48 \times 0,65=4,21 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

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

❖ Plancher terrasse accessible :

- ❖ On utilise le programme (SAP) pour calculer les Moment fléchissant et les Effort tranchant

Tableau. III.1. : Calcul des efforts internes (M, T).

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-	-	1-2	5,10	9,27	6,76	-	-13,08	-	-9,54
2	-12,57	-9,16	2-3	2,48	4	2,92	20,07	-17,49	14,63	-12,75
3	-	-	3-4	4,18	5,25	3,82	15,66	-16,35	11,41	-11,92
4	-10,08	-7,35	4-5	3,6	4,81	3,53	16,80	-16,58	12,25	-12,08
5	-10,08	-7,35	5-6	4,18	5,25	3,82	16,58	-16,80	12,08	-12,25
6	-	-	6-7	2,48	4	2,92	16,35	-15,66	11,92	-11,41
7	-12,57	-9,16	7-8	5,1	9,27	6,76	17,49	-20,07	12,79	-14,6
8	-	-	-	-	-	-	13,08	-	9,54	-

➤ Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

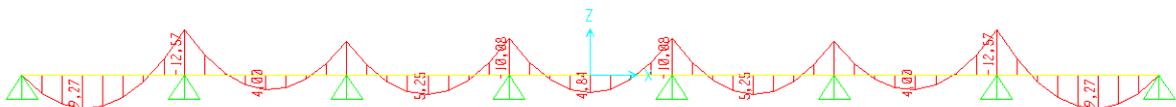


Figure. III.10: Diagramme Moment fléchissant à ELU.

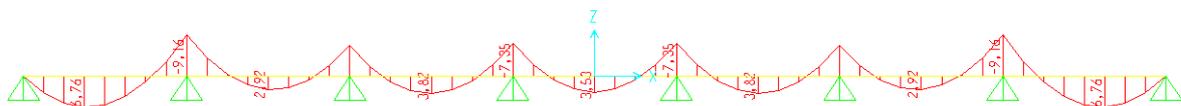


Figure. III.11: Diagramme Moment fléchissant à ELS.

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

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-	-	1-2	5,1	12,72	9,27	-	-15,40	-	-11,2
2	-16,07	-11,7	2-3	2,48	3,79	2,77	23,09	-19,25	16,8	-14,03
3	-16,07	-11,7	3-4	4,18	12,72	9,27	19,25	-23,09	14,03	-16,8
4	-	-	-	-	-	-	15,4	-	11,23	-

➤ Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

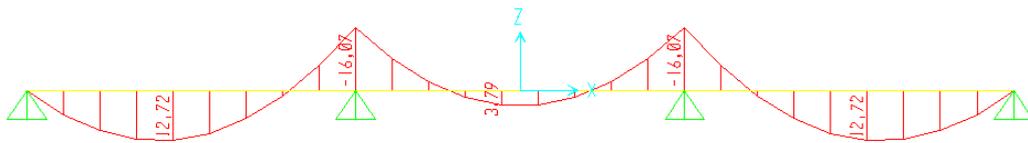


Figure.III.14: Diagramme Moment fléchissant à ELU.

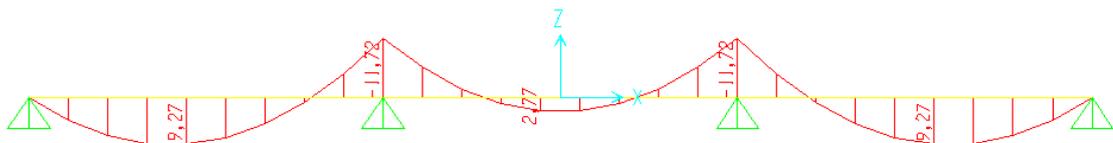


Figure. III.15: Diagramme Moment fléchissant à ELS.

- Effort tranchant :

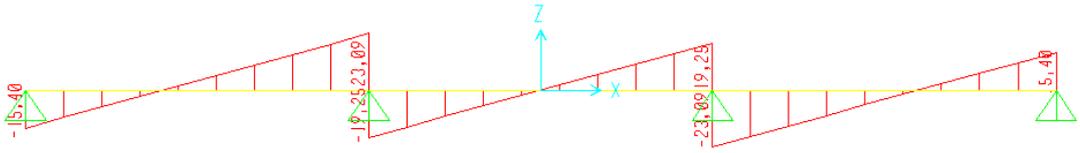


Figure. III.16: Diagramme Effort tranchant à ELU.

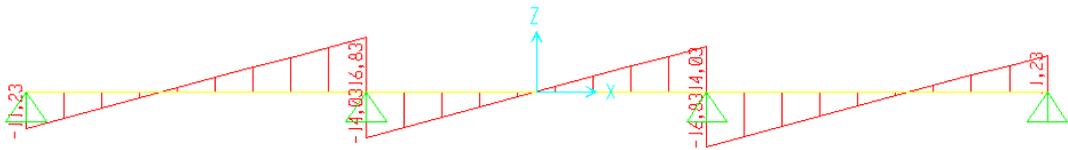


Figure. III.17: Diagramme Effort tranchant à ELU.

b. Calcul du ferrailage :

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 12,72 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 16,07 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 23,09 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 9,27 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 11,72 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}^{\max} = 16,83 \text{ KN}$$

b.1. Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9 \text{ cm}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

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

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_{s\text{choi}}(\text{cm}^2)$
12,72	0,038	Oui	0	0,049	18,52	Oui	10‰	348	1,97	3T12	3,39

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,97\text{cm}^2; 1,48\text{cm}^2\} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\text{max}} = 16,07 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$

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

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

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_{s\text{choi}}(\text{cm}^2)$
16,07	0,048	Oui	0	0,062	18,42	oui	10‰	348	2,50	2T14	3,08

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{2,5\text{cm}^2; 1,48\text{cm}^2\} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3,08\text{cm}^2$)

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 23,09 \text{ kN}$.

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

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

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

Avec : $T_u = 15,40 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15,40 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,754 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} \frac{1}{\gamma_s} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{23,09 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,13 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,14 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

c.2. 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.

c.2.1. 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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

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

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0=12 \text{ cm}$ (appuis) ; $c=c'=2 \text{ cm}$

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

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

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules

qui suivent :

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

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

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	9,27	2,26	0	3,94	9039,64	4,04	Vérifiée
Appuis	11,72	3,08	0	4,52	11847,62	4,47	Vérifiée

c.2.2. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier : [3]

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

Avec:

h=21 cm ; b₀=12 cm ; d=18,9 cm ; L=5,10m ; M_{tser}=9,27 kNm ; M₀= $\frac{q \times l^2}{8}$ =17,88kNm ;

A_s=2,26 cm² ; f_e=400 MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,0625$ non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,009 < 0,0105$ vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,070$ non vérifiée

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

Flèche totale : Δf_t = f_v - f_i ≤ f̄ [1].

Tel que : f̄ = $\frac{L}{500} + 0,5 \text{ cm} = 1,52 \text{ cm}$ (L > 5 m)

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

• Position de l'axe neutre « y_1 » [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15 A_s}$$

• Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

• Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.6 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,27	3,39	7,518	0,015	144,68	2,75	1,10	0,340	25314,34	29781,57	18423,82

• Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \left(f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,25 \text{ cm} \quad (L = 5,10 \text{ m})$$

• Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,95 \text{ cm} < \bar{f} = 1,52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

« BAEI 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

« RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b_0}{10} \right)$$

\varnothing_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varnothing_l \leq \text{Min} (0,68 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,68 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_l = 8 \text{ mm}$

Donc :

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6,38 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 19,44 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,63 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone} \quad \text{nodale} \\ \bullet S_t \leq 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone} \quad \text{courante} \end{array} \right.$$

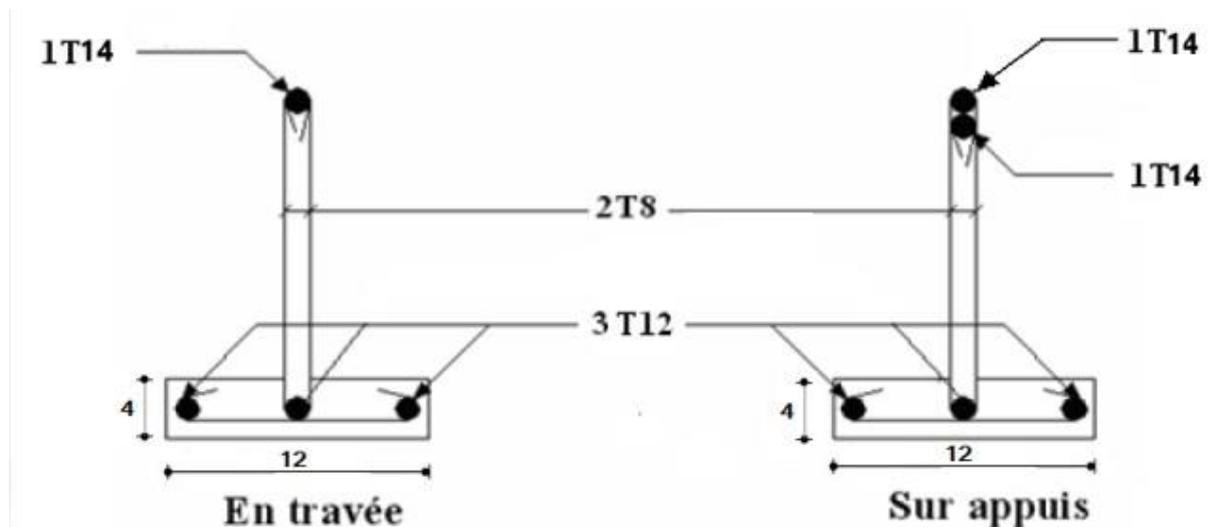
• **Choix des armatures :**

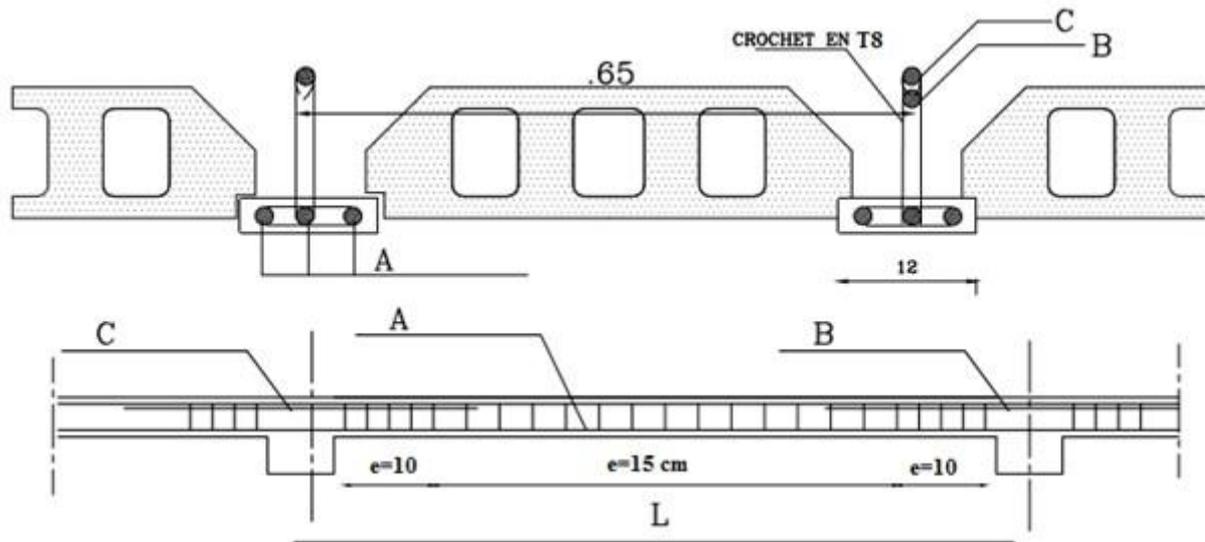
On adopte : $A_t = 2\varnothing 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 28,05 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone} \quad \text{nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone} \quad \text{courante} \end{array} \right.$





Avec :

TYPE	Long.l	A	B	C
1	5,1	3T12	1T14	1T14

Figure. III.18: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

e. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS. TIE 400 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$).

On a : $L=65\text{cm}$.

Donc on obtient : $A_1=0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $5T5=0,98\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} .$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T5=0,98\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

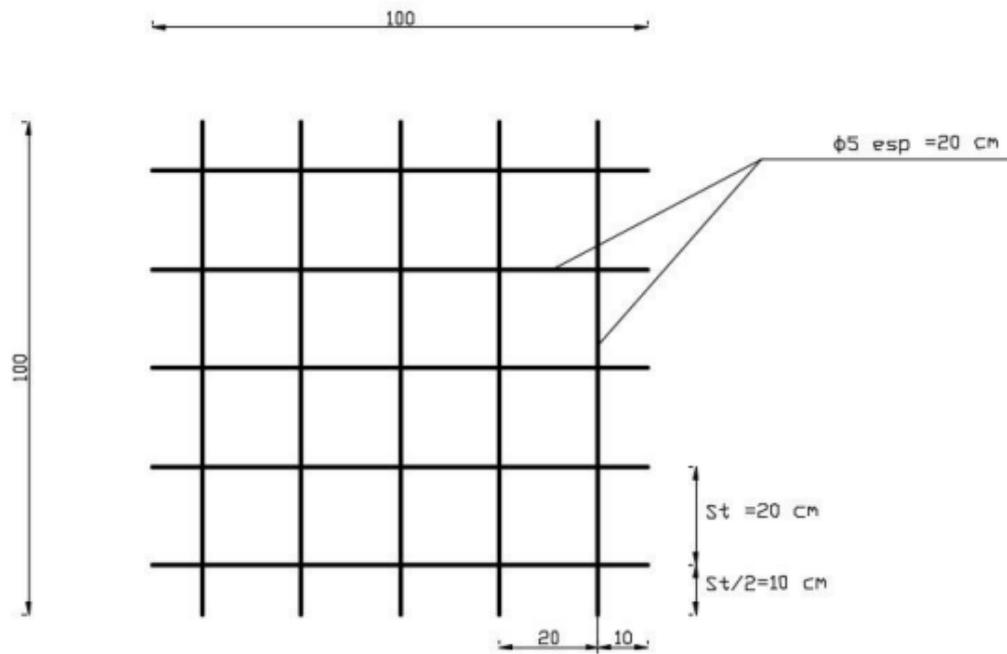


Figure. III.19: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.4. ESCALIER :

III.4.1. INTRODUCTION :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS 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.

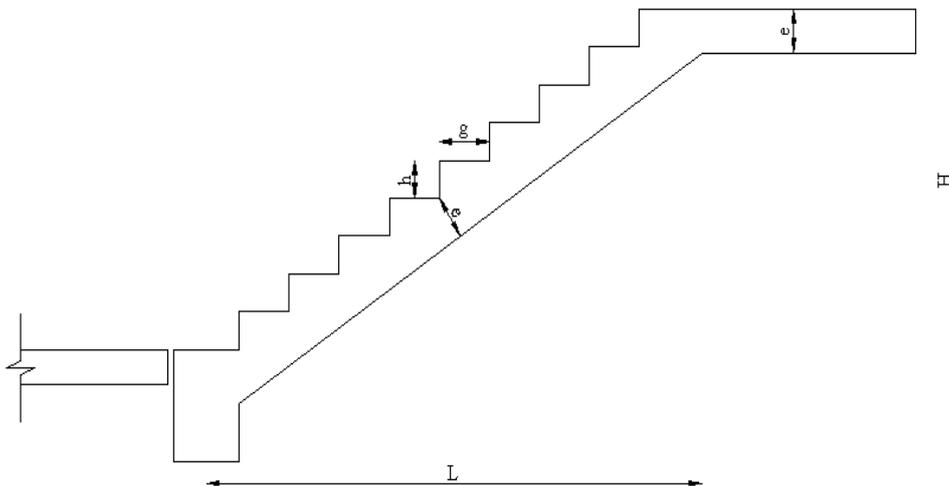


Figure.III.20 : Dimensions de l'escalier.

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

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

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

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

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

$(n-1)$: Le nombre des marches.

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

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

Avec :

n : La racine de l'équation.

●Schéma statique de l'escalier :

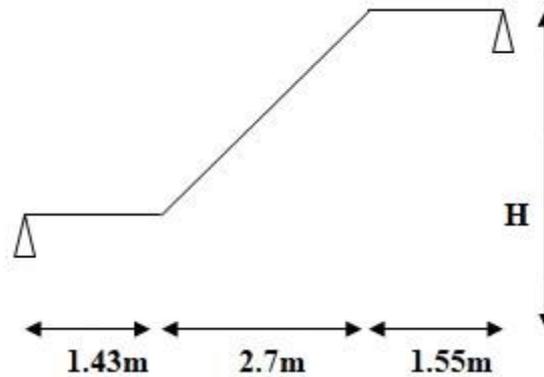


Figure.III.21: Schéma statique de l'escalier.

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

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 10 \dots \dots \dots \text{accepté.}$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche n=10.
- le nombre des marches n-1=9.

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,70}{10} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{2,70}{9} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

●Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfié}$$

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

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 20,57 \text{ cm} \leq e \leq 30,85 \text{ cm}$$

Avec : $l = 1,43 + \sqrt{L^2 + H^2} + 1,55 = 1,43 + \sqrt{(2,7)^2 + (1,70)^2} + 1,55 = 6,17 \text{ m}$

On prend donc l'épaisseur $e=21 \text{ cm}$.

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

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

● **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,6296 \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

III.4.3.EVALUATION DES CHARGES

a. Palier

● **Charges permanentes :**

- Carrelage (2,5 cm).....	0,50 kN/m ²
- lit de sable (e=3cm)	0,54 KN/m ²
- Poids propre du palier	25×0,21 = 5,25 kN/m ²
- Enduit de ciment	18 ×0,02 = 0,36 kN/m ²
	ΣG = 6,65 kN/m²

● **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}$$

b. La volée

● **Charge permanente :**

- Poids propre de la paillasse	25×0,21/ cos (32,19) = 6,20kN/m ²
- Poids propre de la marche	25×0,17/2 = 2,13 kN/m ²
- Carrelage (2cm)	25×0,02 = 0,50 kN/m ²
- Enduit de ciment	18 ×0,02 = 0,36 kN/m ²
- garde-corps en maçonnerie	= 0,6 kN/m ²
	Σ G = 9,79 kN/m²

● **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

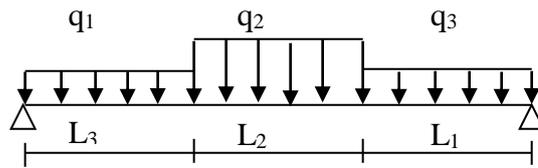


Figure.III.22: Schéma statique du chargement de l'escalier.

III.4.4. DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

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

a) Combinaison des charges :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Tableau.III.7 : Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
volée	9,79	2,5	16,97	12,29
Palier	6,65	2,5	12,73	9,15

•DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :

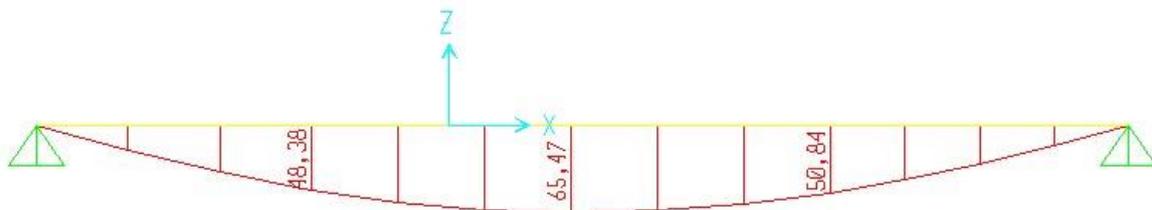


Figure.III.23 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.

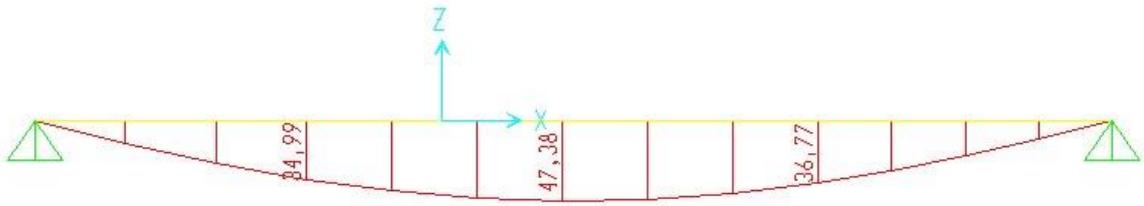


Figure.III.24 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS

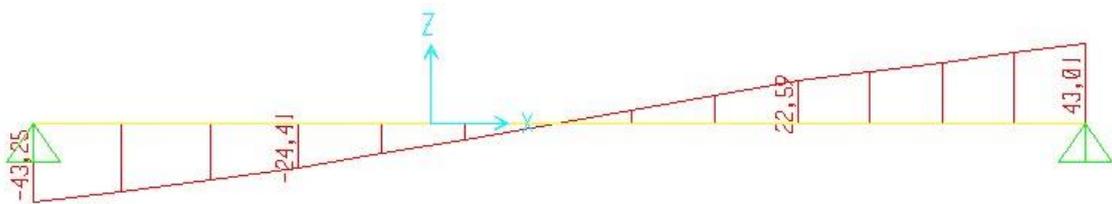


Figure.III.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

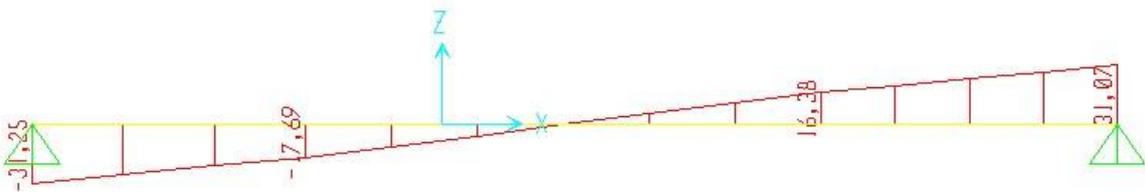


Figure.III.26 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.4.5. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 21 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 18,9 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 65,74 = 55,88 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 65,74 = 32,87 \text{ kNm}$

Tableau.III.8 : Calcul du ferrailage.

