



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البلدية-1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

De Master en Génie Civil

Option : Matériaux De Constructions

THEME

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN BÂTIMENT EN REZ DE
CHAUSSE+9 ETAGES CONTREVENTÉ PAR DES VOILES
ET DES PORTIQUES EN BETON ARME**

Devant les membres de jury :

Président: M^{me} BOULEGHBAR. K

Examineur: M^{me} CHERFA. C

Promotrice : M^{me} KERBOUA.N

Présenté par:

ARABDI LAMISSE

ARABDI SANA

PROMOTION: 2022-2023



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire:

Remerciements

Résumé

Summary

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécanique des matériaux

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques mécanique des matériaux	5
I.4. Hypothèses de calcul.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction.....	12
II.2. Pré-dimensionnement des poutres	12
II.3. Pré-dimensionnement des planchers.....	14
II.4 Evaluation des charges et surcharges	18
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux.....	22
II.6. Pré-dimensionnement des voiles.....	36

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	38
III.2. Acrotère.....	38
III.3. Escaliers.....	47
III.4. Balcon	66
III.5. Plancher	70

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	84
IV.2 Etude sismique	84
IV.3 L'objectif de l'étude dynamique.....	84
IV .4. Le Choix de méthode de calcul	86
IV.5 Analyse spectrale	87

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1 Introduction	105
V.2 Ferrailage des poteaux	105
V.3 Ferrailage des poutres	117
V.4 Ferrailage des voiles	128

Chapitre VI : Étude des fondations

VI.1. Introduction.....	144
VI.2. Les types des fondations	144
VI.3 Fonctions assurées par les fondations	144
VI.4. Choix des fondations.....	145
VI.5. Ferrailage du radier.....	157

Conclusion générale

Annexe

Tableau des armatures

Références Bibliographiques



REMERCIEMENTS

On remercie Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé et
La volonté d'entamer et De terminer ce mémoire, car sans lui rien n'est
possible.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre
promotrice **N. KERBOUA**, qu'a su nous prodiguer durant l'évolution de
notre projet.

Nous ne manquerions pas de remercier vivement les enseignants
Du département de GENIE CIVIL qui nous ont suivies tout au long
De notre cursus, et qui nous ont permis d'acquérir les connaissances
Nécessaires pour l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin on adresse nos sincères remerciements à tous ceux qui
Ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ARABDJI LAMISSE

ARABDJI SANA

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'un bâtiment de R+9 étages qui sera implanté dans la wilaya d'Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS 18.0.2).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99et RPA99 modifié en 2003). Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec et Expert). L'étude des éléments de l'infrastructure, fait également partie de ce projet.

Summary

The purpose of this study and the design of a building of R + 9 floors which will be located in the wilaya of Algiers, classified in zone III according to the Algerian Para seismic regulations (RPA 99 modified in 2003).

The beams, the posts and the walls ensure the stability of the structure. The software (ETABS 18.0.2) has established the study and analysis of this project.

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements complies with the applicable rules in force, namely (BAEL91 modify99 and RPA99 modified in 2003). For the verification of the reinforcement, we used a software (SOCOTEC and Expert). The study of the elements of the infrastructure, is also part of this project.

Liste des symboles:

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle 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.
- σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{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.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.

- N_q, N_e, N_u : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- 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_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictive pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyene.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age

Liste des tableaux:

II.1: Dimension de poutre	14
II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux:	18
II.3 Les charges sur le plancher étage courant	19
II.4: Composition de mur extérieur	19
II.5 : Loi de dégression des surcharges :.....	21
II.6: Surface afférente du poteau :.....	26
II.7: Calcule descente des charges.....	27
II.8: Choix des sections.....	28
II 9: Surface afférente du poteau.....	29
II.10: Calcule descente des charges.....	30
II.11: Choix des sections.....	31
II.12: Surface afférente du poteau :.....	32
II.13: Calcule descente des charges.....	33
II.14: Choix des sections.....	34
II.15: Choix final des poteaux.....	35
III.1: charge permanentes du palier.....	49
III.2 : charge permanente de la volée.....	49
III.3: combinaison a ELU et ELS	50
III.4 : Calcule des armatures	54
III.5 : Choix des armatures	56
III.9 : Calcule des armatures	57
III.7 : Tous les résultats sont récapitulés	61
III.8 : Calcule des armatures	63
III.9 : La charge permanente du Balcon.....	66
III.10 :Choix des armatures	69
III.11: Charges et surcharge d`exploitation sur les poutrelles	71