	M _U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A _s ' [cm ²]	A _s [cm ²]	choix	A _s ^{Adoptée} [cm ²]
Travée	55,88	0,110	0,146	17,80	0	9,03	8T12	9,05
Appui	32,87	0,065	0,163	17,67	0	5,35	8T10	6,28

✓ **Espacement :**

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

On prend : esp=20 cm

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

On prend : esp=20 cm

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 4.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 6T8=3.02cm² avec S_t=15cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

III.4.6.Vérifications :

A. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18,9 \times 2,1 / 400 = 2,28 \text{ cm}^2$

En travée: $A_s = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$ vérifiée

B. L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

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

$$\begin{aligned} T_u = 43,25 \text{ kN} &\Rightarrow \tau_u = 43,25 \times 10^3 / (189) (1000) \\ &\Rightarrow 0,23 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

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

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

condition suivant :

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

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 43,25 - 32,87 / (0,9) (0,189) = -150 \text{ kN} < 0$$

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

C. Vérification à l'E.L.S :

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

D. Vérification des contraintes du béton :

• Position de l'axe neutre :

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

$$\Rightarrow 100 y^2 + (30 \times 9,05) y - (30 \times 18,9 \times 9,05) = 0$$

$$\Rightarrow 100 y^2 + 271,5 y - 5131,35 = 0$$

$$\Delta = 271,5^2 + 4 \times 100 \times 5131,35 = 2126252,25$$

On prend la racine positive : $y = 5,93 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 (5,93)^3}{3} + 15 \times 9,05 (18,9 - 5,93)^2 = 29786,92 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,27 \times 10^6}{29786,92 \times 10^4} (5,93 \times 10) = 8,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 47,38 = 40,27 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 47,38 = 23,69 \text{ kNm}$

Tableau.III.9: Vérification à l'ELS.

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	40,27	9,05	5,93	29786,92	8,01	Vérifiée
Appui	23,69	6,28	4,82	20088	5,68	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,21}{6,17} = 0,034 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{9,05}{100 \times 18,9} = 0,00479 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,034 < 0,19 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5 \text{ cm} \end{cases} \quad L = 6,17 \text{ m} > 5 \text{ m.}$$

● **Moment d’inertie de la section homogène I₀ :**

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d’inertie fictif.}$$

Avec :

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

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818 ,87 MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.10: Vérification de la flèche de l’escalier.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
40,27	9,05	0.0048	235,44	4,37	1,75	0,555	86753,52	27859,60	44009,40

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,171 \text{ cm} \\ f_v = 0,322 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,151 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5 \text{ cm} = \frac{617}{500} + 0,5 \text{ cm} = 1,734 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,151 \text{ cm} < \bar{f} = 1,734 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

• **Les résultats de Calcul de la flèche :**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.11 : Récapitulatif de la vérification des flèche

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$\bar{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,171	0,322	0,151	1,734	Vérifiée

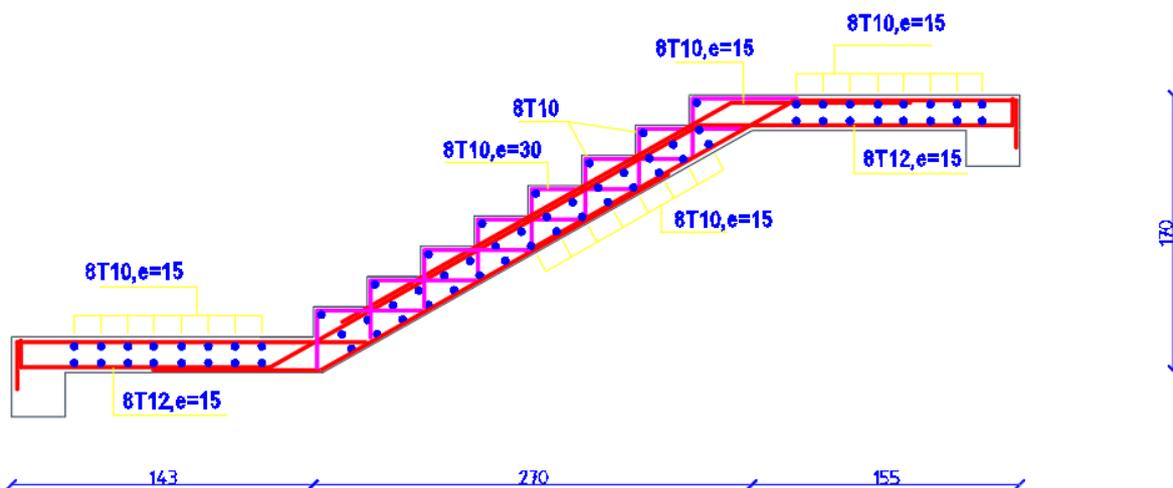


Figure.III.27 : ferrailage des escaliers.

III.5. BALCONS

III.5.1. INTRODUCTION

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm.

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon,

- En porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encasté et libre à l'extrémité.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

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

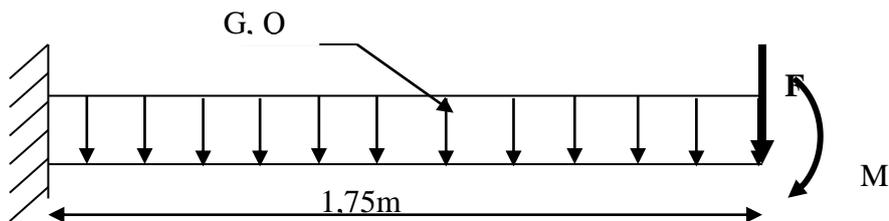


Figure .III.28: schéma statique du chargement du balcon.

➤ Epaisseur du balcon

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{1,75}{10} = 17,5 \text{ cm}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1,75\text{m}$$

On prend: $e=18\text{cm}$.

III.5.2.EVALUATION DES CHARGES

a. Charge permanente :

Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$)	$= 0,50\text{ kN/m}^2$
Mortier de pose ($e=2\text{ cm}$; $\rho=20\text{ kN/m}^3$).....	$= 0,40\text{ kN/m}^2$
Lit de sable ($e=3\text{ cm}$; $\rho=18\text{ kN/m}^3$).....	$= 0,54\text{ kN/m}^2$
Dalle pleine ($e=18\text{ cm}$).....	$= 4,5\text{ kN/m}^2$
Enduit en ciment ($e=2\text{ cm}$).....	$= 0,36\text{ kN/m}^2$
	$G=6,29\text{ kN/m}^2$

b. Charge d'exploitation :

$$Q=3,50\text{ kN/m}^2$$

• Pour une bande de 1m

$$G \times 1\text{ m} = 6,29 \times 1 = 6,29\text{ KN/ml}$$

$$Q \times 1\text{ m} = 3,5 \times 1 = 3,5\text{ KN/ml}$$

c. Charge concentrée "F":

➤ Enduit au ciment	$0,36\text{ KN/m}^2$
➤ Maçonnerie ($\text{ép}=10\text{ cm}$)	$0,90\text{ KN/m}^2$
➤ Enduit au ciment	$0,36\text{ KN/m}^2$
	$F=1,62\text{ KN/m}^2$

• Pour une bande de 1m

$$F \times 1\text{ m} = 1,62 \times 1 = 1,62\text{ KN/m}^2$$

d. Moment due à la main courante

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1\text{ KN/m}^2$$

e. Combinaison des charges :

Tableau III.12 : Combinaison des charges.

	ELU	ELS
q (kN/ml)	13,74	9,79
F (kN)	2,19	1,62
M_{mc}	1,50	1,00

f. Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant :** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$
- **Effort tranchant :** $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.13 : Valeurs des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	-26,37	-12,40
T (kN)	26,24	18,75

III.5.3. CALCUL DES FERRAILLAGES

a. Armatures principales

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=16,2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Tableau III.14 : Ferrailage du balcon.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
26,37	0,071	Oui	0	0,092	15,60	4,86	5T12	5,65	20

➤ **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2$$

Le choix est de: **4T8=2,01cm²** avec: **S_t=20cm**

III.5.4. VERIFICATIONS

a. Condition de non fragilité

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

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,24 \cdot 10^3}{1000 \cdot 162} = 0,143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

1. Vérification des contraintes

Position de l'axe neutre "y"

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

Moment d'inertie "I"

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

Avec

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=16,2\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15 \eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau. III.15: Vérification des contraintes du balcon.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
12,40	5,65	4,46	14644,16	3,78	Vérifiée	149,11	vérifiée

2. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{18}{175} = 0,102 > 0,0625$ vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 16,2} = 0,0049 < 0,0084$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,102 \geq 0,1$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

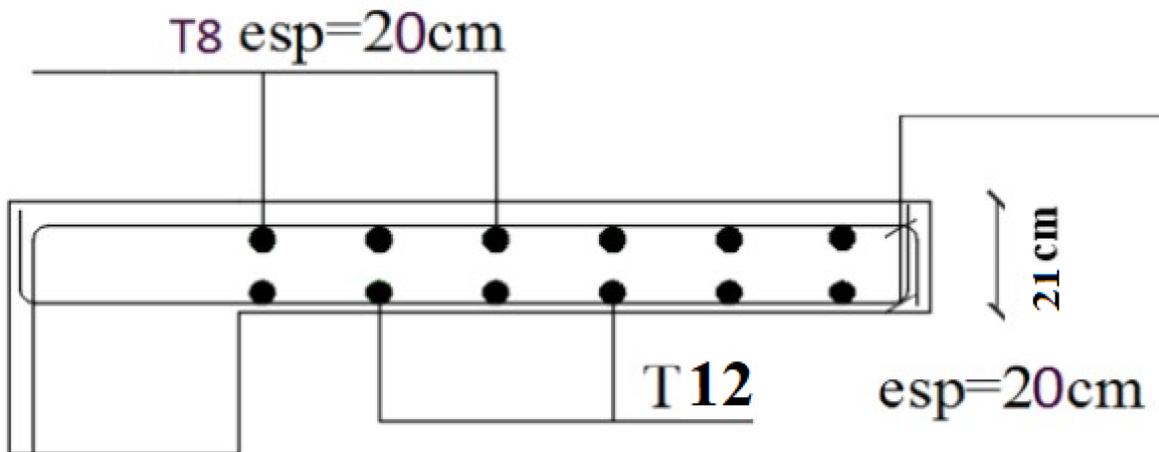


Figure III.29 : Croquis de ferrailage des balcons.

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

IV.2. CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

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.

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

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : On utilise le programme (**SAP**) pour calculer (**version 2014**).

IV.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i)
Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1)
- Chaque voile est modélisé par un élément shell à quatre nœuds (rectangulaire).
- Tous les planchers sont constitués par des dalles à corps creux, à l'exception du porte-à-faux qui sont réalisées en dalles pleines.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE :

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres ainsi que les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4. ÉTUDE SISMIQUE :

IV.4.1. INTRODUCTION :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel On utilise le programme (**SAP**) pour calculer (**version 2014**).

IV.4.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 version 2003** » [2] ; Ce dernier propose trois méthodes de calcul des forces sismiques :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

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 supérieure à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3. SPECTRE DE RÉPONSE :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

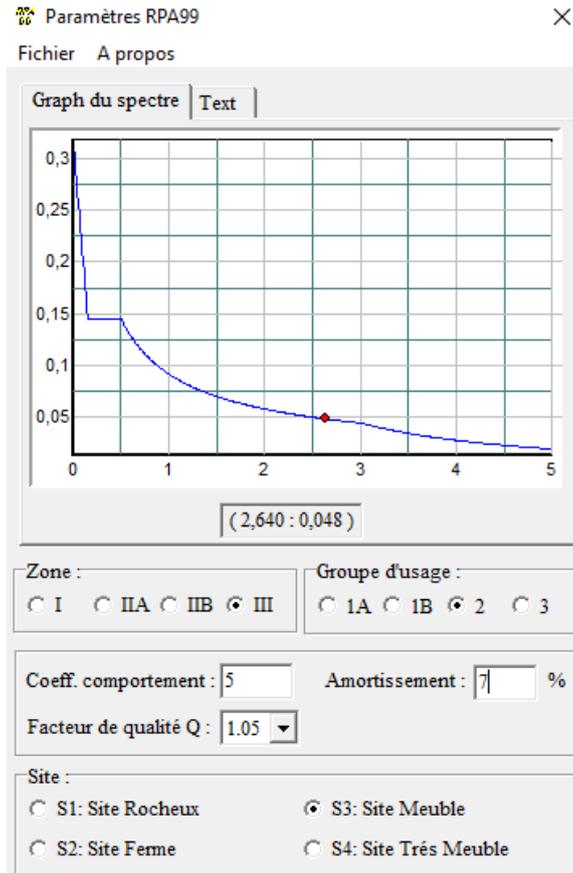


Figure IV.1: spectre de réponse R=5.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

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

Donc : **A=0,25.**

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

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	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

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

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

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,05) .n$$

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des **n** modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue.

IV.4.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" [2] 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 déterminée 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 faudra 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 :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A, Q et R ont déjà été définie.

le poids de la structure. il est calculé de manier automatique.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** » [2].

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

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

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

On a : $h_N = 37,40$ m.

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} \quad T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}}$$

Selon x-x : $L_x = 27,12$ m $\Rightarrow T_x = 0,646$ s

Selon y-y : $L_y = 24,37$ m $\Rightarrow T_y = 0,682$ s

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site 3}) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,646} \right)^{2/3} = 1,858$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,682} \right)^{2/3} = 1,793$$

IV.4.5. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTER ÉTAGES :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R \delta_{eK}^x & \text{et} & & \delta_K^y &= R \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & & \Delta_K^y &= \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

IV.5.RESULTATS DE L'ANALYSE POUR LE MODELE 1 :

- Disposition des voiles dans le modèle 1 :

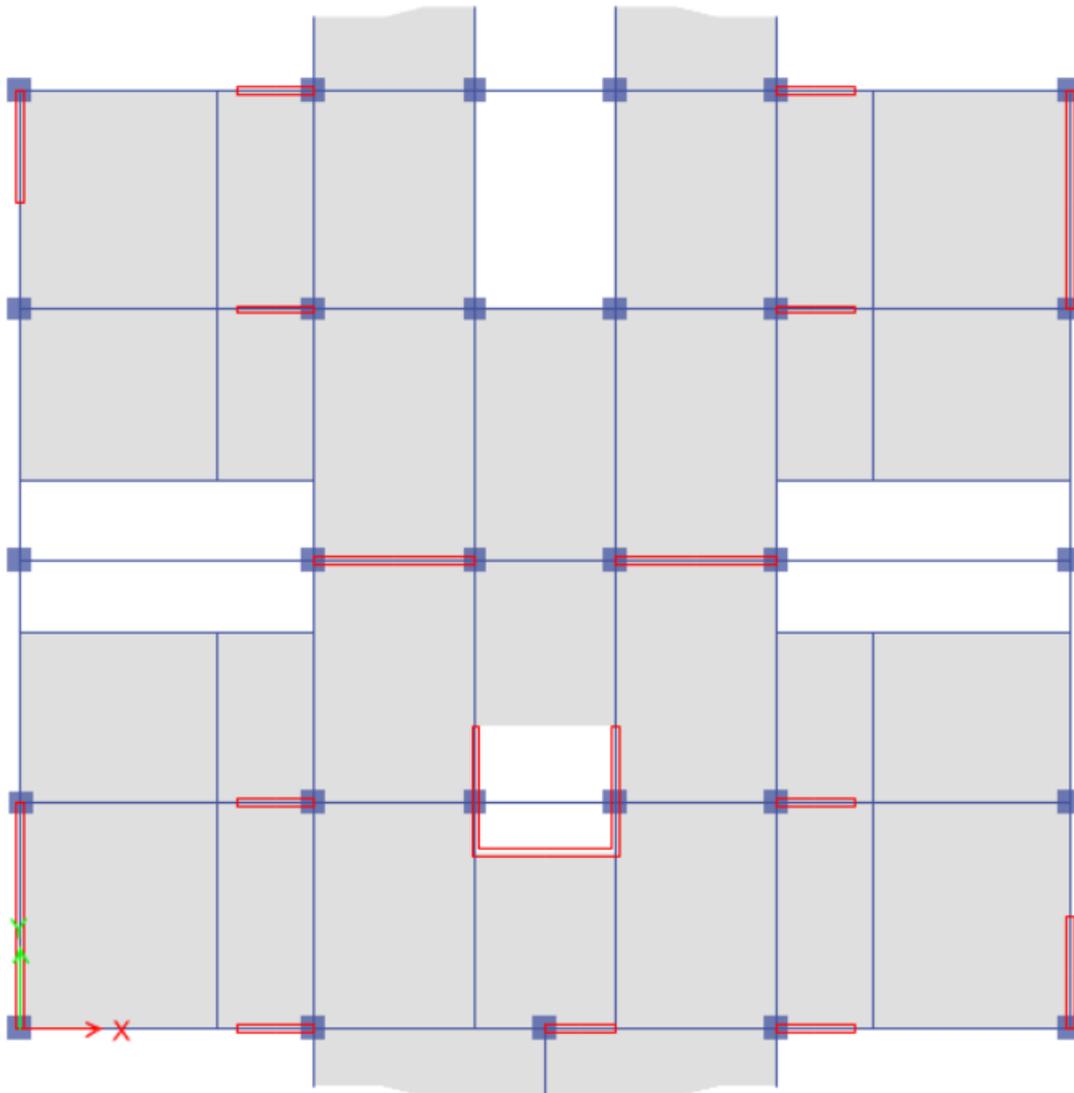


Figure.IV.2 : modèle 1.

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,940149	0,61567	0,01085	0,000000081	0,61567	0,01085	0,000000081
2	0,903864	0,01174	0,65303	0,000005672	0,62741	0,66388	0,000005753
3	0,730108	0,05005	0,00063	1,234E-07	0,67747	0,66451	0,000005876
4	0,253633	0,14965	0,00055	0,000000447	0,82712	0,66506	0,000006323
5	0,229331	0,00071	0,18127	0,00002854	0,82782	0,84633	0,00003486
6	0,184133	0,01582	0,00033	0,00001091	0,84365	0,84666	0,00004577
7	0,123133	0,04742	0,0000483	0,00002386	0,89107	0,84671	0,00006963
8	0,117548	1,763E-07	0,00017	0,18292	0,89107	0,84688	0,18299
9	0,113376	0,000000221	0,00037	0,07819	0,89107	0,84724	0,26119
10	0,111184	0,00021	0,00039	0,11162	0,89127	0,84764	0,37281
11	0,108941	0,00129	0,00052	4,126E-07	0,89256	0,84816	0,37281
12	0,107359	0,00021	0,01448	0,05842	0,89277	0,86264	0,43123
13	0,105474	0,00001854	0,04878	0,00818	0,89279	0,91142	0,43941
14	0,103008	0,000002597	0,00005672	0,00083	0,89279	0,91148	0,44025
15	0,1011	3,601E-07	0,00007857	0,02599	0,8928	0,91156	0,46624
16	0,098292	8,1E-09	0,00009033	0,00112	0,8928	0,91165	0,46736
17	0,097566	0,00003057	1,966E-08	0,00187	0,89283	0,91165	0,46922
18	0,096324	0,00191	0,000003971	0,01022	0,89474	0,91165	0,47944
19	0,095186	1,663E-07	0,00001219	0,00867	0,89474	0,91167	0,48811
20	0,094298	0,00415	0,00001302	0,01013	0,89888	0,91168	0,49825
21	0,093552	6,301E-08	0,00007727	0,00142	0,89888	0,91176	0,49966
22	0,092845	0,01157	0,00002718	0,00224	0,91045	0,91178	0,5019
23	0,940149	0,61567	0,01085	0,000000081	0,61567	0,01085	0,000000081
24	0,903864	0,01174	0,65303	0,000005672	0,62741	0,66388	0,000005753

• **CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,94$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 22^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon sens x-x.

- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon sens y-y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

Tableau. IV.3 : les déferons facteurs pour le modèle 1.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	V _{st}	V _{dyn}	0.8V _{st}
X-X	0,25	1,858	1,05	5,0	72860,4	7106,99	5686,59	5685,59
Y-Y	0,25	1,793	1,05	5,0	72860,4	6858,16	5487,05	5486,53

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

Tableau .IV.4: Vérification des déplacements inter étages pour le modèle 1.

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\frac{\Delta kx}{\bar{\Delta}} \leq$	$\frac{\Delta ky}{\bar{\Delta}} \leq$
10 ^{ème}	4,44	3,41	2,10	1,50	340	Oui	Oui
9 ^{ème}	4,02	3,11	2,25	1,80	340	Oui	Oui
8 ^{ème}	3,57	2,75	2,75	2,35	340	Oui	Oui
7 ^{ème}	3,02	2,28	3,25	2,90	340	Oui	Oui
6 ^{ème}	2,37	1,7	2,90	2,60	340	Oui	Oui
5 ^{ème}	1,79	1,18	2,15	1,80	340	Oui	Oui
4 ^{ème}	1,36	0,82	1,60	1,45	340	Oui	Oui
3 ^{ème}	1,04	0,53	1,55	0,95	340	Oui	Oui
2 ^{ème}	0,73	0,34	1,55	0,65	340	Oui	Oui
1 ^{ème}	0,42	0,21	1,40	0,60	340	Oui	Oui
RDC	0,14	0,09	0,70	0,45	340	Oui	Oui

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle 1.

• **Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003) [2]**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

-**v**: effort normal réduit

-**N_d**: effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

-**B_c**: section brute de l'élément.

-**f_{c28}** : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous les combinaisons sismiques.

$$G+Q+Ex \quad 0,8G+Ex$$

$$G+Q+Ey \quad 0,8G+Ey$$

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 1.

Niveau	S _{poteaux}	N _d	N	V _{RPA}	Observations
10 ^{ème}	35*35	186,84	0,032	0,3	vérifiée
9 ^{ème}	35*35	387,60	0,130	0,3	vérifiée
8 ^{ème}	40*40	600,13	0,150	0,3	vérifiée
7 ^{ème}	40*40	812,64	0,203	0,3	vérifiée
6 ^{ème}	45*45	1030,23	0,204	0,3	vérifiée
5 ^{ème}	45*45	1249,27	0,247	0,3	vérifiée
4 ^{ème}	50*50	1474,04	0,250	0,3	vérifiée
3 ^{ème}	50*50	1700,07	0,272	0,3	vérifiée
2 ^{ème}	55*55	1931,94	0,255	0,3	vérifiée
1 ^{ème}	55*55	2164,31	0,286	0,3	vérifiée
RDC	60*60	2402,31	0,267	0,3	vérifiée

✓ **Remarque :**

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

IV.6. JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT:

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (structure **4a** selon **RPA99 version 2003**) [2] le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à **5** ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charge verticales
- Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

tout fois, en zone sismique *III*, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

Tableau IV.6 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique pour le modèle 1.

	Effort normal à la base ELS(KN)
Voiles	38689,35
Poteaux+ Voiles	81520,42

➤ **Efforts normal à ELS :**

- Voile :

$$- V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifié.}$$

$$- V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{38689,35}{81520,42} = 0,47 \Rightarrow 47\% > 20 \% \dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Remarque :

Dans notre cas les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Donc le choix qu'on a pris « **R=5** » n'est pas justifié. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

On prend « R= 3,5 »

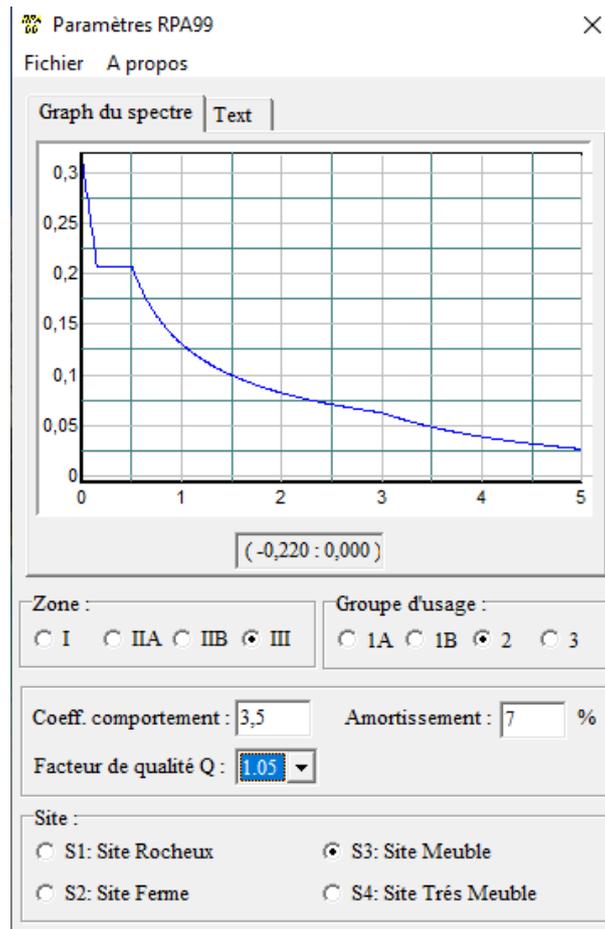


Figure IV.3: spectre de réponse R=3,5.

IV.7.RESULTATS DE L'ANALYSE POUR LE MODELE 2 :

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

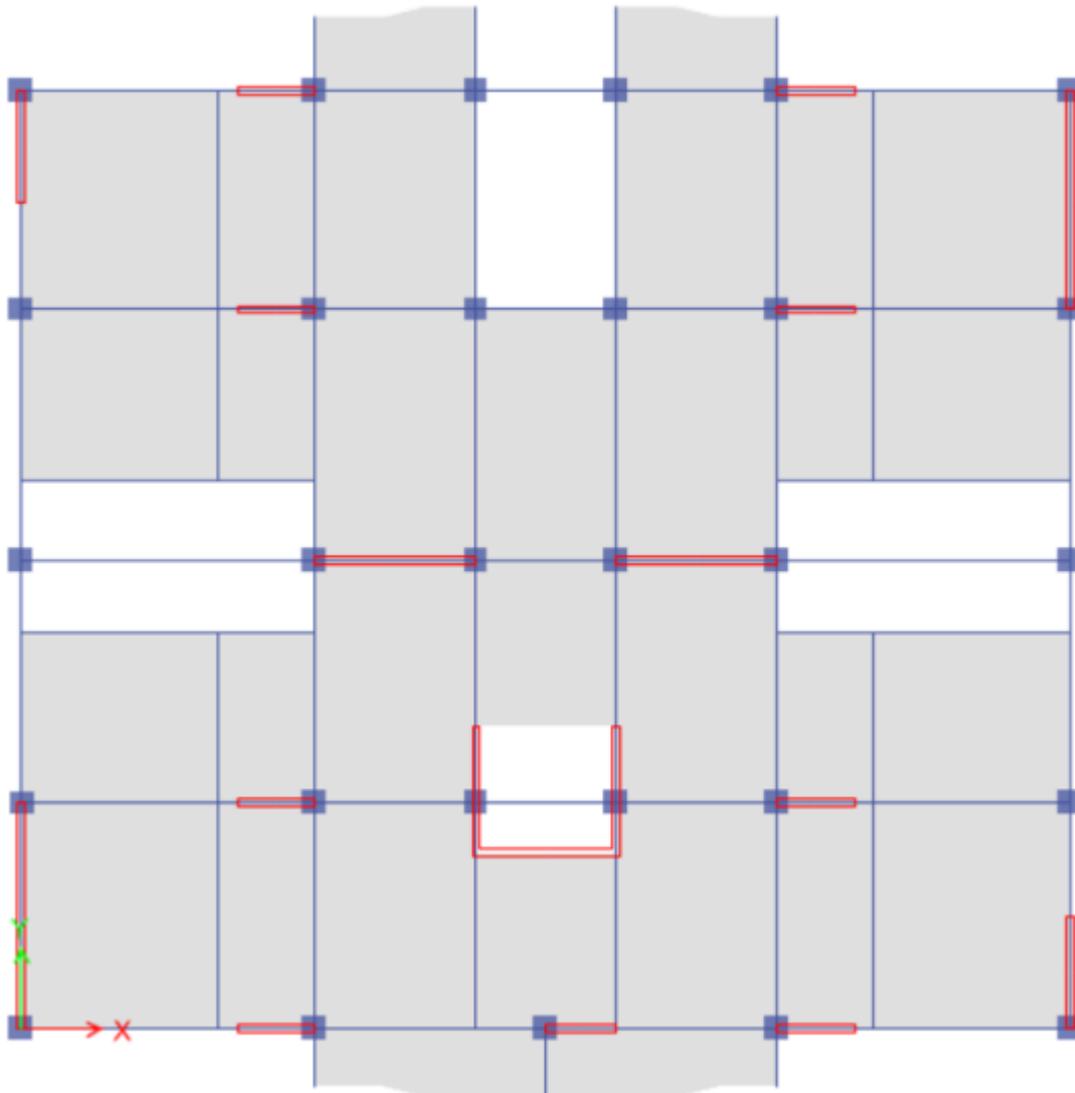


Figure IV.4 : modèle 2(Après la correction de la valeur de « R »).

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau. IV.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,940149	0,61567	0,01085	0,000000081	0,61567	0,01085	0,000000081
2	0,903864	0,01174	0,65303	0,000005672	0,62741	0,66388	0,000005753
3	0,730108	0,05005	0,00063	1,234E-07	0,67747	0,66451	0,000005876
4	0,253633	0,14965	0,00055	0,000000447	0,82712	0,66506	0,000006323
5	0,229331	0,00071	0,18127	0,00002854	0,82782	0,84633	0,00003486
6	0,184133	0,01582	0,00033	0,00001091	0,84365	0,84666	0,00004577
7	0,123133	0,04742	0,0000483	0,00002386	0,89107	0,84671	0,00006963
8	0,117548	1,763E-07	0,00017	0,18292	0,89107	0,84688	0,18299
9	0,113376	0,000000221	0,00037	0,07819	0,89107	0,84724	0,26119
10	0,111184	0,00021	0,00039	0,11162	0,89127	0,84764	0,37281
11	0,108941	0,00129	0,00052	4,126E-07	0,89256	0,84816	0,37281
12	0,107359	0,00021	0,01448	0,05842	0,89277	0,86264	0,43123
13	0,105474	0,00001854	0,04878	0,00818	0,89279	0,91142	0,43941
14	0,103008	0,000002597	0,00005672	0,00083	0,89279	0,91148	0,44025
15	0,1011	3,601E-07	0,00007857	0,02599	0,8928	0,91156	0,46624
16	0,098292	8,1E-09	0,00009033	0,00112	0,8928	0,91165	0,46736
17	0,097566	0,00003057	1,966E-08	0,00187	0,89283	0,91165	0,46922
18	0,096324	0,00191	0,000003971	0,01022	0,89474	0,91165	0,47944
19	0,095186	1,663E-07	0,00001219	0,00867	0,89474	0,91167	0,48811
20	0,094298	0,00415	0,00001302	0,01013	0,89888	0,91168	0,49825
21	0,093552	6,301E-08	0,00007727	0,00142	0,89888	0,91176	0,49966
22	0,092845	0,01157	0,00002718	0,00224	0,91045	0,91178	0,5019
23	0,940149	0,61567	0,01085	0,000000081	0,61567	0,01085	0,000000081
24	0,903864	0,01174	0,65303	0,000005672	0,62741	0,66388	0,000005753

Tableau. IV.8:les déferons facteurs pour le modèle 2.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	V _{st}	V _{dyn}	0.8V _{st}
X-X	0,25	1,858	1,05	3,5	72860,4	10152,84	8123,75	8122,27
Y-Y	0,25	1,793	1,05	3,5	72860,4	9797,37	7839,23	7837,89

• **Vérification inter-étages :**

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

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	$\Delta kx \leq \bar{\Delta}$	$\Delta ky \leq \bar{\Delta}$
10 ^{ème}	6,36	4,75	2,10	1,79	340	Oui	Oui
9 ^{ème}	5,76	4,24	2,59	2,55	340	Oui	Oui
8 ^{ème}	5,02	3,51	3,22	3,12	340	Oui	Oui
7 ^{ème}	4,10	2,62	3,22	2,14	340	Oui	Oui
6 ^{ème}	3,18	2,01	2,59	1,99	340	Oui	Oui
5 ^{ème}	2,44	1,44	2,03	1,47	340	Oui	Oui
4 ^{ème}	1,86	1,02	1,75	1,02	340	Oui	Oui
3 ^{ème}	1,36	0,73	1,68	0,77	340	Oui	Oui
2 ^{ème}	0,88	0,51	1,19	0,67	340	Oui	Oui
1 ^{ème}	0,54	0,32	1,12	0,67	340	Oui	Oui
RDC	0,22	0,13	0,77	0,46	340	Oui	Oui

• **Note**

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés.

- Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003) [2]

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

Niveau	S _{poteaux}	N _d	V	V _{RPA}	Observations
10 ^{ème}	35*35	191,95	0,032	0,3	vérifiée
9 ^{ème}	35*35	398,86	0,130	0,3	vérifiée
8 ^{ème}	40*40	616,63	0,154	0,3	vérifiée
7 ^{ème}	40*40	834,26	0,209	0,3	vérifiée
6 ^{ème}	45*45	1056,66	0,209	0,3	vérifiée
5 ^{ème}	45*45	1280,16	0,253	0,3	vérifiée
4 ^{ème}	50*50	1509	0,250	0,3	vérifiée
3 ^{ème}	50*50	1743,13	0,279	0,3	vérifiée
2 ^{ème}	55*55	1981	0,262	0,3	vérifiée
1 ^{ème}	55*55	2212,66	0,293	0,3	vérifiée
RDC	60*60	2446,04	0,272	0,3	vérifiée

✓ Remarque :

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

IV.8. 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:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003" [2]}$$

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

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K: Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_i = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s} \\ F_i = 0,07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. IV.11: Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	P_K (kN)	$\Delta_x 10^2$ (cm)	$\Delta_y 10^2$ (cm)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (cm)	θ_x	θ_y	$\theta(x$ ou $y)$ $\leq 0,1$
10 ^{ème}	1987,3	2,1	2,05	634,6	632,9	340,00	0,019	0,019	OK
9 ^{ème}	8875,4	2,24	2,65	2248,7	2231,7	340,00	0,001	0,031	OK
8 ^{ème}	15526,4	2,35	2,70	3533,9	3444	340,00	0,048	0,036	OK
7 ^{ème}	22631,8	2,45	2,75	4534,8	4364,8	340,00	0,046	0,041	OK
6 ^{ème}	29631,8	2,49	2,70	5363,6	5160	340,00	0,048	0,046	OK
5 ^{ème}	36599	2,49	2,65	6088,6	5857	340,00	0,050	0,049	OK
4 ^{ème}	43664	2,35	2,40	6690,6	6437,2	340,00	0,050	0,048	OK
3 ^{ème}	50419,8	2,17	2,20	7227,9	6952,7	340,00	0,048	0,047	OK
2 ^{ème}	57940	1,79	2,25	7695,8	7393,8	340,00	0,042	0,052	OK
1 ^{ème}	65154,4	1,27	1	7990,56	7701,6	340,00	0,032	0,025	OK
RDC	72486,6	0,58	0,55	8122,2	7836,2	340,00	0,015	0,015	OK

Conclusion :

On constate d'après le (tableau IV.11) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ .

V.1. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.1.1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.1.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
 - 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.1.3. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003

Selon 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 50 Φ (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 " A_t ", est donnée par: A_t = 0.003 St. L.

L: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12 \varphi \right]$ (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: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

➤ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.1.4.CALCUL DU FERRAILLAGE :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **SAP**.

On dispose un seul type de poutre :

- | | |
|--------------------------------|--------------|
| - Poutre porteuse | 35 x 55 (cm) |
| - Poutre non porteuse | 35 x 35 (cm) |
| - Poutre non porteuse spéciale | 35 x 60 (cm) |
| - Poutre non porteuse chainage | 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.

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

V.1.4.1. Poutre porteuse (35x 55) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau.V.1 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55)
(Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 55	Travée	85,42	4,89	0	8,25
		Appui	-173,19	0	10,31	8,25
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 55	Travée	85,56	4,9	0	8,25
		Appui	-158,86	0	9,4	8,25
8, 9,10 ^{ème}	35x 55	Travée	111,34	6,44	0	8,25
		Appui	-188,13	0	11,28	8,25

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau.V.2 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55)
(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 55	Travée	214,72	11,07	0	8,25
		Appui	-316,63	0	16,99	8,25
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 55	Travée	234,44	12,18	0	8,25
		Appui	-341,37	0	18,51	8,25
8, 9,10 ^{ème}	35x 55	Travée	194,32	9,95	0	8,25
		Appui	-324,76	0	17,48	8,25

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau.V.3 : Ferrailage des Poutres porteuse (35x55)
(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 55	Travée	230,49	12,46	0	8,25
		Appui	-299,17	0	15,94	8,25
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 55	Travée	251,48	13,15	0	8,25
		Appui	-313,026	0	16,77	8,25
8, 9,10 ^{ème}	35x 55	Travée	202,59	10,4	0	8,25
		Appui	-289,88	0	15,38	8,25

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (35x 55) :

Tableau.V.4 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (35x 55).

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 ^{ado} pté (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 55	Travée	77	115,5	8,25	12,46	Travée 4T16+4T14	14,20
		Appui				16,99		
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 55	Travée	77	115,5	8,25	13,15	Appui	18,85
		Appui				18,51		
8, 9,10 ^{ème}	35x 55	Travée	77	115,5	8,25	10,4	6T20	18,85
		Appui				17,48		

V.1.4.2. Poutre non porteuse (35x 35) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau. V.5 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x35)
(Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 35	Travée	61,40	5,91	0	6,13
		Appui	-117,16	0	12,21	6,13
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 35	Travée	59,16	5,68	0	6,13
		Appui	-109,10	0	11,22	6,13
8, 9,10 ^{ème}	35x 35	Travée	67,65	6,56	0	6,13
		Appui	-112,51	0	11,63	6,13

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau. V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x35)
(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 35	Travée	184,32	17,41	0	6,13
		Appui	-190,74	0	18,19	6,13
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 35	Travée	200,52	19,41	0	6,13
		Appui	-206,89	0	20,23	6,13
8, 9,10 ^{ème}	35x 35	Travée	177,16	16,57	0	6,13
		Appui	-183,65	0	17,34	6,13

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau.V.7 : Ferrailage des poutres non porteuses (35x35)
(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 35	Travée	184,72	17,46	0	6,13
		Appui	-189,87	0	18,09	6,13
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 35	Travée	200,88	19,46	0	6,13
		Appui	-206	0	20,23	6,13
8, 9,10 ^{ème}	35x 35	Travée	177,53	16,61	0	6,13
		Appui	-182,73	0	17,23	6,13

●Choix des armatures :

Poutre non porteuse type 1 (35x 35) :

Tableau.V.8 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (35x 35).

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)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x 35	Travée	49	73,5	6,13	17,46	Travée	20,61
		Appui				18,19		
4, 5,6,7 ^{ème}	35x 35	Travée	49	73,5	6,13	19,46	Appui	20,61
		Appui				20,23		
8, 9,10 ^{ème}	35x 35	Travée	49	73,5	6,13	16,61	4T20+4T16	20,61
		Appui				17,34		

V.1.4.3. Poutre non porteuse spéciale (35x 60) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau.V.9 : Ferrailage des poutres non porteuses spéciales (35x60)

(Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x60	Travée	177,60	9,39	0	10,5
		Appui	-235,24	0	12,64	10,5
4, 5,6 ^{ème}	35x60	Travée	184,53	9,77	0	10,5
		Appui	-242,84	0	13,08	10,5
7, 8, 9, ^{ème}	35x60	Travée	226,32	12,13	0	10,5
		Appui	-294,66	0	16,12	10,5

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau.V.10 : Ferrailage des poutres non porteuses spéciales (35x60)

(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x60	Travée	338,26	16,32	0	10,5
		Appui	-435,37	0	21,73	10,5
4, 5,6,7 ^{ème}	35x60	Travée	369,52	18,02	0	10,5
		Appui	-449,62	0	22,56	10,5
8, 9,10 ^{ème}	35x60	Travée	350,33	16,97	0	10,5
		Appui	-420,64	0	20,88	10,5

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau.V.11 : Ferraillage des poutres non porteuses spéciales (35x60)

(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x60	Travée	310,76	14,86	0	10,5
		Appui	-414,97	0	20,56	10,5
4, 5,6,7 ^{ème}	35x60	Travée	363,72	17,7	0	10,5
		Appui	-431,23	0	21,49	10,5
8, 9,10 ^{ème}	35x60	Travée	343,10	16,58	0	10,5
		Appui	-380,30	0	18,61	10,5

•Choix des armatures :

Poutres non porteuse type 2 (35x 60) :

Tableau.V.12 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses spéciales (35x 60).

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)
RDC,1 ^{er} ,2,3 ^{ème}	35x60	Travée	84	126	10,5	16,32	Travée 6T20	18,85
		Appui				21,73		
4, 5,6,7 ^{ème}	35x60	Travée	84	126	10,5	18,02	Appui	22,89
		Appui				22,56		
8, 9,10 ^{ème}	35x60	Travée	84	126	10,5	16,97	6T20+2T16	22,89
		Appui				20,88		

V.1.4.4. Poutre non porteuses (poutres de chainage) (30x 45) :

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau.V.13 : Ferrailage des poutres non porteuses (poutres de chainage) (30x 45)
(Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	30x 45	Travée	34,79	2,44	0	6,75
		Appui	-17,58	0	1,22	6,75

c. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau.V.14 : Ferrailage des poutres non porteuses (poutres de chainage) (30x 45)
(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	30x 45	Travée	30,98	1,88	0	6,75
		Appui	-49,28	0	3,01	6,75

d. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau.V.15 : Ferrailage des Poutres non porteuse (poutres de chainage) (30x 45)
(Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	30x 45	Travée	27,70	1,67	0	6,75
		Appui	-45,77	0	2,79	6,75

●Choix des armatures :

Poutre non porteuse (poutres de chaînage) (30x 45) :

Tableau.V.16 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (poutres de chaînage) (30x 45).

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	2,44	5T14	7,70
		Appui				3,01	5T14	

V.1.5. 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 :

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

Avec :

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

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

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
Poutre p 35x55	13,44	2,32	Vérifiée
Poutre S 35x35	20,61	1,33	Vérifiée
Poutre SS 35x60	18,85	2,53	Vérifiée
Poutre sch 30x45	7,70	1,63	Vérifiée

V.1.6. VÉRIFICATION VIS-À-VIS DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

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

Béton [1]

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

Acier [1]

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

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

a. Poutres porteuses (35x 55)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.18 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	81,36	14,20	19,20	278128,53	4,15	15	OK	132,95	201,6	OK
Appuis	-136,63	18,85	21,33	229683,92	12,68	15	OK	251,35	201,6	Non

➤ La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'aciers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.19 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

Poutre S 1	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	81,36	14,20	19,20	278128,53	4,15	15	OK	132,95	201,6	OK
Appuis	-136,63	20,61	22,02	358020,52	8,40	15	OK	157,30	201,6	OK

Donc :

$$A_{S_t} = 14,20\text{cm}^2 \rightarrow 4T16+4T14$$

$$A_{S_A} = 20,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20+4T16$$

b. Poutres non porteuses (35x 35)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau.V.20 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Poutre p 2	M_{se_r} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	39,11	20,61	16,35	121948,64	5,24	15	ok	72,88	201,6	ok
Appuis	-84,86	20,61	16,35	121948,64	11,35	15	ok	158,13	201,6	ok

Donc :

Travée $A_{S_t} = 20,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20+4T16$

Appui $A_{S_A} = 20,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20+4T16$

c. Poutres non porteuses spéciales 35x 60 :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.21 : Vérification des poutres non porteuses spéciales à l'ELS.

Poutre S2	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	164,26	18,85	15,02	469154,48	5,25	15	ok	204,7	201,6	Non
Appuis	-214,19	22,89	25,83	483044,97	11,45	15	ok	201,6	201,6	Non

➤ La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'aciers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.22 : Vérification des poutres non porteuses spéciales à l'ELS.

Poutres S2	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	164,26	20,61	23,3	438946,38	8,7	15	ok	172,33	201,6	ok
Appuis	-214,19	25,13	24,9	496142,39	10,7	15	ok	188,44	201,6	ok

Donc :

Travée $A_{S_t} = 20,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20+4T16$

Appui $A_{S_A} = 25,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T20$

d. Poutres non porteuses (poutres de chaînage) (30x 45) :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.23 : Vérification des poutres non porteuses (poutres de chaînage) à l'ELS.