III.12 : 1 ^{eme} cas les moment.....	75
III.13 : 2 ^{eme} cas les moment.....	75
III.14 : 3 ^{eme} cas les moment	76
III.15 : Résultat de Ferrailage.....	81
III.16: Résultat de Ferrailage.....	83
IV.1: Facteur de qualité.....	92
IV 2: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.....	93
IV.3: Participation massique du modèle initial.....	93
IV.4: : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X	95
IV.5: Vérification des déplacements inter-étage selon l'axe (y-y)	95
IV.6: Vérification du critère de l'effort normal réduit	96
IV.7: changement la section des poteaux	97
IV.8: Période et facteurs de participation massique du model final.....	97
IV.9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.....	99
IV.10: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y	99
IV.11: Vérification du critère de l'effort normal réduit	100
IV.12: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta suivant x-x.....	102
IV.13: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta suivant Y-Y.....	102
IV.14 : Pourcentage des charge horizontales reprises par les portiques et voiles.....	104
V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	105
V.2: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	107
V.3: Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	107
V.4: Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	107
V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	108
V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	108
V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	108
V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	109
V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	109

V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	109
V.11: Choix des armatures des poteaux.....	110
V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{Max} , M^{corr}).....	111
V.13: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min} , M^{corr}).....	111
V.14: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{\max} , N^{corr}).....	111
V.15: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	113
V.16: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	115
V.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	115
V.18: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	118
V.19: : Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	118
V.20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	119
V.21: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	119
V.22 Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	120
V.23 Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	120
V.24: Vérification de la condition de non fragilité.....	120
V.25: Vérification des poutres (30x45) à l'ELS.....	121
V.26: Vérification des poutres (30x40) à l'ELS.....	121
V.27: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	121
V.28: calcul des armatures transversales.....	122
V.29: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	125
V.30: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (pour les bouts de voile).....	125
V.31: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (pour les bouts de voile).....	126
V.32: Choix des armatures pour les poutres N porteuses 30x40 pour les bouts de voile....	126
V.33: Vérification de la condition de non fragilité 30x40(pour les bouts de voile).....	126
V.34: Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile).....	126
V.35: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).....	127
V.36: calcul des armatures transversales 30x40 (pour les bouts de voile).....	127
V.37: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40 (pour les bouts de voile).....	127
V.38: Valeurs de (l_f/l).....	131

V.39: Calcul de σ_{lim}	132
V.40: Aciers verticaux et horizontaux	133
V.41: Acers transversaux.....	134
V.42: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	138
V.43: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	139
V.44: Caractéristiques des voiles.....	141
V.45: Calcul des armatures du voile (V1; V1').....	141
V.46: Calcul des armatures du voile (V2; V2').....	141
V.47: Calcul des armatures du voile (V3; V3').....	141
V.48: Calcul des armatures du voile (V4; V4').....	141
V.49: Calcul des aciers de coutures des voiles.....	142
V 50: Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	142
VI.1: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé	148
VI.2: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x).....	149
VI.3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y).....	149
VI.4: résumer les calculs de dimensions de la table sens (x-x).....	150
VI.5: résumer les calculs de dimension de la table sens (y-y).....	150
VI.6: Contrainte sous le radier à l'ELU	156
VI.7: Contrainte sous le radier à l'ELS	156
VI.8: Calcul des moments à l'ELU	158
VI.9: Calcul des moments à l'ELS	158
VI.10: Ferrailage des panneaux du radier	159
VI.11: Ferrailage des nervures sens x-x	160
VI.12: Ferrailage des nervures sens y-y.....	160