Poutre S2	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	25,20	7,70	14,22	108522,77	3,30	15	ok	91,53	201,6	ok
Appui	-12,87	7,70	14,22	108522,77	1,69	15	ok	46,74	201,6	ok

Donc :

$$\text{Travée } A_{S_t} = 7,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T14$$

$$\text{Appui } A_{S_A} = 7,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T14$$

V.1.7. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

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

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-10 ^{ème}	Poutre p 35x55	111,34	0,57	2,5	Ok
RDC-10 ^{ème}	Poutre s 35x35	67,65	0,55	2,5	Ok
RDC-10 ^{ème}	Poutre ssp 35x60	226,32	1,07	2,5	Ok
RDC-10 ^{ème}	Poutre sch 30x45	34,79	0,26	2,5	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f_e=400 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

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

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.25 : Calcul des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
						S _t (cm)	S _t	ZN	ZC		
						ZN	(cm) ZC	(cm)	(cm)		
RDC -10 ^{ème}	Poutre 35x55	111,34	0,57	45	20 16	13,57	27,5	10	20	2,1	4T8
RDC -10 ^{ème}	Poutre 35x35	67,65	0,55	31,5	20 16	8,75	20	10	20	2,1	4T8
RDC -10 ^{ème}	Poutre 35x60	226,32	1,07	48,6	20 16	15	30	10	20	2,1	4T8
RDC -10 ^{ème}	Poutre 30x45	34,79	0,26	36,5	14	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8

V.1.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

V.1.9. ARRET DES BARRES [1] :

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})

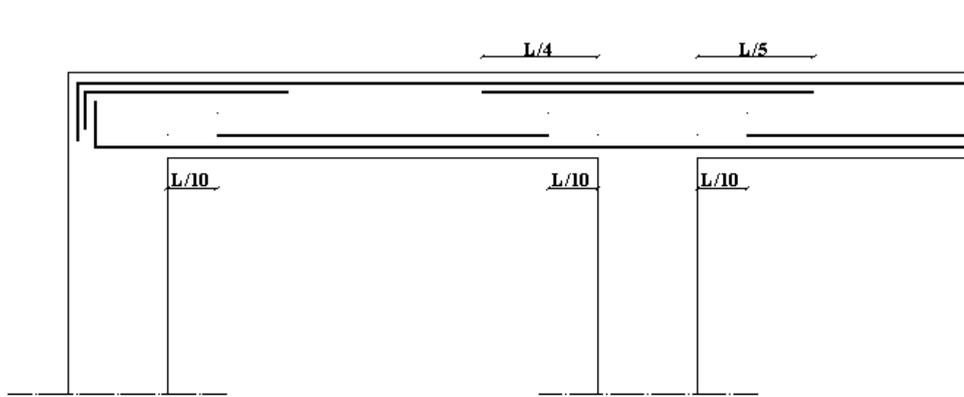


Figure.V.1 : arrêts des barres.

V.1.10. VERIFICATION DE LA FLECHE :

Calculées la flèche par le logiciel (SOCOTEC)

a. Poutre porteuse (35x 55)

Tableau .V.26 : Moment fléchissant et section d’armatures.

d’u aux charges permanentes totale :	$M_g : 71,28 \text{ kNm}$
d’u aux charges permanentes et charges d’ exploitation :	$M_p : 81,36 \text{ kNm}$
Section d’armatures tendues :	$A_{St} : 14,20 \text{ cm}^2$
Section d’armatures comprimées :	$A_{Sc} : 14,20 \text{ cm}^2$

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	ΔF_t	2,922 mm	11,53 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	4,529 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	5,011 mm	

Figure.V.2 : résultats de flèches poutre porteuse.

b. Poutre non porteuse (35x 35) :

Tableau .V.27 : Moment fléchissant et section d’armatures.

d’u aux charges permanentes totale :	M_g : 38,29kNm
d’u aux charges permanentes et charges d’exploitation :	M_p : 39,11 kNm
Section d’armatures tendues :	A_{st} : 20,61 cm²
Section d’armatures comprimées :	A_{sc} : 20,61 cm²

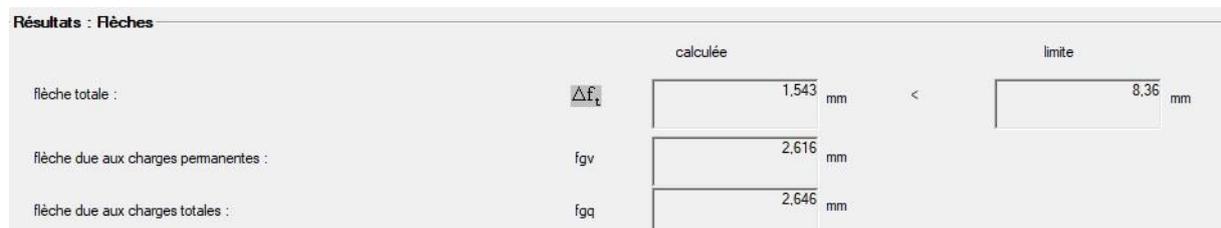


Figure.V.3 : résultats de flèches poutre non porteuse.

c. Poutre non porteuse spéciale (35x60) :

Tableau.V.28 : Moment fléchissant et section d’armatures.

dû aux charges permanentes totales :	M_g :133,77 kNm
dû aux charges permanentes et charges d’exploitation :	M_p : 164,26 kNm
Section d’armatures tendues :	A_{st} : 20,61 cm²
Section d’armatures comprimées :	A_{sc} : 20,61 cm²

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	5,517 mm	12,58 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	8,185 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	9,417 mm	

Figure.V.4 : résultats de flèches poutre non porteuse spéciale.

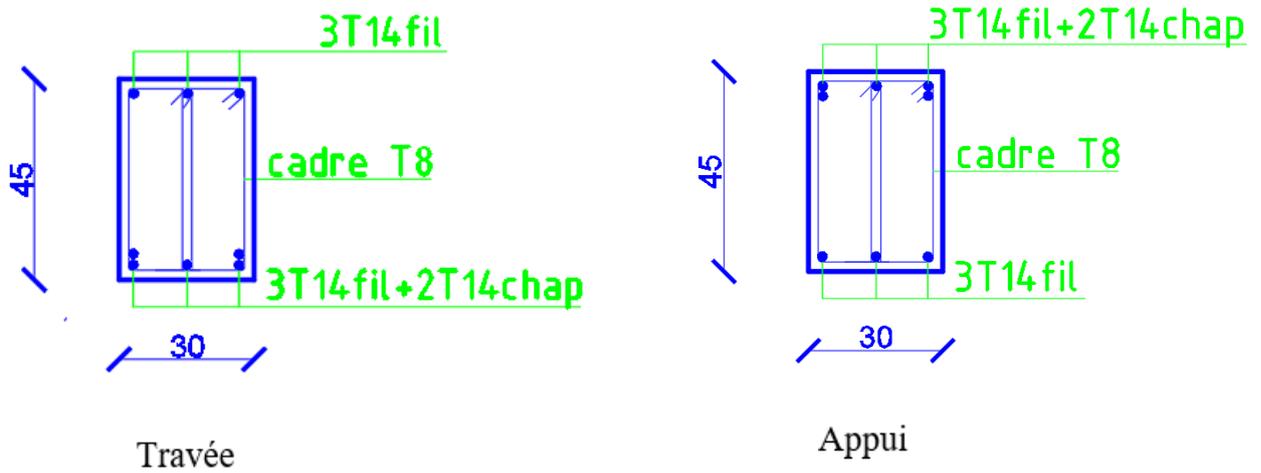
d. Poutre non porteuse chainage (30x 45) :

Tableau.V.29 : Moment fléchissant et section d'armatures.

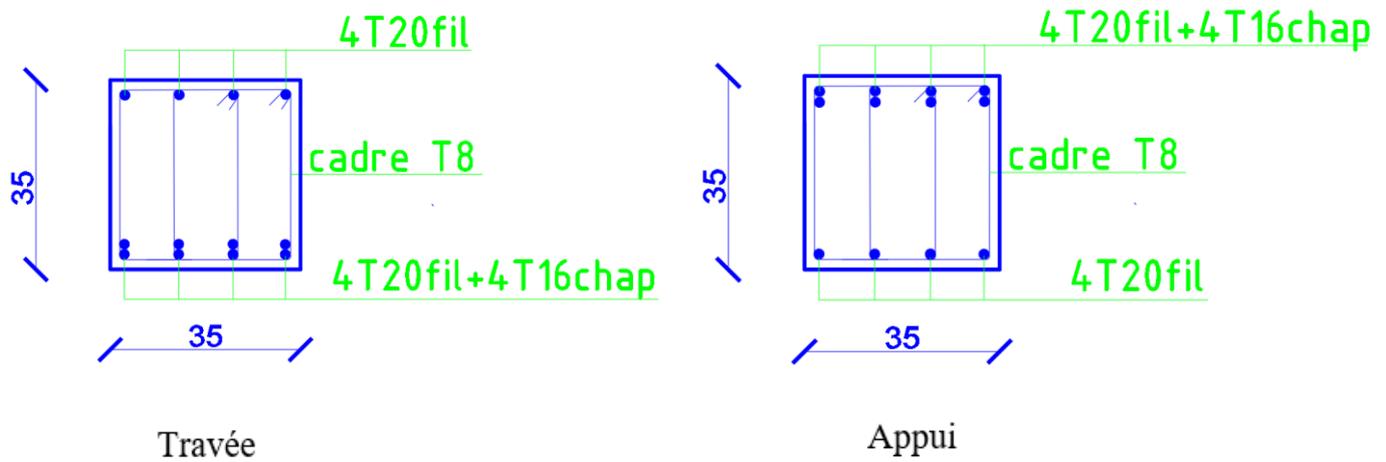
d'u aux charges permanentes totale :	$M_g : 20,44 \text{ kNm}$
d'u aux charges permanentes et charges d'exploitation :	$M_p : 25,20 \text{ kNm}$
Section d'armatures tendues :	$A_{St} : 7,70 \text{ cm}^2$
Section d'armatures comprimées :	$A_{Sc} : 7,70 \text{ cm}^2$

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	1,23 mm	10,1 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	1,445 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	1,743 mm	

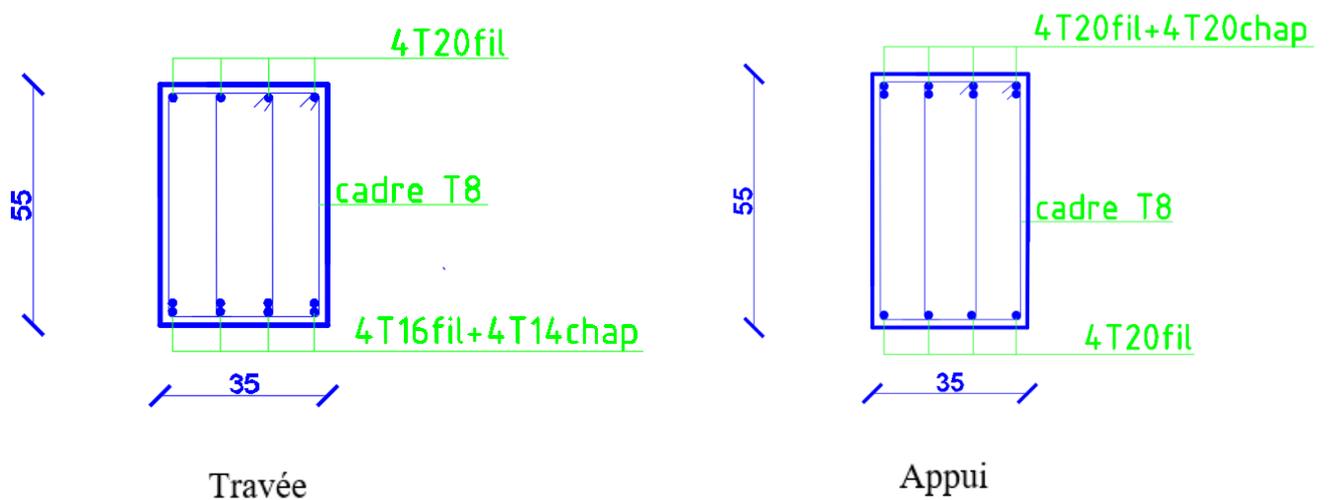
Figure.V.5 : résultats de flèches poutre non porteuse chainage.



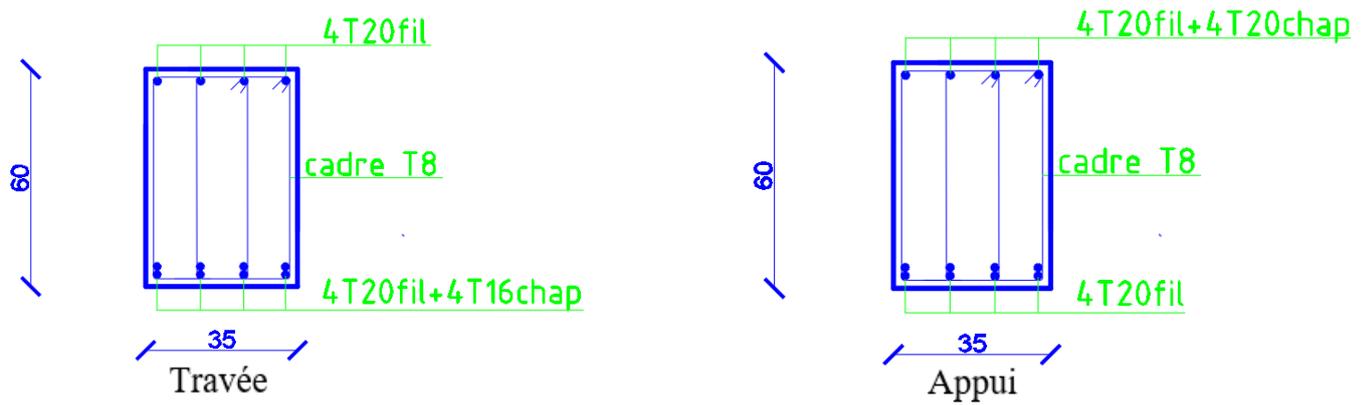
Poutre non porteuse chaînage. 30×45.



Poutre non porteuse 35×35.



Poutre porteuse 35×55.



Poutre non porteuse spéciale 35×60.

Figure. V.6 : Ferraillage des poutres.

V.2. FERRAILAGE 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 très 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** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$
-

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$
-

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION :

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

a. Selon BAEL 91 [1] :

a.1. ELU : Situation durable

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

a.2. ELS : Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 [2] : Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G+E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

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

1- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

2- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003 :

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

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

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

Les résultats des efforts et ferrailage 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.30: 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 ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
		N ^{max} (kN)				
RDC	60x60	-1758,37	-37,53	0	0	32,4
		-3157,06	7,68	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-1542,26	-46,19	0	0	27,2
		-2833,58	15,85	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-1143,75	-57,01	0	0	22,5
		-2210,4	10,79	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-787,2	-62,40	0	0	18,2
		-1616,3	7,26	0	0	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-467,6	-60,13	0	0	14,4
		-1045,99	-5,1	0	0	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-176,82	-58,78	3,29	0	11,03
		-494,88	-6,36	0	0	11,03

b. (M₂, N^{corr})

Tableau. V31 : Ferrailages des poteaux situation durable (M₂^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M ₂ ^{max}	N ^{corr} (kNm)	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	60x60	-37,53	-1758,37	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-61,31	-1336,93	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-73,42	-959,9	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-77,37	-622,63	0	0	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-70,5	-318,46	1,5	0	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-58,78	-176,8	3,29	0	11,03

c. ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau .V.32: Ferrailages des poteaux situation durable ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	-69,48	-2234,61	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-78,43	-1755,04	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-73,76	-1298,98	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-66,33	-865,3	0	0	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-53,6	-451,05	0	0	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-59,01	-249,99	2,41	0	11,03

2. Situation accidentelle :

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

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau.V.33 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
		N^{\max} (kN)				
RDC	60x60	-217,43	45,93	0	0	32,4
		-2446,06	-132,55	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-131,78	91,69	0	2,39	27,2
		-2212,66	-58,84	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-81,81	192,85	0	9,84	22,5
		-1743,13	-66,26	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-99,29	181,73	0	10,48	18,2
		-1280,16	-92,4	0	0	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-101,5	90,4	0	5,19	14,4
		-834,2	-80,27	0	0	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-67,4	139,37	0	11,77	11,03
		-398,86	-61,5	0,43	0	11,03

b. ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau.V.34 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_2^{\max}	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\text{min}}$ (cm ²)
RDC	60x60	-146,55	-2392,14	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-237,24	-1901,41	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	273,84	-125,98	0	14,34	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	253,25	-120,2	0	15,48	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	194,99	-94,19	0	13,89	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	139,3	-67,4	0	11,76	11,03

c. ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau .V.35. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{\max}	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\text{min}}$ (cm ²)
RDC	60x60	158,77	-1880,42	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	191,22	-757,01	0	0,68	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-205,37	-1359,4	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-193,78	-885,6	3,57	0	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-152,18	-439,61	6,69	0	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-138,4	-229,4	10,2	0	11,03

3. Situation accidentelle :

- Combinaison : **0.8G+E**

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

Tableau .V.36 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
		N^{max} (kN)				
RDC	60x60	172,49	40,14	0,3	4,01	32,4
		-1985,14	-151,10	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	270,55	148,01	0	10,75	27,2
		-1789,01	-132,87	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	177,32	144,4	0	10,2	22,5
		-1357,39	-208,68	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	86,76	150,24	0	10,52	18,2
		-917,18	-61,59	0	0	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-13,37	105,73	0	7,41	14,4
		-593,46	-78,96	0	0	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-21,33	127,59	0	11	11,03
		-289,8	-59,96	1,48	0	11,03

b. (M_2^{max} , N^{corr})

Tableau .V.37: Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_2^{max}	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60x60	-143,14	-1982,4	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-226,43	-1585,2	0	0	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-226,43	-1585,2	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	238,16	29,3	0	15,3	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	181,3	-14,87	0	13,5	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	127,59	-21,33	0	11	11,03

c. (M_3^{max}, N^{corr})

Tableau.V.38 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_3^{max}	N^{corr} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	60x60	155,4	-1212,7	0	0	32,4
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	175,36	-377,6	0	4,16	27,2
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-189,27	-1078,05	0	0	22,5
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	179,37	-241,3	0	8,73	18,2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	141,12	-139,8	0	8,78	14,4
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	124,43	-84,15	0	10,04	11,03

V.2.4. CHOIX DES ARMATURES :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.39 : 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	60x60	32,4	4,31	4T25+8T16	35,72	1,01
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	27,2	10,75	4T20+8T16	28,65	0,94
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	22,5	14,34	12T16	24,13	0,96
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	18,2	15,48	4T16+8T14	20,35	1
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	14,4	13,89	4T14+8T12	15,21	1
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	11,03	11,77	12T12	13,75	1

V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

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

- **Béton :**

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

- **Acier :**

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

Avec :

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

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

a. $N^{\text{ser}}_{\text{max}}$ $N^{\text{ser}}_{\text{min}}$; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$:

Tableau.V.40 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$N^{\text{ser}}_{\text{min}}$ (kNm)	$M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$ (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		$N^{\text{ser}}_{\text{max}}$ (kNm)						
RDC	60x60	-1284,01	-27,35	56	201,63	3,79	15	Vérifiée
		-2300,18	5,57	87,6	201,63	5,85	15	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-1126,06	-33,67	63,9	201,63	4,37	15	Vérifiée
		-2064,43	11,5	97,6	201,63	6,54	15	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-834,8	-41,56	67,7	201,63	4,71	15	Vérifiée
		-1611,2	7,85	92,2	201,63	6,19	15	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-700,45	-53,53	84	201,63	5,98	15	Vérifiée
		-1393,16	7,96	98,9	201,63	6,65	15	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-340	-43,84	76,4	201,63	5,72	15	Vérifiée
		-762,5	-3,7	68,5	201,63	4,04	15	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-128,19	-42,77	92,4	201,63	8,14	15	Vérifiée
		-361,4	-4,63	46,3	201,63	3,28	15	Vérifiée

b. $M_2^{ser}_{cor}$; N^{ser}_{max} :

Tableau.V.41 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section s (cm ²)	$M_2^{ser}_{max}$ (kNm)	N^{ser}_{cor} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	-27,35	-1284	56	201,63	3,79	15	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-44,69	-975,97	61,4	201,63	4,24	15	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-53,53	-700,45	66	201,63	4,65	15	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-45,5	-574,26	70	201,63	4,99	15	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-51,47	-231,68	77,4	201,63	6,11	15	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-42,7	-128,19	79,2	201,63	6,73	15	Vérifiée

c. $M_3^{ser}_{cor}$; N^{ser}_{max} :

Tableau.V.42 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section s (cm ²)	$M_2^{ser}_{max}$ (kNm)	N^{ser}_{cor} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	-50,82	-1635,3	76	201,63	5,18	15	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	-57,33	-1283,7	80,2	201,63	5,53	15	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	-53,99	-949,5	79,9	201,63	5,58	15	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	-48,46	-631,7	75,9	201,63	5,4	15	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	-39,21	-328,4	69,4	201,63	5,16	15	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	-42,9	-181,2	98,1	201,63	8,28	15	Vérifiée

V.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

V.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

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

Avec :

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

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

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

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

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

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

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

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

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

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

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.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau.V.43 : Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	30,12	0,09	13,74	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x55	41,81	0,15	14,99	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50x50	42,39	0,15	16,49	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45x45	38,09	0,21	18,32	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40x40	31,3	0,22	20,61	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	35x35	30,6	0,27	23,55	0,075	1,875	2,5	Vérifiée

V.2.6.2. 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 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

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 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

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

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

ϕ_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 :

$$\begin{cases} 0,3 \% \dots\dots\dots \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \dots\dots\dots \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédente s si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau.V.44 : Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60x60	4T25+8T16	16	10	15
1^{ème}, 2^{ème}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
3^{ème}, 4^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
3^{ème}, 4^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
7^{ème}, 8^{ème}	40x40	4T14+8T12	12	10	10
9^{ème}, 10^{ème}	35x35	12T12	12	10	10

Tableau.V.45 : 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)
RDC	60x60	2,38	3,97	3,75	30,12	N	10	0,08	4T8	2,01
						C	15	0,12	4T8	2,01
1 ^{ère} , 2 ^{ème}	55x55	2,38	4,33	3,75	41,81	N	10	0,12	4T8	2,01
						C	15	0,18	4T8	2,01
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50x50	2,38	4,76	3,75	42,39	N	10	0,12	4T8	2,01
						C	15	0,18	4T8	2,01
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x45	2,38	5,29	2,5	38,09	N	10	0,7	4T8	2,01
						C	15	1,05	4T8	2,01
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40x40	2,38	5,95	2,5	31,3	N	10	0,06	4T8	2,01
						C	10	0,06	4T8	2,01
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35x35	2,38	6,8	2,5	30,6	N	10	0,06	4T8	2,01
						C	10	0,06	4T8	2,01

V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

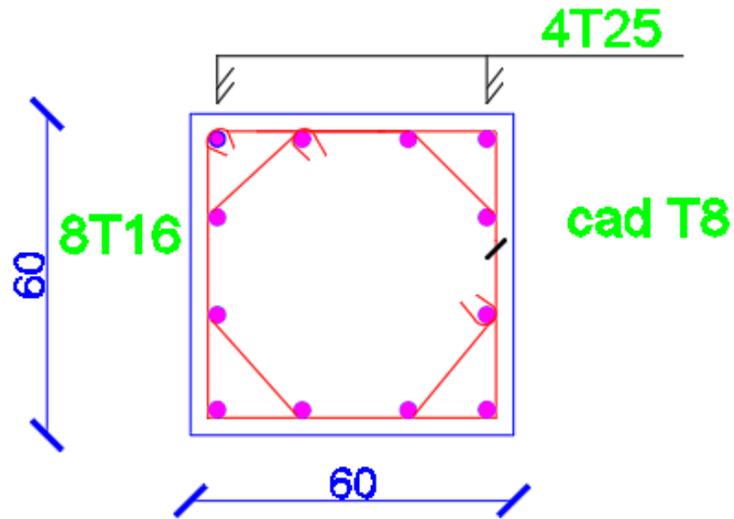
La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

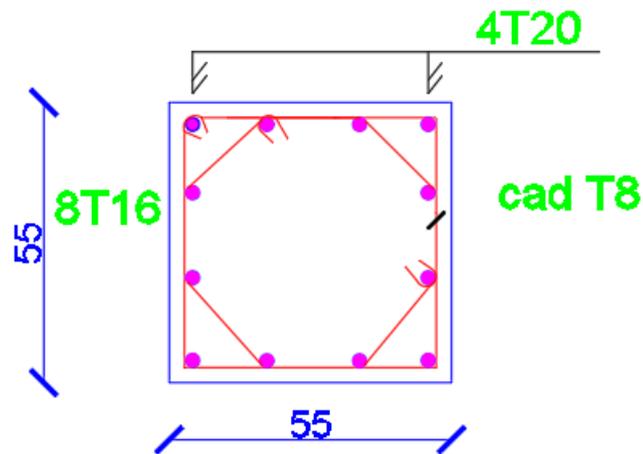
T20..... $L_r = 100\text{ cm}$

T16..... $L_r = 80\text{ cm}$

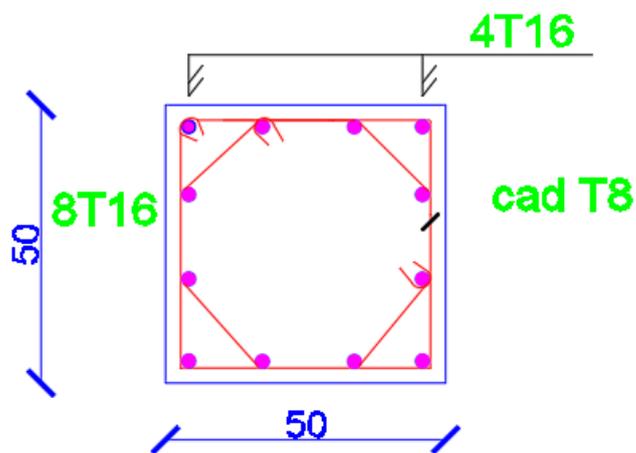
T14..... $L_r = 70\text{ cm}$



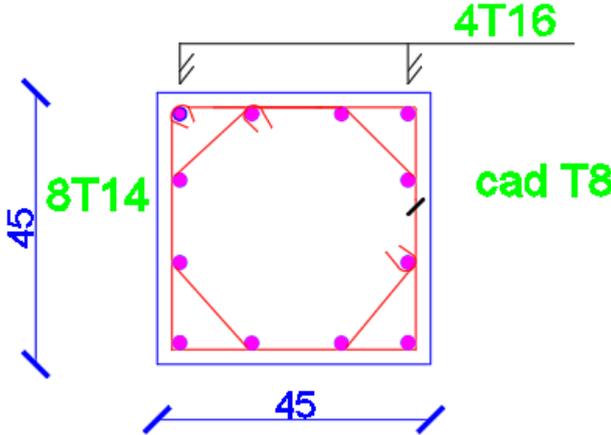
*Poteau RDC : (60*60)*



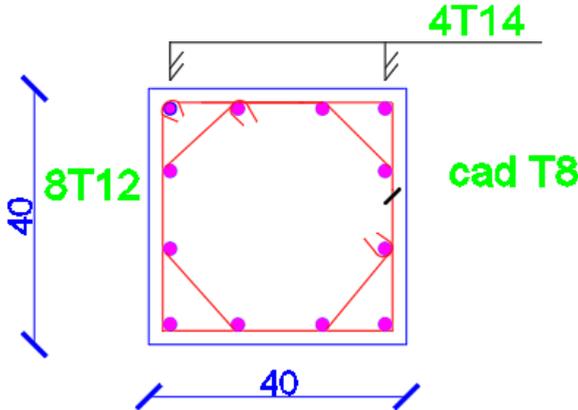
*Poteau 1^{er} et 2^{ème} étages : (55*55)*



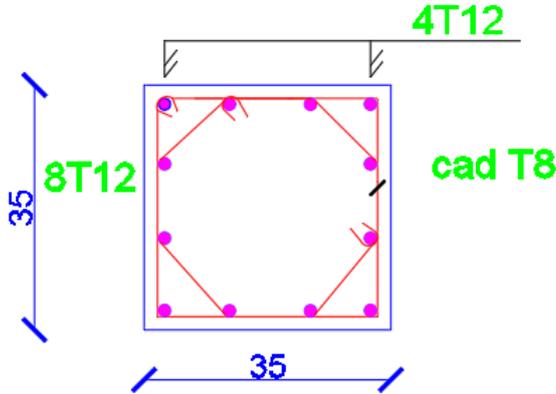
*Poteau 3^{ème} et 4^{ème} étages : (50*50)*



Poteau 5^{ème} et 6^{ème} étages : (45*45)



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



Poteau 9^{ème} et 10^{ème} étages : (35*35)

Figure. V.7: Ferraillage des poteaux.

V.4.Ferrailage des voiles:**V.4.1. Méthode des contraintes :****V.4.1.1. Introduction :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles

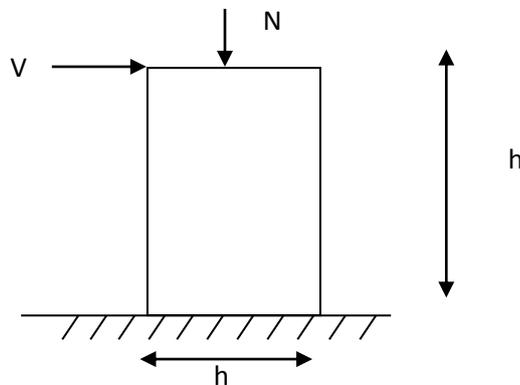
verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [7]

4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du 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 horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

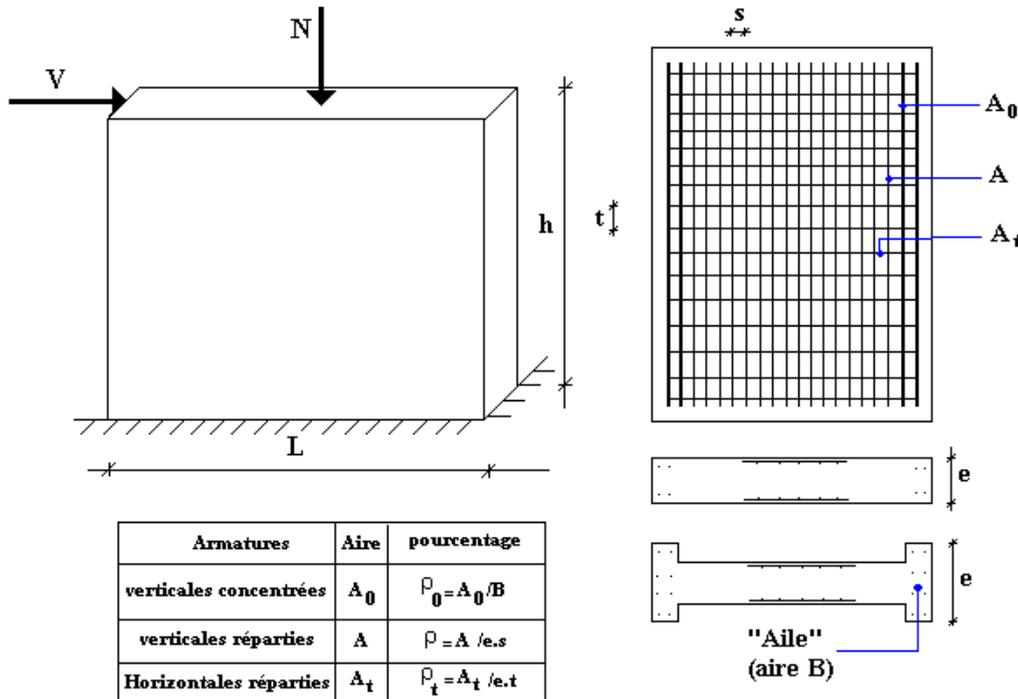


Figure.V.8 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage .

4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

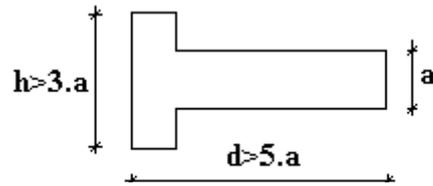


Figure .V.9: Définition de l'élément mur .

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.

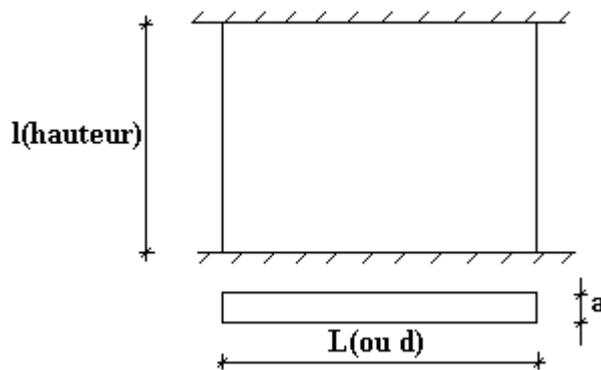


Figure .V.10: murs non raidi latéralement .

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.46: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique 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 ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

Tableau V.47 : 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 $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
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.

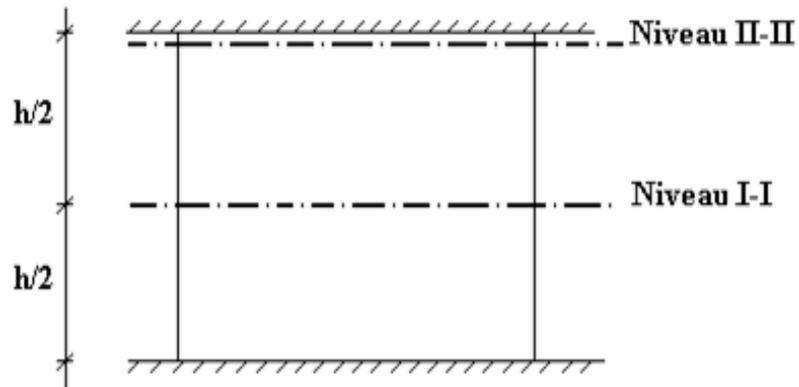
d. Niveaux de vérification :

Figure.V.11 : Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

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.48: 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 Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ <i>par moitié sur chaque face</i> <i>Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive</i> <i>$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</i>	$\rho_H = \frac{A_H}{100 a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ <i>$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</i>

- 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 \emptyset_i) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

Tableau V.49: Aciers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre \emptyset_t
$\emptyset_1 \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m ² de voile	6 mm
$12 \text{ mm} \leq \emptyset_1 \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20 \text{ mm} \leq \emptyset_1$	Espacement $\leq 15 \emptyset_1$	8 mm

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0.05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$).

4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

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 **RPA 99**.

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).

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 :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

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 :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

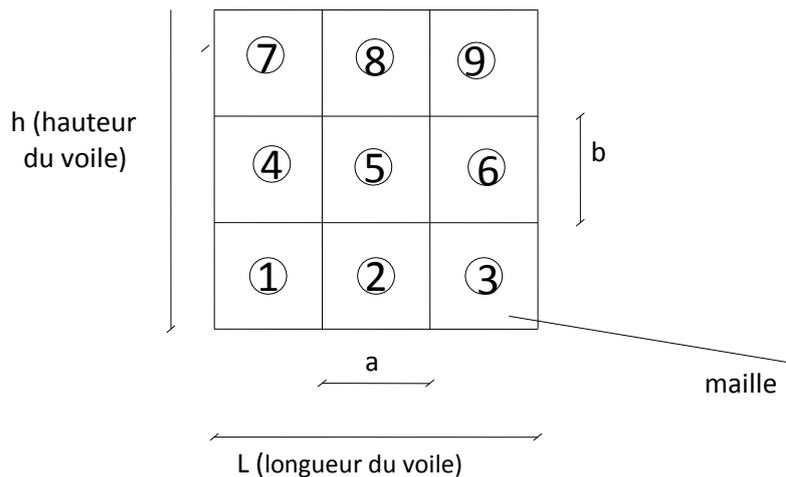


Figure V.12: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\tau_u b_0 S_t}{0.8(0.8 f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8 f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **SAP**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

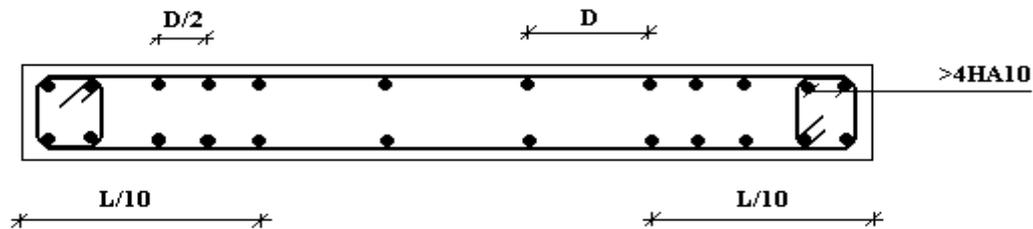
$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

4.4.5. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm .



Disposition des Armatures verticales des voiles

Figure V.13 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. 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.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5 a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ 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.

Exemple de calcul (voile V6) :

Soit le voile de longueur

$$L = 5,68 \text{ m}$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,4 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1,42 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot a$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,4 d'où la hauteur libre est égale à :

$$\blacksquare \quad h_e = 3,4 - 0,55 = 2,85 \text{ m} \quad (0,55 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau V.50 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,85 \times 0,85 = 2,4225$	$0,8 \times 2,85 = 2,28$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 41,96$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 39,49$
Coefficient α	/	0,467	0,678
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m^2	$(a-0.02) = (0.2-0.02) = 0.18$	$(a-0.02)l = (0.2-0.02)l = 0.18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,467 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,18} \right]$ $\sigma_{bna} = 11,28 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,678}{1 \times 0,18} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 16,65 \text{ MPa}$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 16,65 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0.18) (1) m^2$

$A_s = 1.8 \times 10^{-4} cm^2$

Tableau V.51 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3	4	5
Dimensions (m ²) (a*l') = S _j	0,2248	0,2248	0,2248	0,2248	0,2248
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	5,25	2,09	0,26	1,86	5,4
Force de traction F _t (N) = σ _j S _j	1,1802	0,4698	0,0584	0,4181	1,2139
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	29,505	11,745	1,46	10,45	30,35
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99:0,15 %S _{béton}	2,248 3,372	2,248 3,372	2,248 3,372	2,248 3,372	2,248 3,372
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 × 12T14 = 36,96 $\frac{112,4}{11} = 10,22$	2 × 6T12 = 13,56 $\frac{112,4}{5} = 22,48$	2 × 6T10 = 9,48 $\frac{112,4}{5} = 22,48$	2 × 6T12 = 13,56 $\frac{112,4}{5} = 22,48$	2 × 12T14 = 36,96 $\frac{112,4}{11} = 10,22$
S _≤ (1.5 a, 30cm) S _≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

• Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,51(200)(1130)}{400} 1,4 = 2183,951 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 21,84 \text{ cm}^2$$

• Aciers horizontaux :

$$S_{t \text{ min}} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(2,51)(200)(300)}{(0,8)(400)(0,8)} = 8,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (36,96) = 24,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0.15 \%) \times a \times l = \frac{0.15}{100} (20)(113) = 3,39 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 24,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T16 = 28,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } s_t = \frac{1130}{6} = 188,33 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t\min} = 300 \text{ mm}$... vérifié

5. PRESENTATION DES RESULTATS

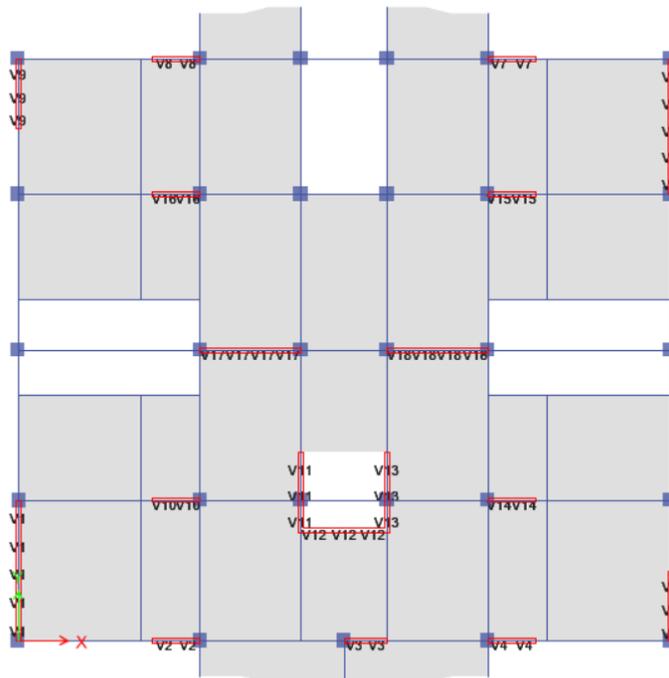


Figure V.14 : Disposition des voiles.

Tableau V.52 : Caractéristiques des voiles.

	Li	b(m)	L(m)
Voile V1	1,176	0,2	3,7
Voile V2	1	0,2	3,55
Voile V5	0,98	0,2	3,65
Voile V6	1,13	0,2	3,7
Voile V11	1,13	0,2	4,15
Voile V12	1,2	0,2	4,15
Voile V17	1,045	0,2	4,15

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $G + Q \pm E$.

Les qui ont le même ferrailage :

- V1
- V2, V3, V4, V7, V8, V10, V14, V15, V16.
- V5, V9
- V6
- V11, V13
- V12
- V18, V17

Armature verticale de traction :

Tableau V.53 : Calcul des armatures du voile (V1).

Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ _j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	A _v adp(cm ²)	S _t adp (cm)	
V1	RDC- 4 ^{ème}	1	0,2352	10,01	2,354352	58,8588	12	T20	75,36	10
		2	0,2352	3,14	0,738528	18,4632	6	T14	18,48	20
		3	0,2352	1,56	0,366912	9,1728	6	T10	9,48	20
		4	0,2352	2,35	0,55272	13,818	6	T14	18,48	20
		5	0,2352	8,29	1,949808	48,7452	12	T20	75,36	10
	5 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0,2352	2,2	0,51744	12,936	12	T14	36,96	10
		2	0,2352	1,08	0,254016	6,3504	6	T10	9,48	20
		3	0,2352	0,73	0,171696	4,2924	6	T10	9,48	20
		4	0,2352	1,18	0,277536	6,9384	6	T10	9,48	20
		5	0,2352	1,84	0,432768	10,8192	12	T14	36,96	10

Tableau V.54 : Calcul des armatures du voile (V2).

Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ _j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	A _v adp(cm ²)	S _t adp (cm)	
V2	RDC- 4 ^{ème}	1	0,2	2,85	0,57	14,25	7	T12	15,82	15
		2	0,2	1,58	0,316	6,32	7	T14	21,56	15
	5 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0,2	1,38	0,276	5,52	7	T10	11,06	15
		2	0,2	1,15	0,23	4,6	7	T12	15,82	15

Tableau V.55 : Calcul des armatures du voile (V5).

Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ _j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp(cm ²)	S _t adp (cm)	
										V5
2	0,196	0,91	0,17836	4,459	5	T10	7,9	20		
3	0,196	3,08	0,60368	15,092	10	T12	22,6	10		
5ème- 9ème	1	0,196	0,77	0,15092	3,773	10	T10	15,8	10	
	2	0,196	0,34	0,06664	1,666	5	T10	7,9	20	
	3	0,196	0,59	0,11564	2,891	10	T12	22,6	10	

Tableau V.56 : Calcul des armatures du voile (V6).

Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ _j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	Av adp(cm ²)	S _t adp (cm)	
										V6
2	0,226	2,09	0,47234	11,8085	6	T12	13,56	20		
3	0,226	0,26	0,05876	1,469	6	T10	9,48	20		
4	0,226	1,86	0,42036	10,509	6	T12	13,56	20		
5	0,226	5,4	1,2204	30,51	12	T14	36,96	10		
5ème- 9ème	1	0,226	1,58	0,35708	8,927	12	T12	27,12	10	
	2	0,226	1,05	0,2373	5,9325	6	T10	9,48	20	
	3	0,226	0,73	0,16498	4,1245	6	T10	9,48	20	
	4	0,226	1,07	0,24182	6,0455	6	T10	9,48	20	
	5	0,226	1,61	0,36386	9,0965	12	T12	27,12	10	

Tableau V.57 : Calcul des armatures du voile (V11).

	Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ _j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	A _v adp(cm ²)	S _t adp (cm)
V11	RDC- 4ème	1	0,226	2,06	0,46556	11,639	12	T14	36,96	10
		2	0,226	1,5	0,339	8,475	6	T12	13,56	20
		3	0,226	4,07	0,91982	22,9955	12	T12	27,12	10
	5ème- 9ème	1	0,226	0,72	0,16272	4,068	12	T12	27,12	10
		2	0,226	0,83	0,18758	4,6895	6	T10	9,48	20
		3	0,226	1,43	0,32318	8,0795	12	T10	18,96	10

Tableau V.58 : Calcul des armatures du voile (V12).

	Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ _j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	A _v adp(cm ²)	S _t adp (cm)
V12	RDC- 4ème	1	0,24	2,43	0,5832	14,58	13	T12	29,38	10
		2	0,24	0,5	0,12	3	7	T10	11,06	20
		3	0,24	2,9	0,696	17,4	13	T12	29,38	10
	5ème- 9ème	1	0,24	0,66	0,1584	3,96	13	T12	29,38	10
		2	0,24	0,67	0,1608	4,02	7	T10	11,06	20
		3	0,24	0,64	0,1536	3,84	13	T12	29,38	10

Tableau V.59 : Calcul des armatures du voile (V17).

Niveau (m)	mailes	S _j (m)	σ_j (Mpa)	F _t (MN)	A _s	Armtr néc	Type d'armtr	A _v adp(cm ²)	S _t adp (cm)	
V17	RDC- 4ème	1	0,209	4,01	0,83809	20,95225	11	T12	24,86	10
		2	0,209	1,67	0,34903	8,72575	6	T10	9,48	20
		3	0,209	1,18	0,24662	6,1655	6	T10	9,48	20
		4	0,209	3,32	0,69388	17,347	11	T12	24,86	10
	5ème- 9ème	1	0,209	1,21	0,25289	6,32225	11	T12	24,86	10
		2	0,209	0,61	0,12749	3,18725	6	T10	9,48	20
		3	0,209	0,45	0,09405	2,35125	6	T10	9,48	20
		4	0,209	1,28	0,26752	6,688	11	T12	24,86	10

- *Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :*

Tableau V.60: Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	Vcal (KN)	V(KN)	Avj(cm ²)	Aramture	Nbr d'armateurs	Av (cm ²)	St(cm)
V1	RDC- 4ème	906,26	1268,764	34,89101	T20	6	18,84	20
	5ème- 9ème	253,12	354,368	9,74512	T12	6	6,78	20
V2	RDC- 4ème	228,26	319,564	8,78801	T10	6	4,74	20
	5ème- 9ème	144,64	202,496	5,56864	T10	6	4,74	20
V5	RDC- 4ème	293,8	411,32	11,3113	T12	6	6,78	20
	5ème- 9ème	128,82	180,348	4,95957	T10	6	4,74	20
V6	RDC- 4ème	567,26	794,164	21,83951	T16	6	12,06	20
	5ème- 9ème	309,62	433,468	11,92037	T12	6	6,78	20
V11	RDC- 4ème	363,86	509,404	14,00861	T14	6	9,24	20
	5ème- 10ème	214,7	300,58	8,26595	T10	6	4,74	20
V12	RDC- 4ème	490,42	686,588	18,88117	T16	6	12,06	20
	5ème- 10ème	339	474,6	13,0515	T12	6	6,78	20
V17	RDC- 4ème	546,92	765,688	21,05642	T16	6	12,06	20
	5ème- 10ème	411,32	575,848	15,83582	T14	6	9,24	20

- *Aciers horizontaux :*

Tableau V.61: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	Tu (MPa)	Ah ₁ (cm ²)	Ah ₂ (cm ²)	Ah min (cm ²)	Ah (cm ²)	Armature	nbr d'armature	St (cm)	As (cm ²)
V1	5,61	13,15	39,25	3,39	39,25	T20	14	15	43,96
	1,57	3,68	24,64	3,39	24,64	T16	14	15	28,14
V2	1,41	3,3	14,37	3,39	14,37	T12	14	15	15,82
	0,9	2,11	10,55	3,39	10,55	T10	14	15	11,06
V5	1,82	4,27	15,07	3,39	15,07	T12	14	15	15,82
	0,8	1,88	15,07	3,39	15,07	T12	14	15	15,82
V6	3,51	8,23	24,64	3,39	24,64	T16	14	15	28,14
	1,92	4,5	18,08	3,39	18,08	T14	14	15	21,56
V11	2,25	5,27	24,64	3,39	24,64	T16	14	15	28,14
	1,33	3,12	18,08	3,39	18,08	T14	14	15	21,56
V12	3,04	7,13	19,59	3,39	19,59	T14	14	15	21,56
	2,1	4,92	19,59	3,39	19,59	T14	14	15	21,56
V17	3,39	7,95	16,57	3,39	16,57	T12	16	15	18,08
	2,55	5,98	16,57	3,39	16,57	T12	16	15	18,08

Remarque :

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

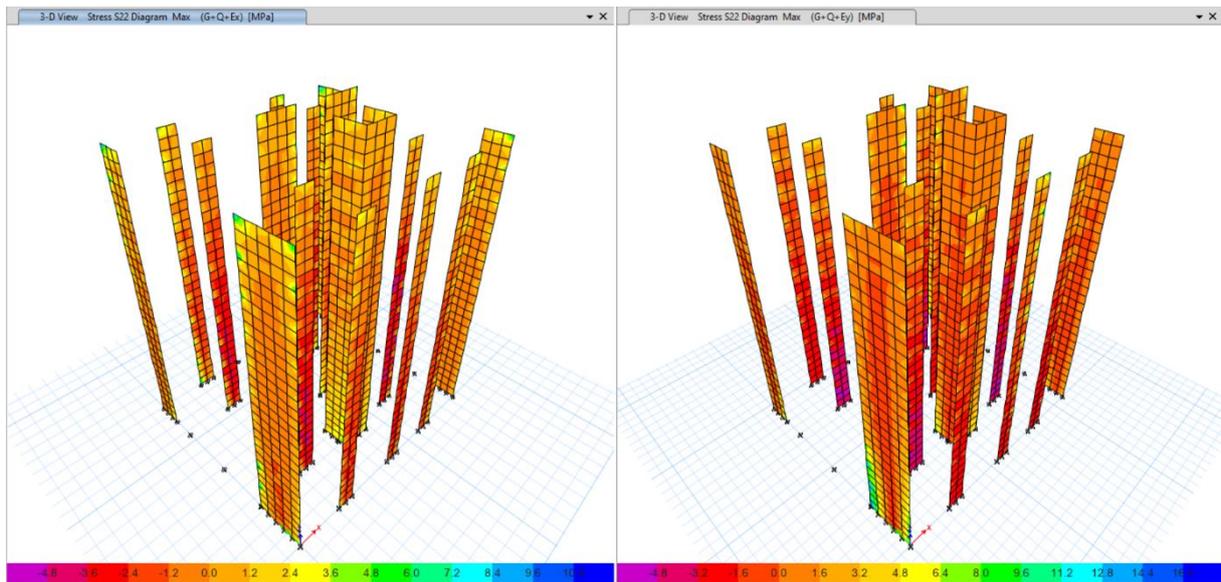


Figure V.15 : Contraintes δ_{22} .

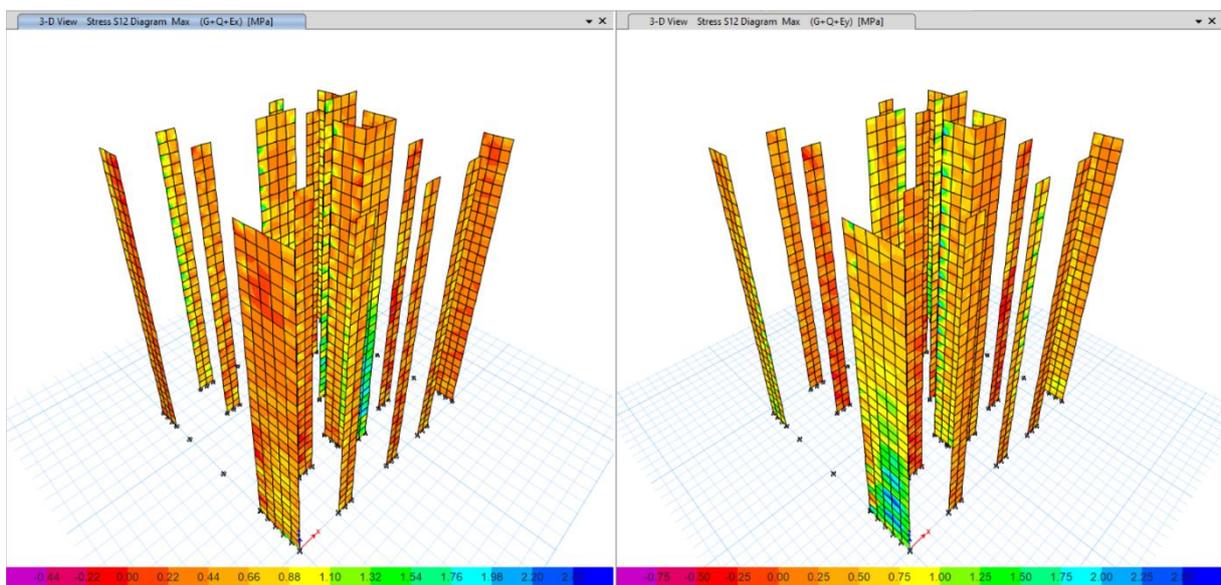


Figure V.16 : Contraintes δ_{12} .

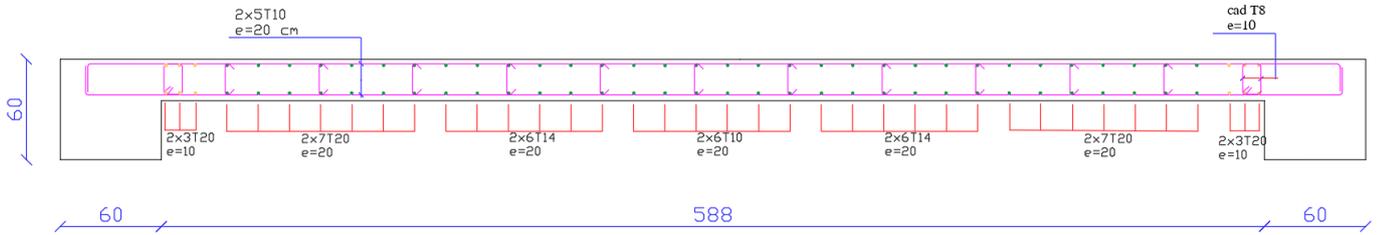


Figure V.17 : Ferrailage des voiles niveau RDC (V1).

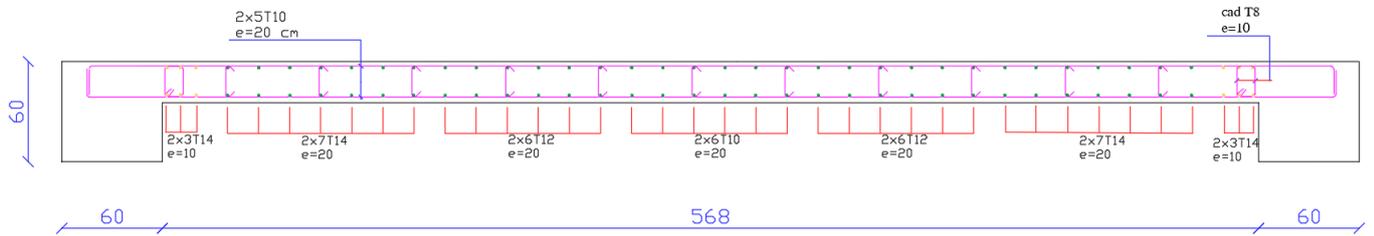


Figure V.18: Ferrailage des voiles niveau RDC (V6).

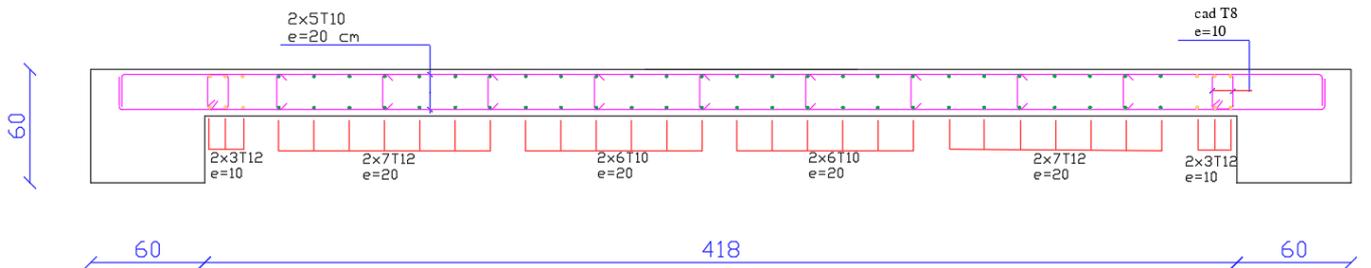


Figure V.19: Ferrailage des voiles niveau RDC (V17).

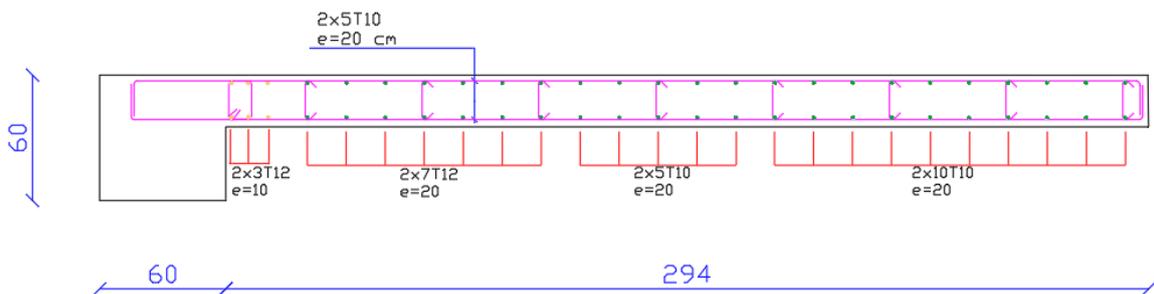


Figure V.20: Ferrailage des voiles niveau RDC (V5).

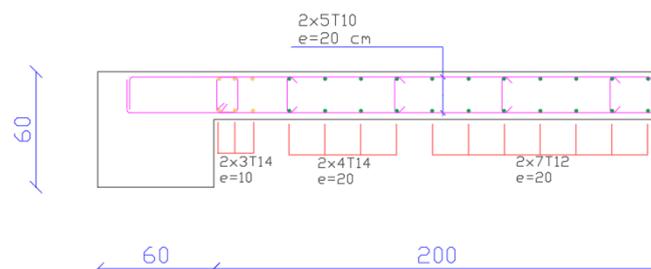


Figure V.21: Ferrailage des voiles niveau RDC (V2).

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol} .
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. **(Selon un rapport de sol)**

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $s = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

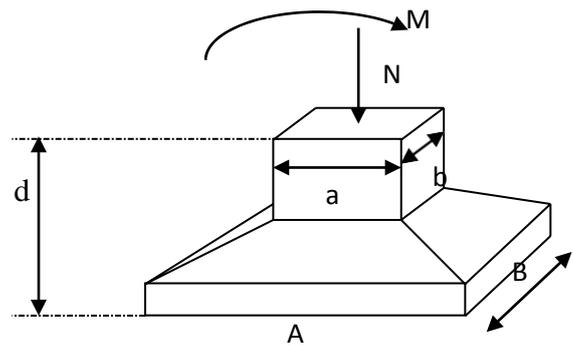


Figure VI.1 : semelles isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$N = 2411,146 \text{ KN}$

D'où $s \geq \frac{2411,146}{200} \Rightarrow S = 12,06 \text{ m}^2$

$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{12,06} = 3,47 \text{ m} \Rightarrow B = 3,5 \text{ m}$

- Vérification de la mécanique des sols (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 : $L_{\min} = 3,6\text{m} < 1,5 \times 3,5 = 5,25\text{ m} \dots\dots$ non vérifié.

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes :

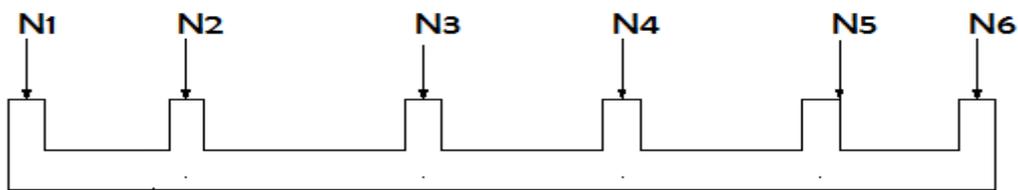


Figure VI.2 : Semelles filantes.

- 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: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>S (m²)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B^{choisie}(m)</i>	<i>S_{smll}(m²)</i>
A-A	12560,346	62,80	24,37	2,58	2,60	63,36
B-B	16816,185	84,08	24,37	3,45	3,5	85,30
C-C	21867,597	109,34	19,77	5,35	5,5	108,74
D-D	13686,36	68,43	19,77	3,46	3,5	69,20
E-E	16991,94	84,96	24,37	3,49	3,5	85,30
F-F	12493,91	62,47	24,37	2,56	2,60	63,36

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filantes})}{S(\text{surface totale})} \leq 50\%$

$$\frac{475,26}{658,6675} = 72,15\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

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 du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.3.3. Radier générale

VI.3.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

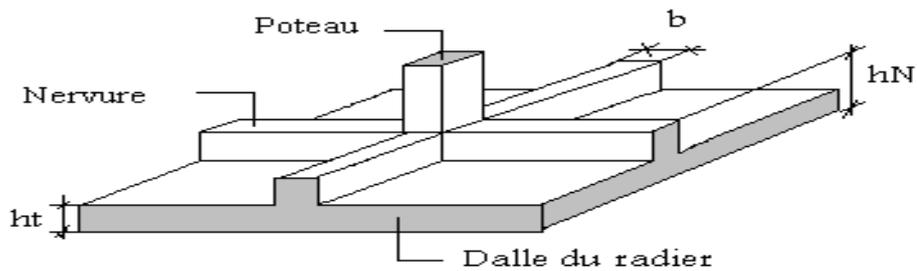


Figure VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 92789,637 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 463,95 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 658,6675 S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 711,2321 \text{ m}^2$

VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 758 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 38 \text{ cm}$$

On prend : **h=40 cm.**

• **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$

$N_u = 12689,29 \text{ KN}$

$L = 7,58 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 30,05 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_2 = 35 \text{ cm}$

• **Conclusion:** $h \geq \text{Max} (h_1; h_2) = 40 \text{ cm}$.

Pour des raisons constructives on adopte **h=40 cm**.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

• **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{758}{10} = 75,8 \text{ cm}$$

Donc :

b = 80 cm dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 7,58 \text{ m}$

$\Rightarrow 52 \text{ cm} < h_{N1} < 75,8 \text{ cm}$

On prend : **h_{N1}=70 cm**.

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2877,024 \text{ kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol (60x60).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h_{N2} \geq 115,4 \text{ cm}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=10818,87 \text{ MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b=100 \text{ cm}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 [\text{kg/cm}^3]$.

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0,8} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{0,04 \times 1000}{4 \times 10818,87} \times 7,58^4 \right]} \Rightarrow h \geq 195,90 \text{ cm}$$

Tableau VI.2 : Choix la hauteur de nervure.

H nervure	I nervure (m ⁴)	Le (m)	($\pi/2$) (Le + a) (m)	vérification	Observation
0,7	0,0229	2,359	4,648	<7,58	Non vérifier
1.154	0,1024	3,430	6,33	<7,58	Non vérifier
2	0,5333	5,182	9,082	>7,58	vérifier

On prend : $h_n=2 \text{ m}$

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier $h = 40cm$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 200 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm} \text{ sens } (x - x) \text{ et } b = 80 \text{ cm} \text{ sens } (y - y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VI.3 : caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
14,0218	12,6760	38087,8045	46654,8816

a. Vérification de la stabilité du radier:

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP 2000 v14**.

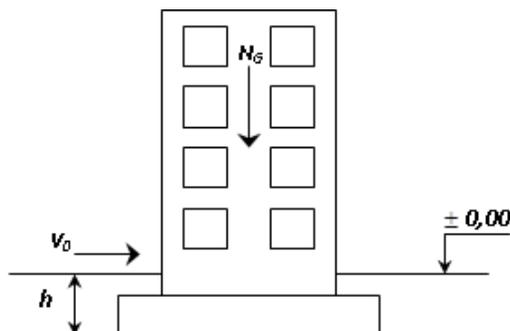


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0=1920,15 \text{ KN.m}$$

$$V_0=8348,46 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}}=81907,76\text{KN.}$$

$$N_2=\rho_b.S.h=25 \times 2 \times 711,2321=35561,605\text{kN}$$

Donc:

$$N=117469,365 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure: $h=8,67\text{m.}$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$M_R=1920,15 + (8348,46 \times 8,67) = 74301,2982\text{kN.m}$$

$$M_s=N \times x_G=1647131,942 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 22,17 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **Sens y-y:**

$$M_0=1567,25 \text{ KN.m}$$

$$V_0=8035,98 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_R=71239,1966 \text{ KN.m}$$

$$M_s=N \times y_G=1489041,671 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 20,9 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{81907,76}{711,2321} = 115,16 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 115,16 \text{ kN} / m^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / m^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

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 σ_{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 1,33 fois la contrainte admissible.

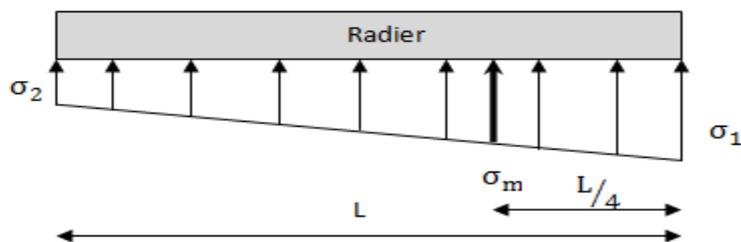


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.