Liste des figures

I.1: Escaliers avec palier qui sont constituées de deux volé	2
I.2 : Plancher à dalle pleine	2
I.3 : Plancher à corps creux	3
I.4 : Brique creuse	3
I.5 : Une coupe d'une double cloison.....	4
I.6: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.....	8
I.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton a ELS.....	8
I.8: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.....	9
II.1: Plancher corps creux	15
II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.....	16
II.3 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	18
II.4 : Détail des constituants du plancher étage courant.....	19
II.5 : Mur extérieur.....	19
II.6: Schéma représentatif de l'acrotère.....	20
II.7: Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	21
II.8: Section réduite du poteau.....	23
II.9: Chemin de voile.....	36
III.1.: Schéma représentatif de l'acrotère.....	38
III.2: Schéma statique de l'acrotère	39
III .3: Effort interne et moment	40
III .4: Ferrailage de l'acrotère	41
III .5: position de centre de pression	42
III.6. Disposition des armatures dans l'acrotère	46
III.7 : Dimensions de l'escalier.....	47
III.8 : Schéma statique de l'escalier.....	50
III .9: Schéma statique de la poutre palière	61
III.10: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	65
III.11: Ferrailage du Balcon.....	68

III. 12: Schéma de poutrelle.....	70
III.13: ferrailage de poutrelle.....	85
IV.1 : Spectre de réponse.....	92
IV.2: Vue en 3D du modèle	92
IV.3: Vue en plan du modèle	93
V.1: Schéma de ferrailage des poteaux (50*50).....	116
V.2: Schéma de ferrailage des poteaux (45*45).....	116
V.3: Schéma de ferrailage des poteaux (40*40).....	116
V.4: Schéma de ferrailage des poteaux (35*35).....	116
V.5 : Arrêt des barre.....	123
V.6: Schéma de ferrailage des poutres principale.....	127
V.7: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	127
V.8: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	136
V.9: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	137
V.10 : Disposition des voiles.....	140
V.11 : Contraintes δ_{22}	143
V.12: Contraintes δ_{12}	143
V.13: Ferrailage des voiles (V1, RDC).....	143
V.14: Ferrailage des voiles (V4, RDC).....	143
VI.1 : position des points	146
VI.2 : semelle isolée	147
VI.3 Radier Nervuré	151
VI.4 Contraintes sous le radier	155
VI.5: Schéma du radier.....	158
VI.6: Ferrailage de la dalle du radier	159
VI.7: Ferrailage des nervures sens x-x.....	161
VI.8: Ferrailage des nervures sens y-y.....	161

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Notre étude sera menée sur un bâtiment en R+9 implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les balcons les poutrelles).
- L'étude dynamique de la structure sera entamée afin de déterminer le model finale de la structure en 3D avec le logiciel de calcul ETABS. Grâce à ce logiciel la modélisation de la structure peut être faite avec un grand degré de précision, le but du quatrième chapitre consiste en l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- Le cinquième chapitre sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles).
- En dernier lieu nous allons définir le type de fondation de la structure. Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol et l'ancrage. En finira par une conclusion générale.

Chapitre I
Présentation de
l'ouvrage et
caractéristiques
mécanique des
matériaux

I.1. Introduction:

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+9**), l'ouvrage est implanté à Ouled Fayet dans la wilaya d'Alger projet 1400 logements, qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**, **BAEL91**, et aux règles parasismiques **RPA99 version 2003**.

I.2. Présentation De L'ouvrage:

Le bâtiment se compose d'un seul bloc : Des étages à usage d'habitation du RDC jusqu'au 9^{ème} étages comportent appartements de type F3 et une terrasse inaccessible.

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

- Hauteur totale du bâtiment..... 30,6 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée3,06m.
- Hauteur d'étages courant 3,06 m.

➤ **Dimensions en plan :**

La structure présente une forme de I, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

- Longueur totale en plan29.95m.
- Largeur totale en plan19.3 m.

I.2.2. Classification de Bâtiment selon (RPA 99 versions 2003):

Selon le règlement [1], l'ouvrage courant ou d'importance moyenne, car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m, Donc il est classé dans le **groupe 2**.