Avec : $I_{xx} = 38087,8045 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 46654,8816 \text{ m}^4$

• **ELU:**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 78890,12325 + 1,35 \times 35561,605$

$N_u=126898,29$ KN

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$$

($M_{Rx}= 74301,2982$ KN.m ; $M_{Ry}=71239,1966$ KN.m).

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	205,77	151,07	192,095
Sens y-y	197,77	159,07	188,095
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:** $N_{ser}=117469,365$ KN

Tableau VI.5: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	192,52	137,81	178,8425
Sens y-y	184,52	145,81	174,8425
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:** $\sigma_u = 192,095 \text{ kN / m}^2$
- **ELS:** $\sigma_{ser} = 178,8425 \text{ kN / m}^2$

VI.3.3.2. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :

1. Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$

• **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

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

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 192,095 \text{ kN / m}$
- **ELS :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 178,8425 \text{ kN / m}$

3. 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 : $M_y = \mu_y M_x$

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

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

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

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 6,53 \text{ m} ; L_y = 7,58 \text{ m}$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5} = 0,76 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELU.

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_{ax} (kNm)	M_{ay} (kNm)
6,53	7,58	0,86	0,0496	0,7052	192,095	407,28	345,34	287,21	244,13	122,184	86,163
										203,64	143,605

Tableau VI.7: 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_{ax} (kNm)	M_{ay} (kNm)
6,53	7,58	0,86	0,0566	0,7933	178,8425	431,63	366,89	342,41	291,05	129,489	102,723
										215,815	171,205

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$;

$f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{ cm}$;

$d = 0,9h = 36\text{ cm}$, fissuration non préjudiciable.

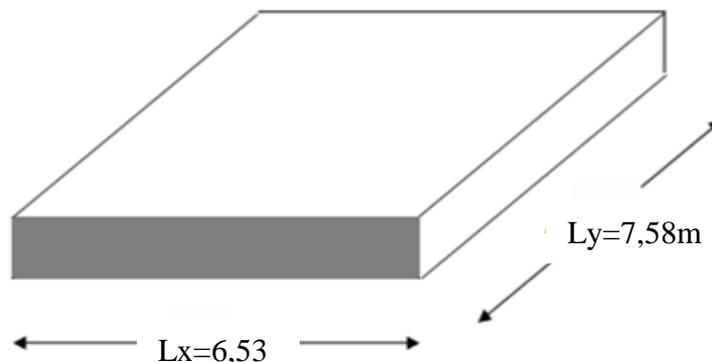


Figure VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.

Tableau VI.8: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	345,34	0,188	0,2627	32,218	30,80	10T20	31,42	25
	y-y	244,13	0,133	0,179	33,423	20,09	10T16	20.11	25
Appui	x-x	203,64	0,111	0,147	33,879	17,27	6T20	18.85	20
	y-y								

➤ Espacement:

$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{ cm}; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

❖ **En travée :**

- **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t=25 \text{ cm}$.

- **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

5. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.48 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	366,89	31,42	14,8	15	130,6	201,61	Vérifiée
	y-y	291,05	20,11	11,7	15	103,6	201,61	Vérifiée
Appui	x-x	215,815	18,85	8,7	15	76,8	201,61	Vérifiée
	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**.

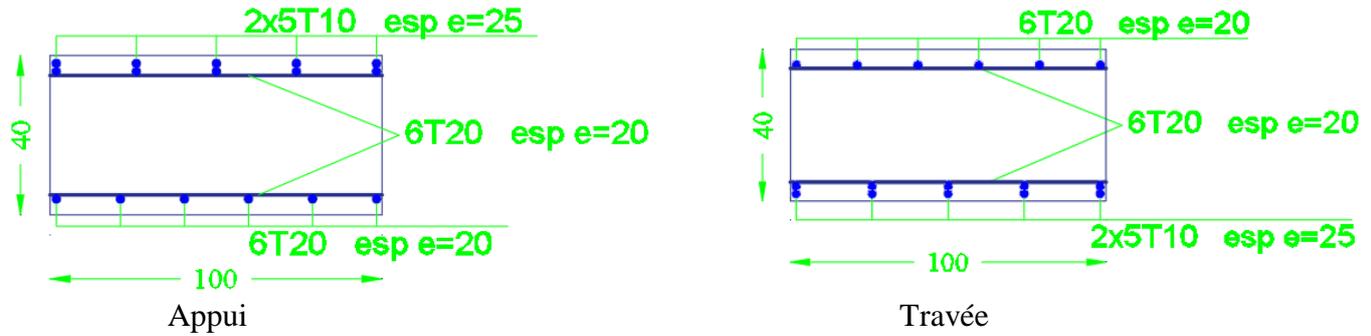


Figure VI.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage Des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$b = 80\text{cm}; h=200\text{cm}; d=180\text{cm}.$

Sens porteur (x-x) :

$L = 7,58\text{m}; q_u=192,095\text{kN/ml}.$

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	1172,69	0,032	0,041	177,05	19,04	6T16+6T14	21,3
Appuis	689,82	0,019	0,024	178,28	11,12	6T16	12,06

• **Sens non porteur (y-y) :**

$L = 6,53\text{m}; q_u=192,095\text{kN/ml}.$

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (y-y)

	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	870,30	0,024	0,031	177,77	14,07	6T16+6T14	21,3
Appuis	511,94	0,014	0,018	178,71	8,24	6T16	12,06

a. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Nous avons : q_{ser}=178,8425KN/ml

Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	1091,79	21,3	5,85	15	19,1	201,67	verifier
	y-y	810,26	21,3	4,34	15	14,2	201,67	verifier
Appui	x-x	642,23	12,06	3,44	15	11,3	201,67	verifier
	y-y	476,63	12,06	2,56	15	8,35	201,67	verifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u = Min (0,1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2.5 MPa

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{192,095 \times 7,58}{2} = 728,04 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{728,04 \times 10^3}{800 \times 1800} = 0,51 \text{ MPa} < \taū_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,255 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 100 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$f_e=400\text{MPa}$; $\tau_u=0,51\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $b=80\text{cm}$; $d=180\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm}$ Zone courante.

$$A_t \geq 3,6\text{cm}^2$$

On prend : **6T10=4,71cm²**

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=110 \text{ cm}$).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,6=4,8\text{cm}^2$$

On opte : 5T12 =5,65cm²

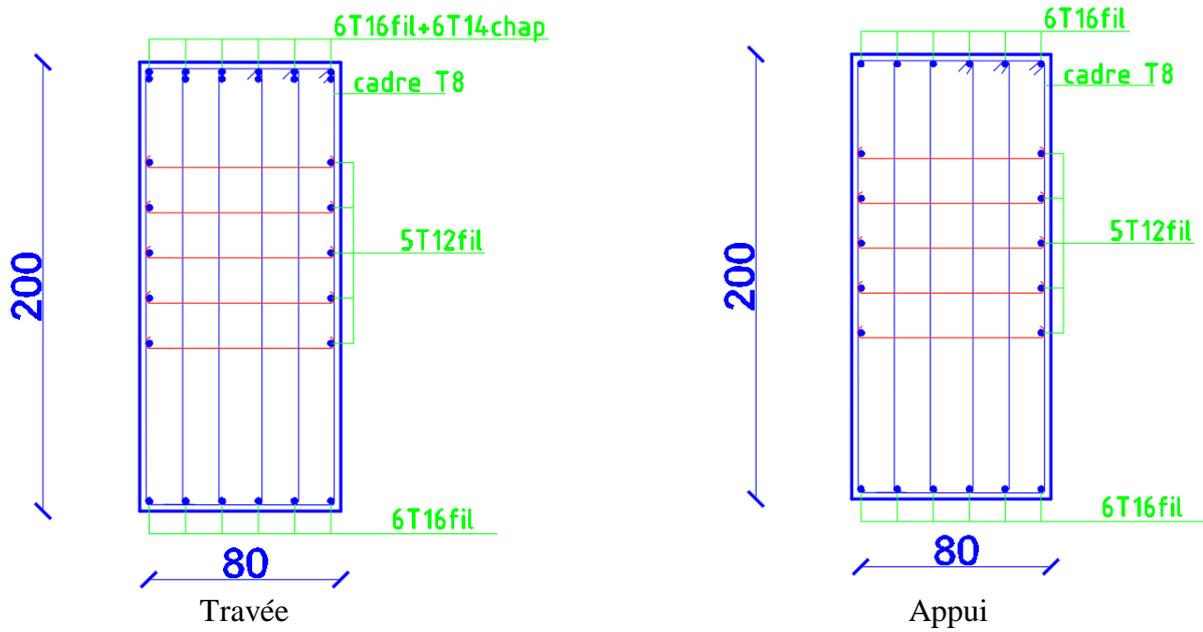


Figure VI.8: Ferrailage des nervures du sens porteur.

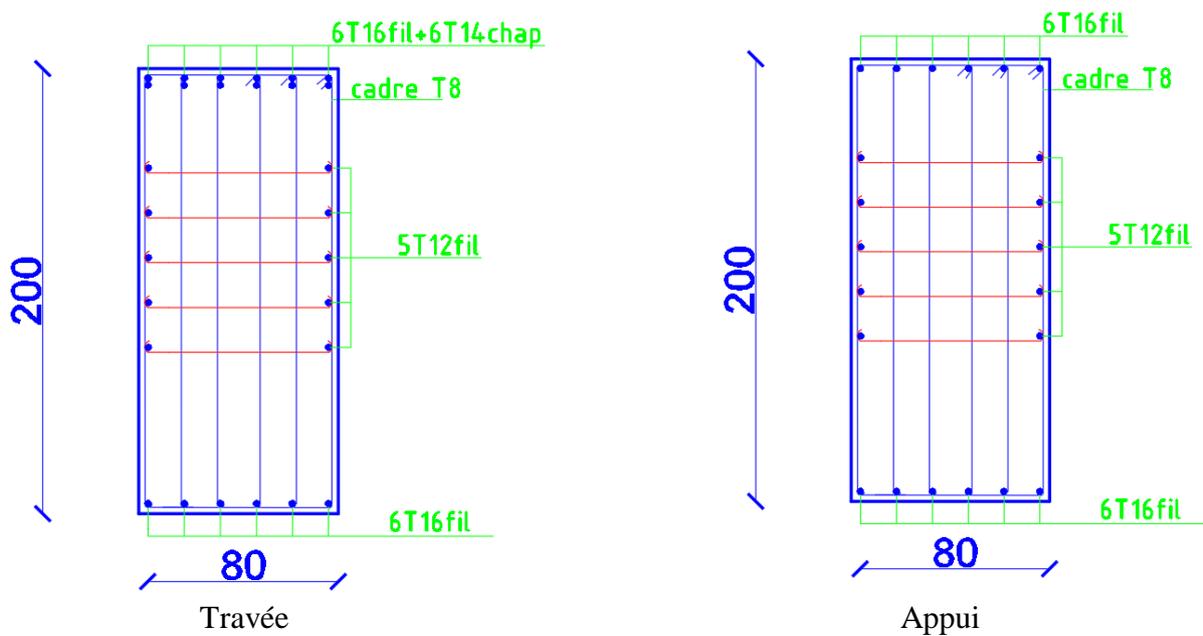


Figure VI.9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.

6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

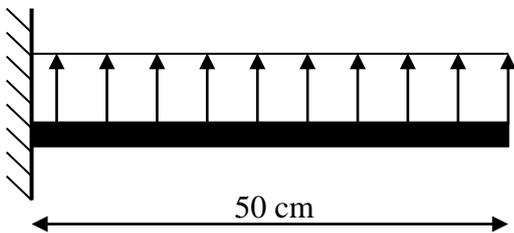


Figure VI.10: Schéma statique du débord

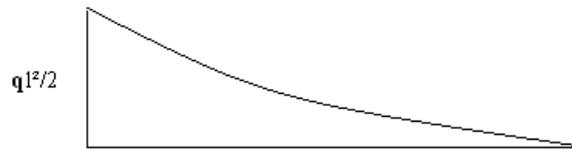


Figure VI.11: Diagramme des Moments.

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

E.L.U : $q_u = 192,095 \text{ kN/ml} \longrightarrow$ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 178,8425 \text{ kN/ml} \longrightarrow$ Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U :** $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 24,01 \text{ kN.m}$
 $T_u = -q_u \cdot L = -96,0475 \text{ kN}$

• **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 22,36 \text{ kN.m}$
 $T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -89,42 \text{ kN}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$, $d = 72 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Tableau. VI.13 : Ferrailage du débord.

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
24,01	0,014	0,018	35,75	1,93	6T16	12,06

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ vérifié} .$$

esp=20cm.

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3,015 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 6,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T12=5,65 cm²,

S_T=25cm.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 96,0475 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{96,0475 \times 10^3}{1000 \times 720} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{.Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

q_{ser}=178,8425 kN/ml

M_{ser} = 22,36 kN .m

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Tableau. VI.14: Vérification des contraintes du débord.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
22,36	12,06	0.62	15	28,2	201.61	OK

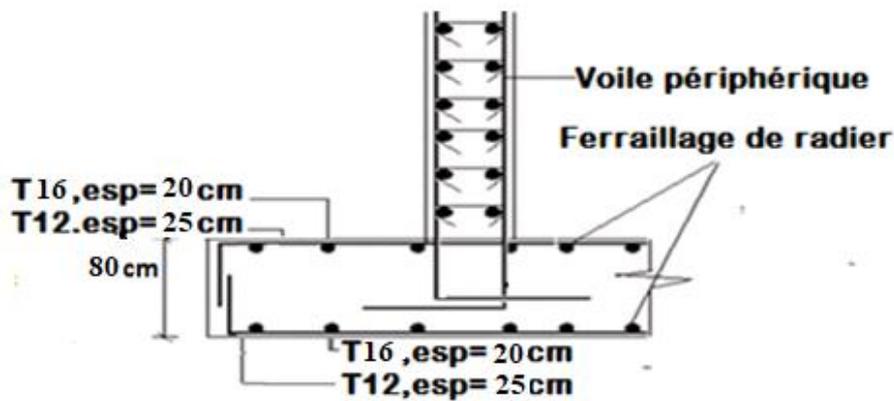


Figure VI.12: Ferrailage du Débord.

VI.4. Etude du voile périphérique :

VI.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4.1. Pré 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 : $B = 15 \text{ cm}$ (Section du voile).

VI.4. 2. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

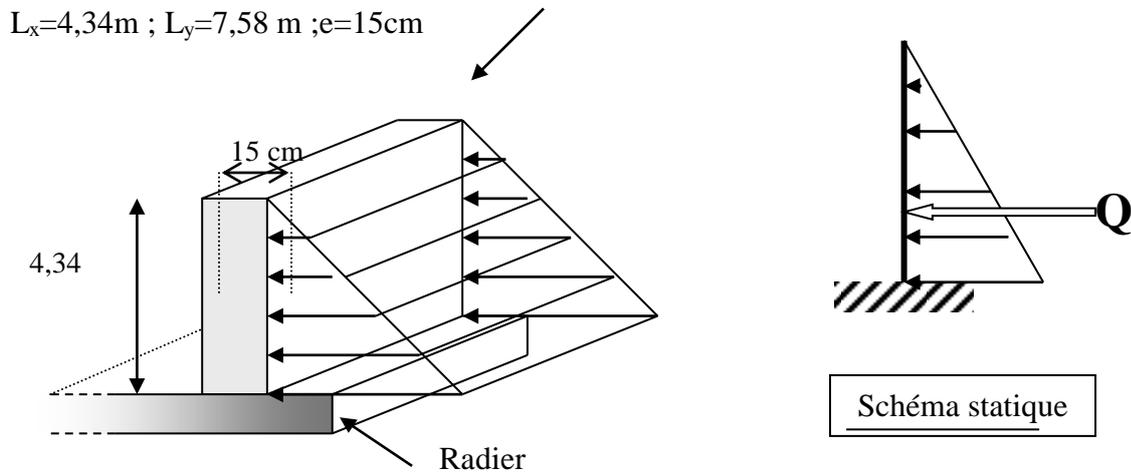


Figure VI.13 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$k_0 = \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 21,4 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile (H=7,58m).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $40,6^\circ$.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 34,32 \text{ kN / ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 46,34 \text{ kN / ml}$$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0496 ; \mu_y = 0,7052$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 15,01 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10,59 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 11,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 7,94 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7,51 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M_u	μ	A_s'	α	Z	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}	Esp
		(kNm)		(cm ²)		(cm)	(cm ²)		(cm ²)	
Travée	x-x	11,26	0,044	0	0,057	13,2	2,46	6T10	4,71	15
	y-y	7,94	0,031	0	0,04	13,29	1,72	6T8	3,02	15
Appuis	x-x	7,51	0,03	0	0,039	13,29	1,63	4T10	3,14	25
	y-y									

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,63 \text{ cm}^2 < 3,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 < \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 93,75 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 67,04 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 93,75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{93,75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,69 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,86 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 34,32 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0,0566$$

$$\mu_y = 0,9733$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 36,59 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 35,61 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 27,44 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 26,71 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 18,295 \text{ kN}$$

b. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_c(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	27,44	4,71	12,5	15	89	201,61	Oui
	y-y	26,71	3,02	12,7	15	93,1	201,61	Oui
Appuis	x-x	18,295	3,14	8,66	15	63,5	201,61	Oui
	y-y							

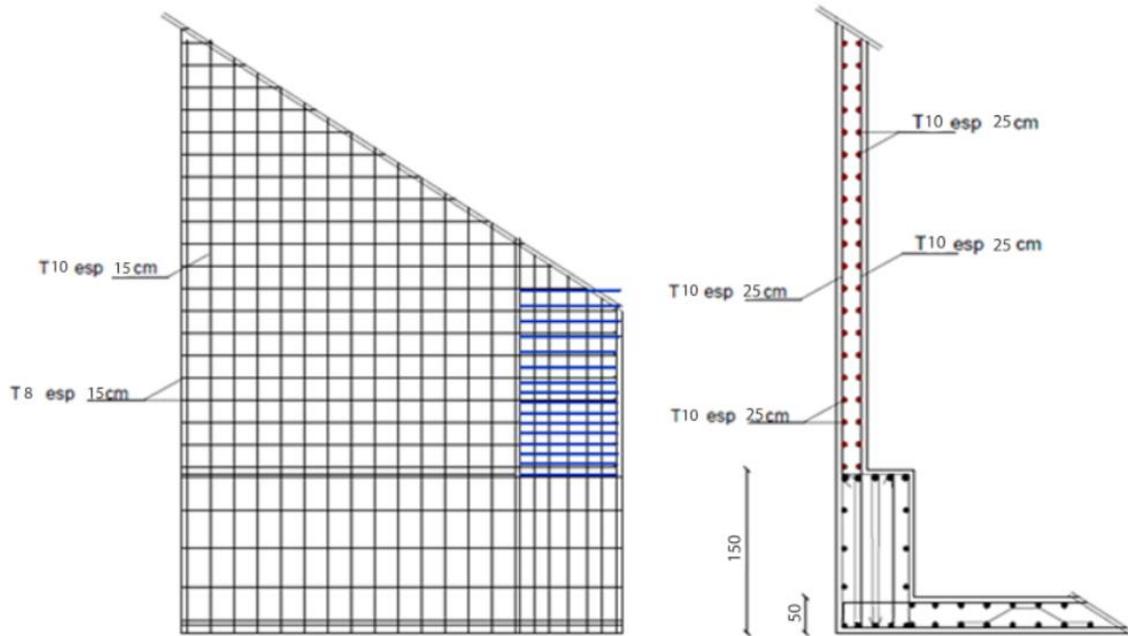


Figure VI.14 : Ferrailage du Voile Périphérique.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les Logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé.
Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- Cette structure possède une forme n'est pas ordinaire en plan et irrégulière en élévation. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000**, 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.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.

- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des forces (M, N). L'utilisation logiciel SAP2000 nous a permis de calcul (M, N) après en utilise logiciel **EXCEL**.
- Vu la disposition des voiles est un facteur plus important que la quantité des voiles placer dans la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue la surface de la structure qu'est très important.

BIBLIOGRAPHIE

1. **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition eyrolles 2000.....[1]

2. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48) [2]

3. Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thonier (**tome1 ; tome2**) ... [3]

4. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**..... [4]

5. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.....[5]

6. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché...[6]

7. Les mémoires de fin d'étude..... [7]

Logiciel :

- ▶ **AUTOCAD 2018**.....Dassin
- ▶ **Sap 2000 v 2014**.....Calcul

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE****Cas générale**

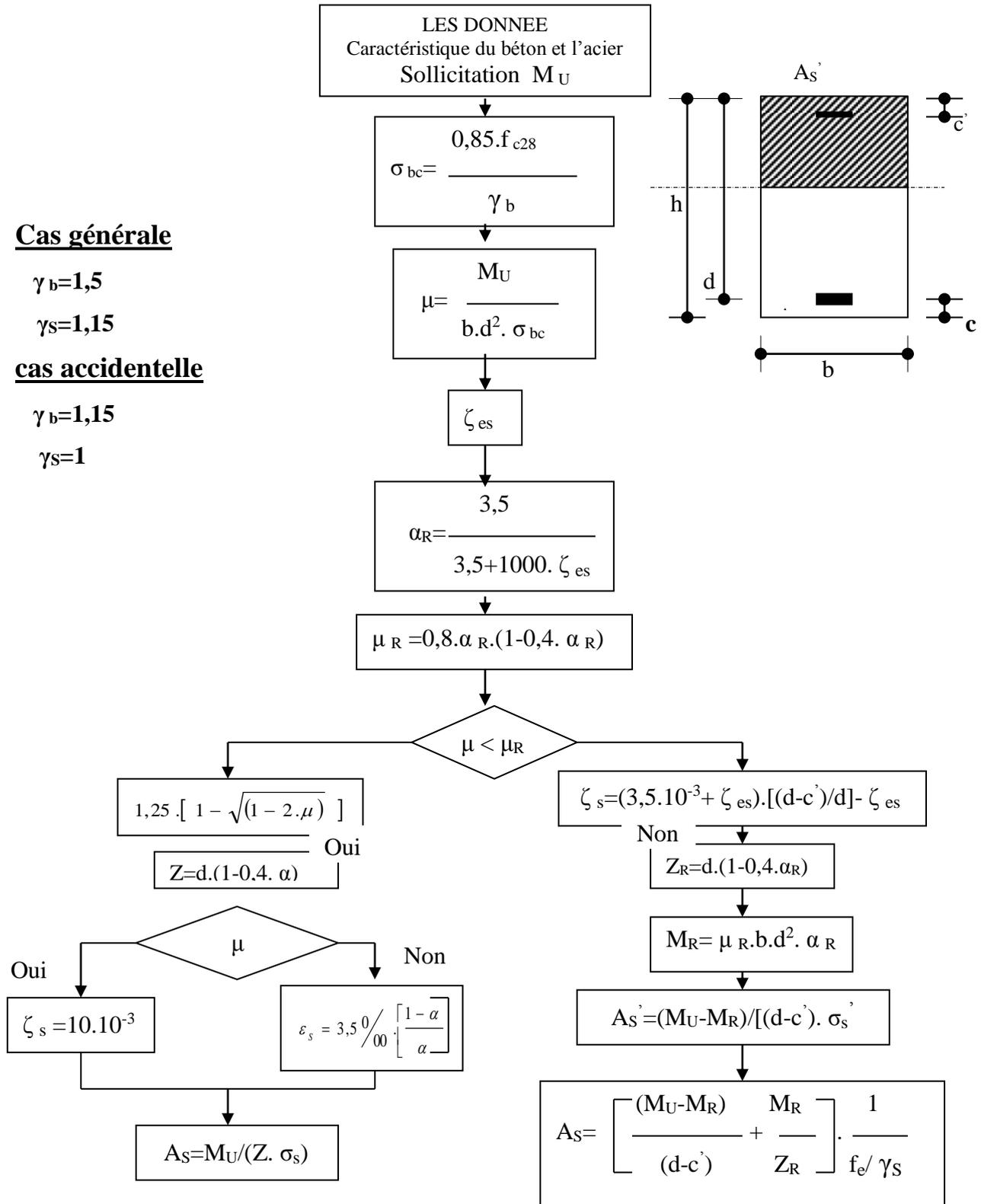
$\gamma_b=1,5$

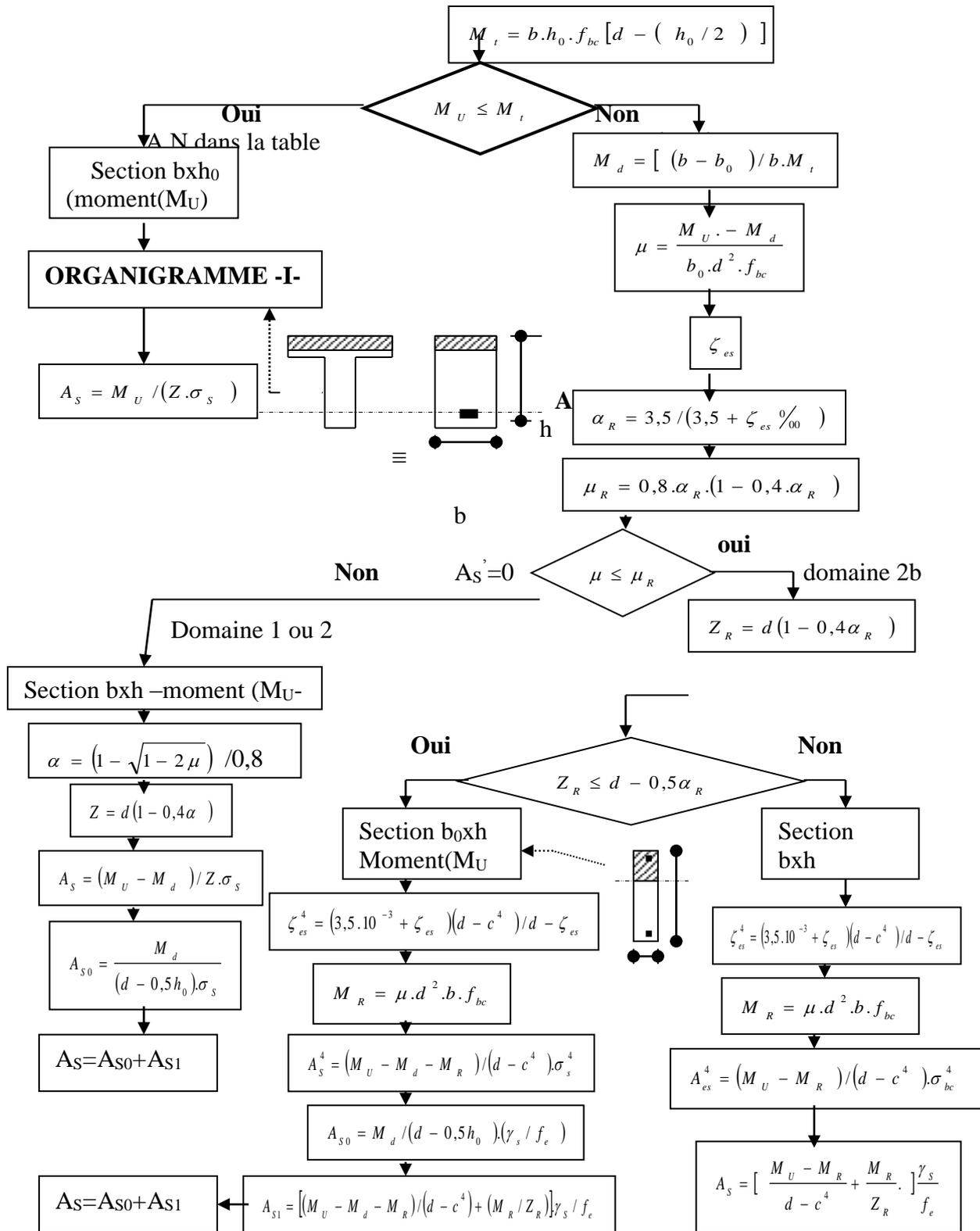
$\gamma_s=1,15$

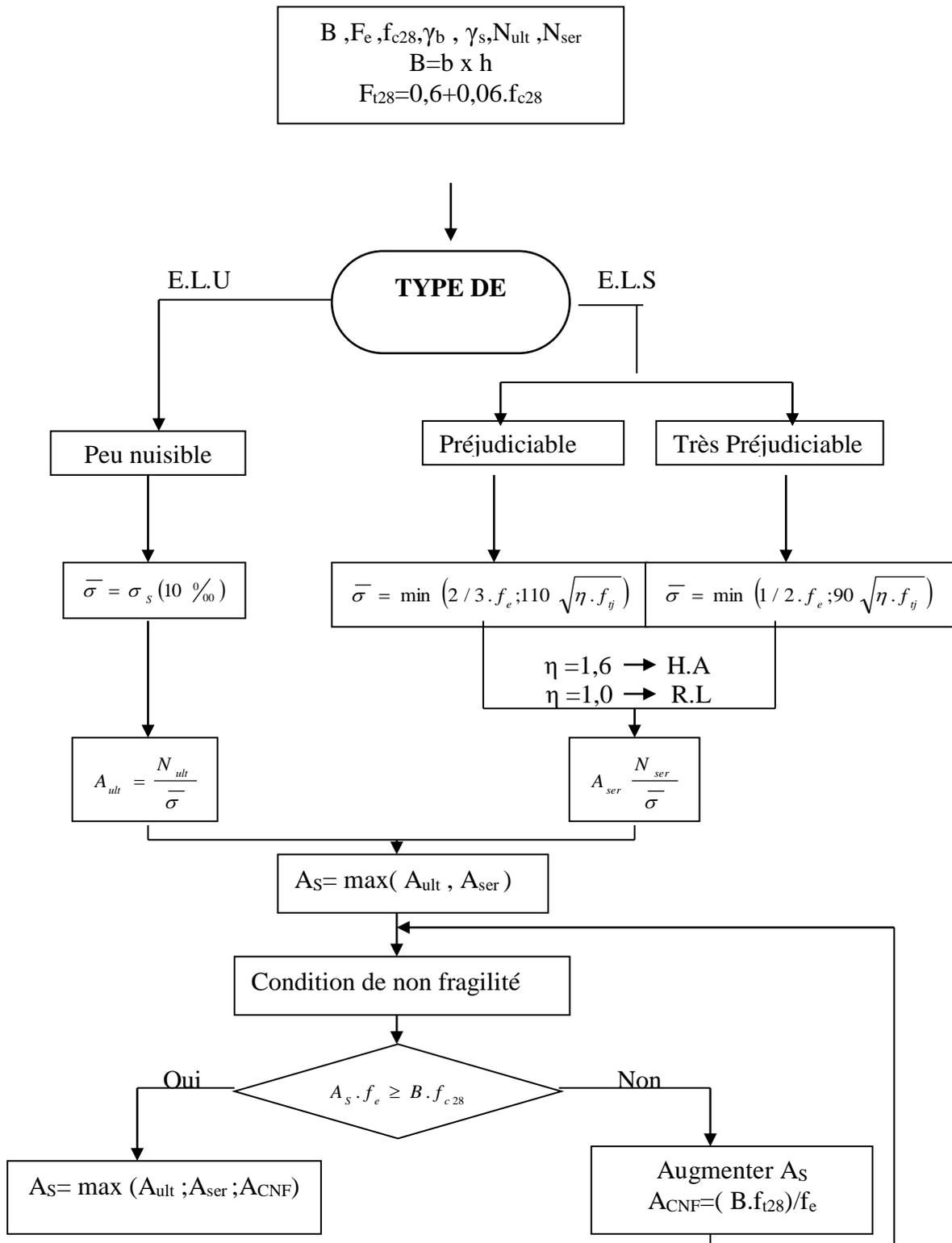
cas accidentelle

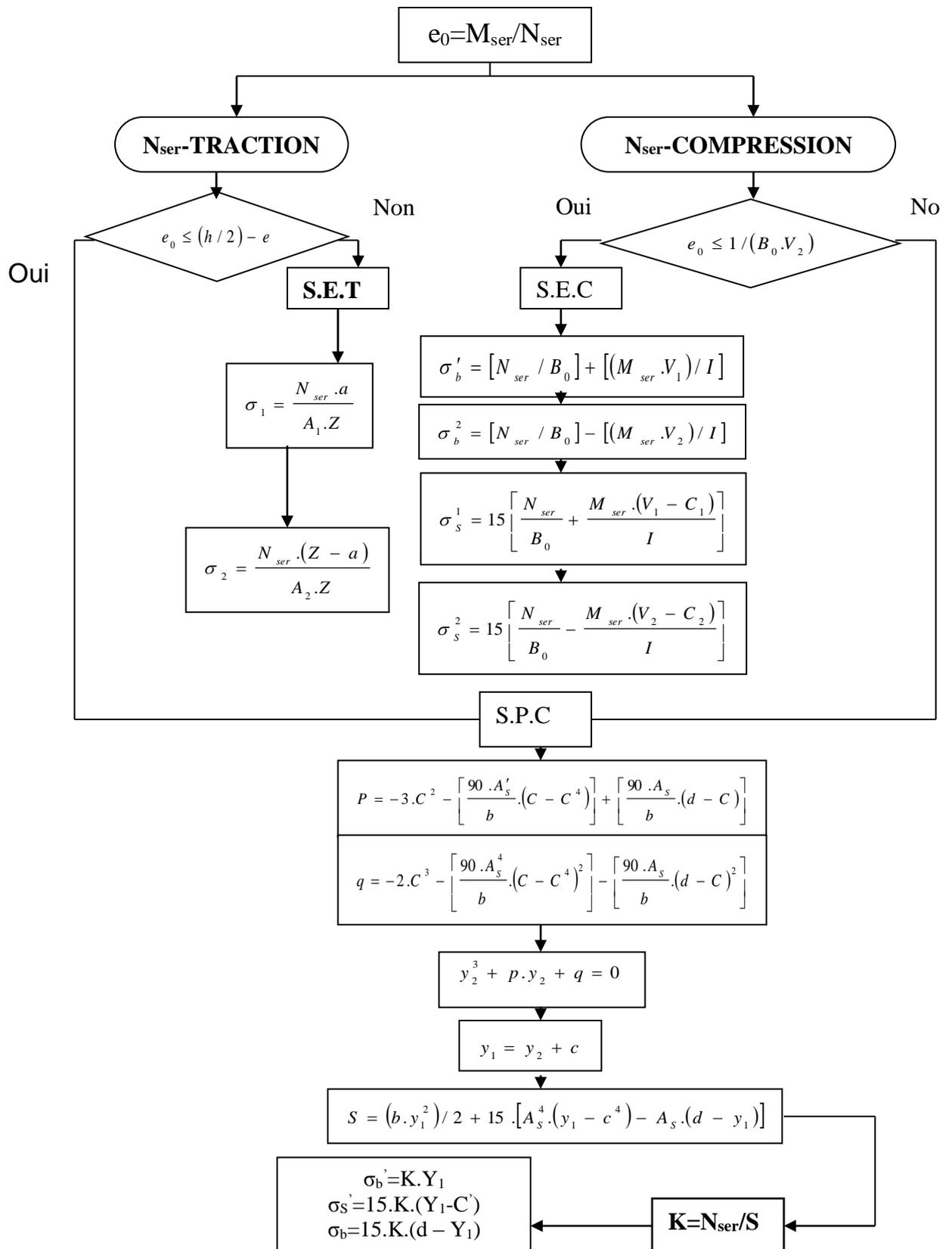
$\gamma_b=1,15$

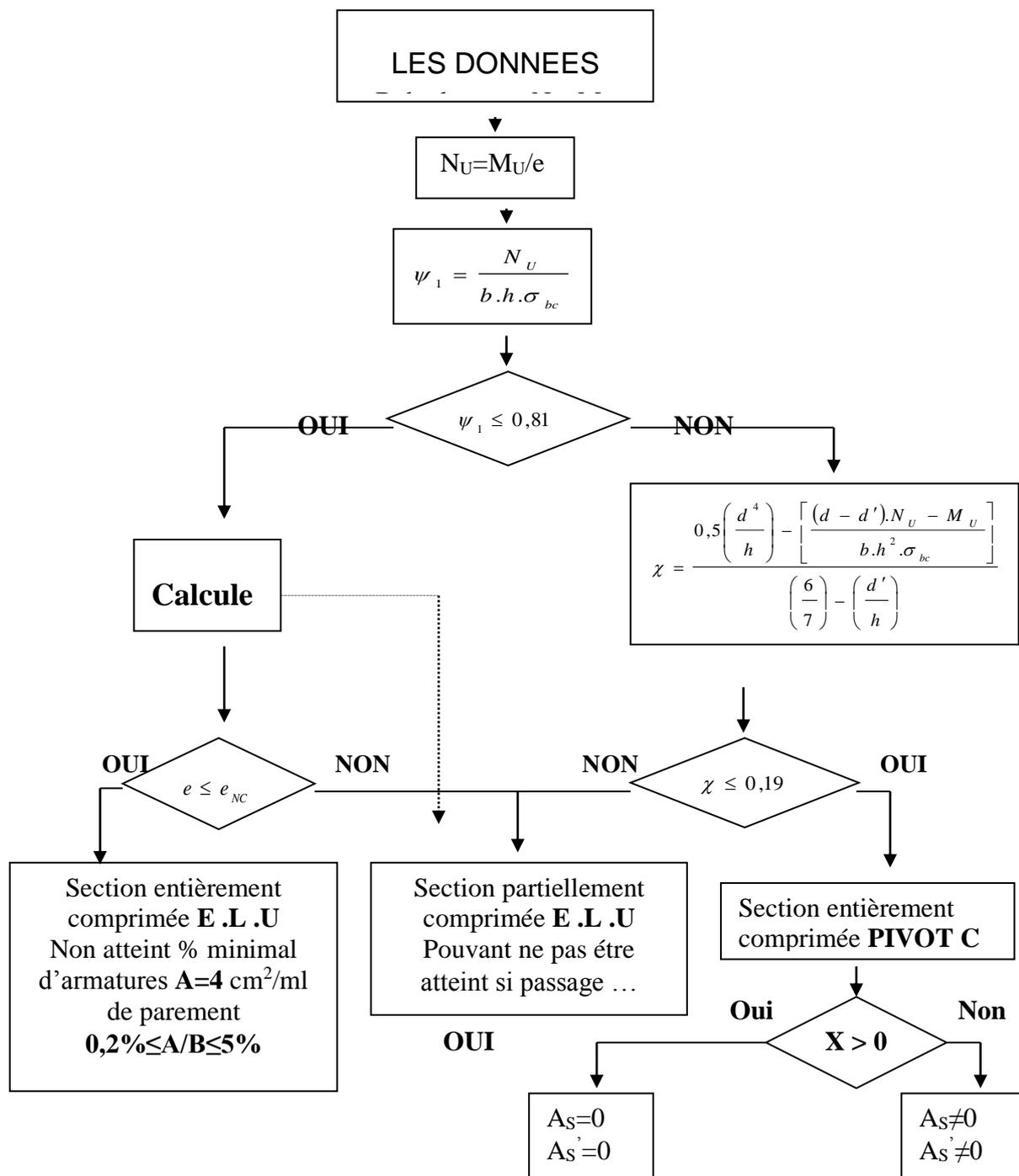
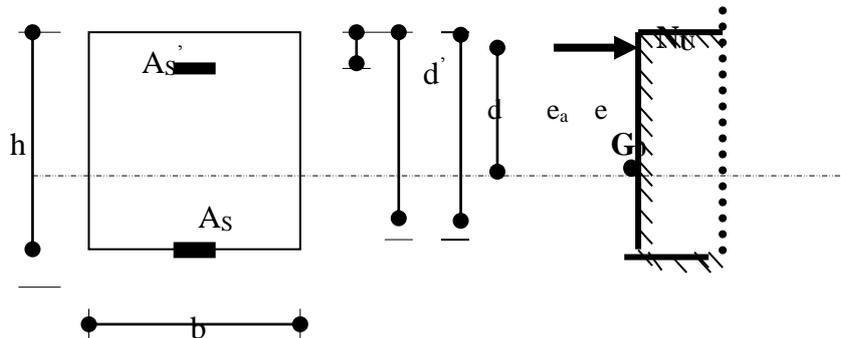
$\gamma_s=1$

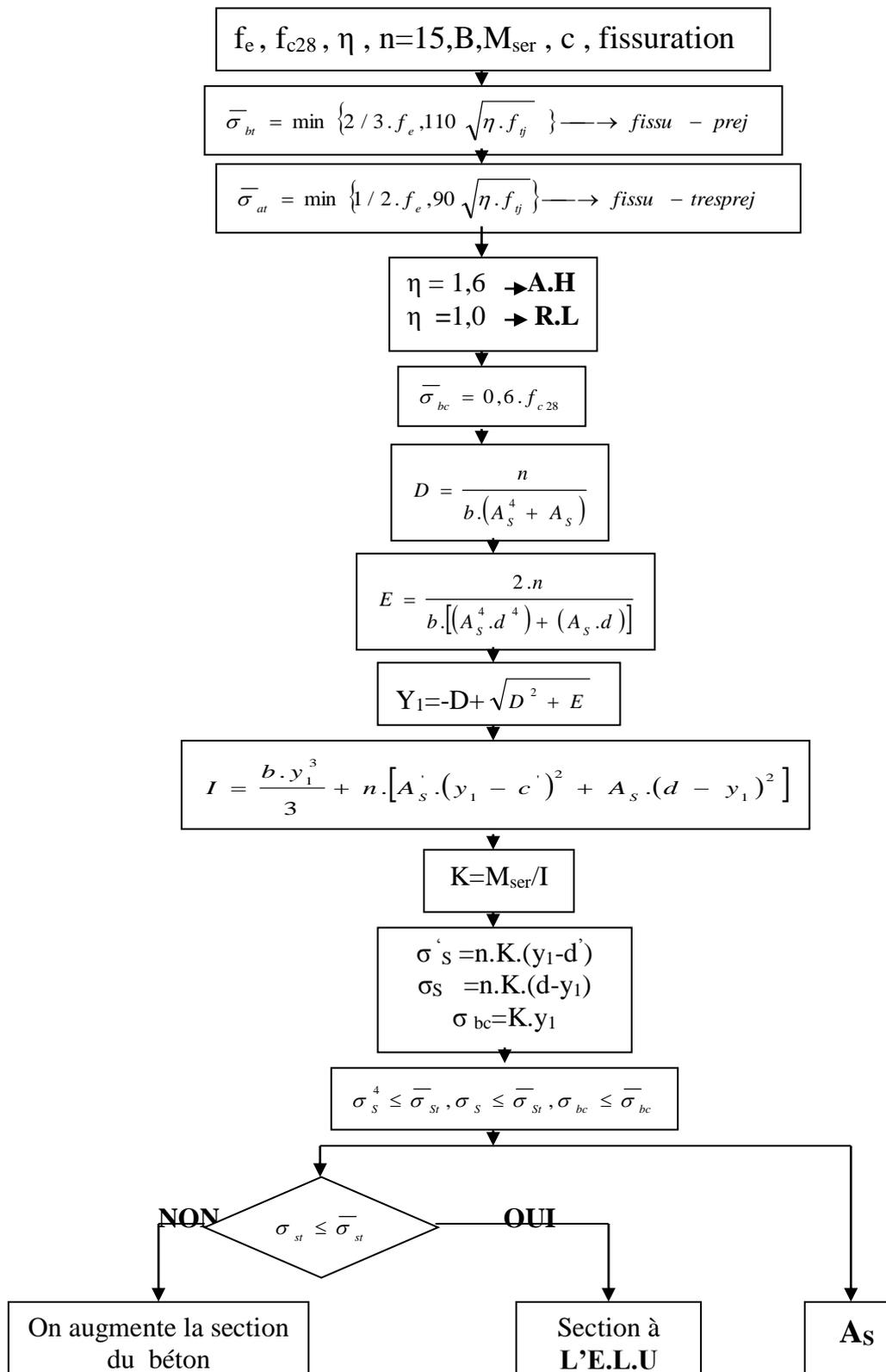


ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -III-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME-IV-**FLEXION COMPOSEE A -ELS-**

ORGANIGRAMME -V-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -VI-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE****A L'EFFORT TRANCHANT**