I.2.3 Ossature:

Selon le [1] le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques Auto-stables en béton armé (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

I.2.4. Les escaliers:

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer

D'un niveau à un autre. Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier

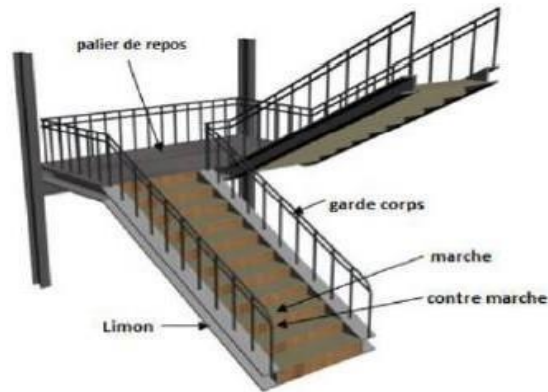


Figure I.1 : Escaliers avec palier qui sont constituées de deux volé

I.2.5. Les planchers:

Les planchers, qui sont considérés comme des films solides, ont une épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et de les transférer aux éléments porteurs de la structure, et ils ont également un rôle dans l'isolation thermique et phonique, et ils sont de deux types: Plancher à dalle pleine et planchers corps creux.

➤ **Plancher à dalle pleine:**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones

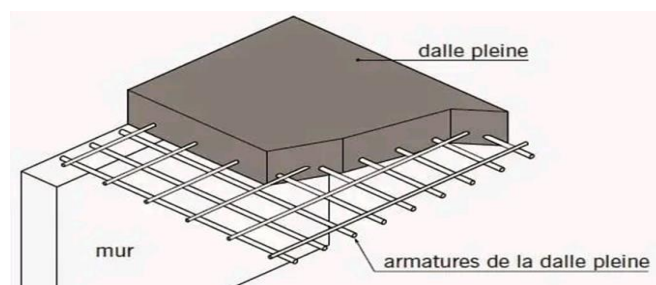


Figure. I.2 : Plancher à dalle pleine

➤ **Plancher à corps creux:**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation,
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux),
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique



Figure.I.3 : Plancher à corps creux

I.2.6. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

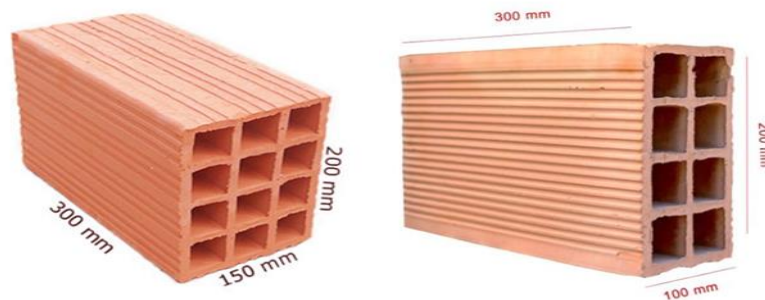


Figure I.4 : Brique creuse

- **Murs extérieurs :** ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.



Figure I.5 : Une coupe d'une double cloison

I.2.7. Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

I.2.8. Les balcons

Les balcons seront réalisés en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur.

I.2.9. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- * Enduit plâtre pour les plafonds.
- * Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
 - * Carrelage pour les plancher accessible.
- * Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Le choix des matériaux à utiliser est indispensable pour la réalisation d'une structure afin de pouvoir garantir les meilleurs critères de résistance, durabilité et d'économie. Nous allons choisir le béton et l'acier.

I.3.1. Béton:

a/ Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères : Une résistance mécanique élevée, un retrait minimum et une bonne tenue dans le temps.

- **Granulats** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
- **Sable** : sable noir 0/3, il a été utilisé pour la construction et le sable jaune qui a été utilisé pour la maçonnerie.

b\ - Résistance du béton :

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours.

b.1. Résistance à la compression:

Dans le cas courant, le béton est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, qui est exprimé en MPa pour un nombre de $j < 28$; f_{cj} ont les lois suivantes ; qui sont données par le BAEL91 modifiée99

$$J \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log (j + 1)$$

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

$$J > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jour** Celle-ci, notée **fc28**. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section 200 cm².

- Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression:

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

b.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée par « ftj », elle est conventionnellement définie par la relation.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

c./ Module de déformation longitudinale

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

c.1. Module d'élasticité instantané « Eij »:

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1.3} \text{ (MPa)}$$

Donc :

$$E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa}$$

- * **fcj** : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa)

c.2. Module d'élasticité différé « Evj »:

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1.3} \text{ (MPa)}$$

Donc:

$$E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

d/ Coefficient de poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « v ».

- * L'ELU: $v = 0$ → calcul des sollicitations.
- * L'ELS: $v = 0.2$ → calcul des déformations.

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, dans ce cas la contrainte est définie par [2]:

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

Avec :

- * γ_b : Coefficient de sécurité.
- * θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Tel que :

- * $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$
- * $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bc} = 22.17 \text{ MPa}$

Si $t > 24\text{h} \rightarrow \theta = 1$

Si $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \rightarrow \theta = 0,9$

Si $t < 1 \text{ h} \rightarrow \theta = 0,85$

Avec :

t = durée d'application de l'action considérée en heures.

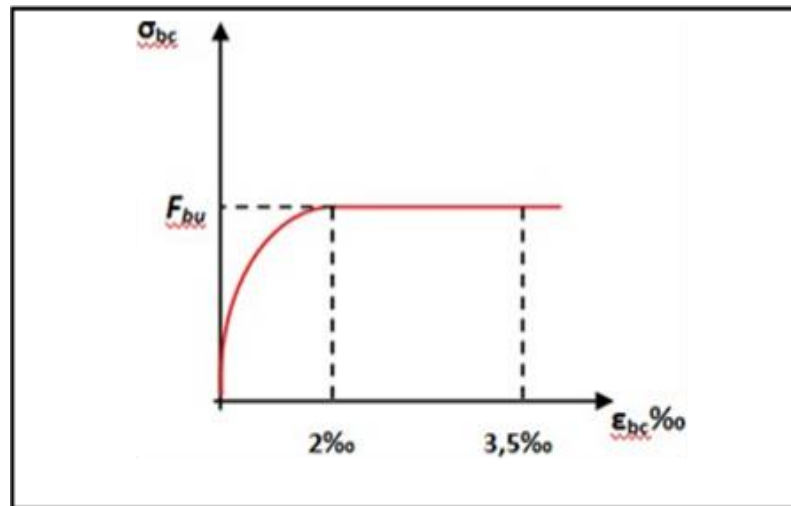


Figure I.6: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU

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 duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par ^[2] : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

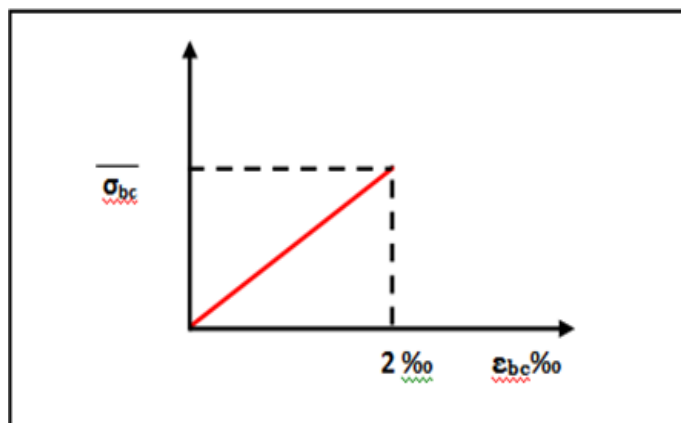


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS

I.3.2. ACIERS :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont ^[2] :

- Ronds lisses : **FeE240**
- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**
- Treillis soudés (TS) : **TLE520 = 6 mm** pour les dalles

a./ Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): (**f_e = 235 MPa**)
- Barres à haute adhérence (HA) : **f_e = 500 MPa.**
- Treillis soudés (TS) : **f_e = 520 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 quel que 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 ^[2] :

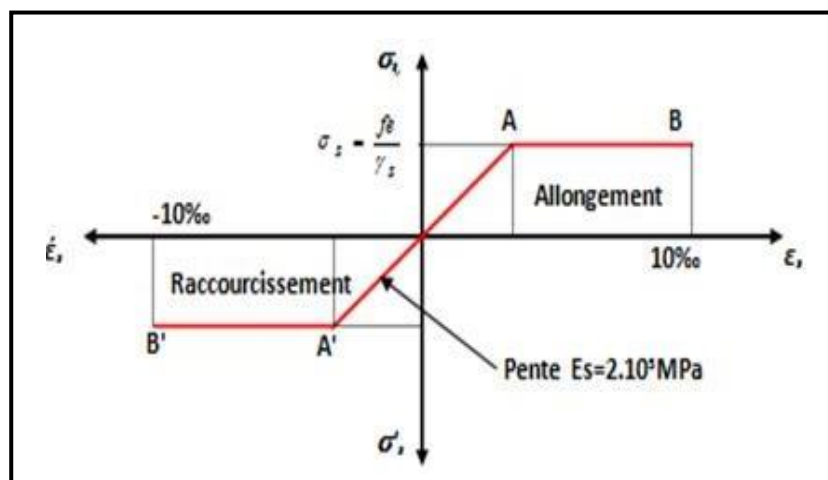


Figure I.8: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

- * f_e : Contrainte limite élastique.
- * ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier^[1] : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{s_s} = \frac{f_e}{\epsilon_s \gamma_s}$$

- * σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- * γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s : \begin{cases} 1,15 & \rightarrow \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,5 & \rightarrow \text{cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a $\rightarrow \epsilon_s = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \times 10^5} = 2,07 \text{ ‰}$

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^[2]

- * Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- * Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \{ f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \}$
- * Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \{ \frac{1}{2} f_e ; \text{Max} (200,9 ; \sqrt{n f_{tj}}) \}$
- η : Coefficient de fissuration
- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d./ Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de^[2] : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

- n : Coefficient d'équivalence.
- E_s : Module de déformation de l'acier.
- E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses de calcul :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.
- Les armateurs de l'acier longitudinale : on a choisi HA : $F_e = 500 \text{ MPa}$.
- Les armatures Transversales : On a choisi R.L $F_e = 235 \text{ MPa}$.
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA $F_e = 520 \text{ MPa}$.

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

- H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul. A cause de sa faible résistance en traction.
- H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- H5 : L'allongement unitaire dans l'acier est limité à 10 ‰.

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

- H1 : conservation des sections planes.
- H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.
- H4 : les contraintes de compressions du béton et de leurs déformations élastiques.

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

- H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est

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

Chapitre II

Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

En respectant les recommandations du CBA93 et du RPA 99 version 2003, en pré dimensionnant notre structure pour qu'elle reprenne les efforts dus aux différentes sollicitations.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

➤ Selon BAEL91^[1]

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$h \geq \frac{L}{12,5}$$

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

➤ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$

Avec :

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

1. Les poutres (porteuse):

➤ Selon BAEL91^[1].

$$L = 5,10 - 0,3 = 4,8 \text{ m} = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h \leq 48$$

On prend :

$$h = 45 \text{ cm}$$

Donc :

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

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend :

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

➤ **Vérification d'après RPA99 version 2003^[2] :**

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \geq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc

on va choisir une poutre de section (45x30)

2. Les poutres (non porteuse):

➤ Selon BAEL91 ^[1]:

$$L = 3,7 - 0,3 = 3,4 \text{ m} = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10}$$

$$22,66 \leq h \leq 34$$

On prend :

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

Donc :

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

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend :

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

Vérification d'après RPA99 version 2003 [2]:

- $b = 30 \geq 20$ cm..... CV
- $h = 40 \geq 30$ cm..... CV
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \geq 4$ CV

Donc

on choisit une poutre de section (40x30)

Tableau. II.1: Dimension de poutre

Poutre	Dimension (b×h) cm
Principale (porteuse)	(30x45)
Secondaire (Non porteuse)	(30x40)

II.3. Pré-dimensionnement des planchers :

II.3.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_d$) .

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- * L : la portée de la plus longue de poutrelle mesurée entre nus des appuis.
- * h_t : hauteur totale du plancher.

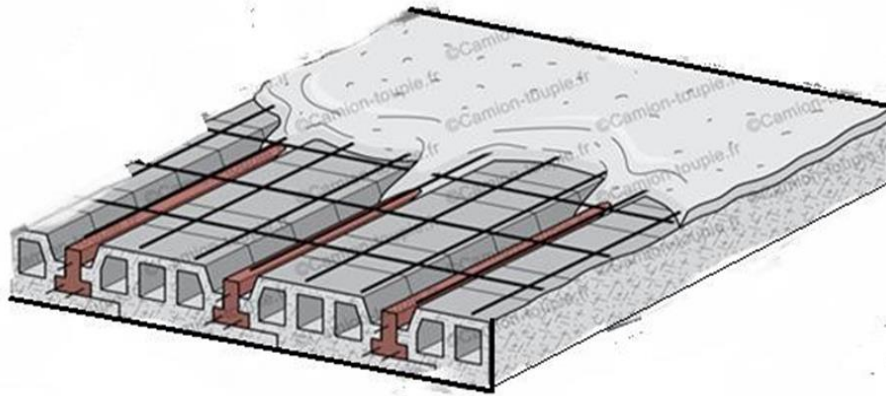


Figure.II.1: Plancher corps creux

Donc :

$$L_{\max} = 395 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{25} \leq h_t \leq \frac{370}{20}$$

$$14.8 \leq h_t \leq 18.5$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{370}{22,5} = 16.44 \text{ cm}$$

$$h_t = 21 \text{ cm} \rightarrow (16 + 5)$$

Tel que :

$$h_t = d + e \begin{cases} d = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{épaisseur du corps creux} \\ e = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

- Résistance au feu:
 - ✓ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
 - ✓ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
 - ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.
- Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ($e \geq 16 \text{ cm}$)

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

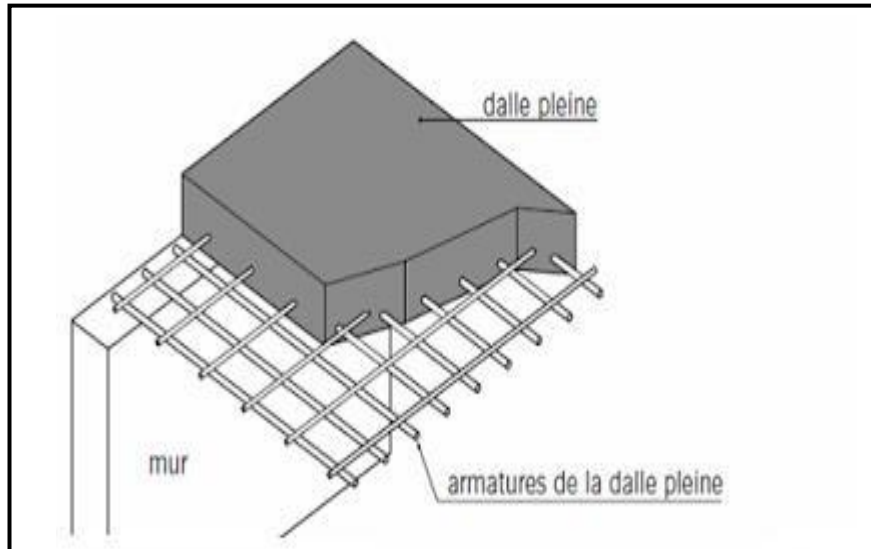


Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe - feu

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe – feu

Alors, on admet : **$e = 11 \text{ cm}$** .

Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes ^[2]:

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

e = Epaisseur de la dalle pleine.

L_x = La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $9.6 \leq e \leq 12$ (cm) On admet : $e = 11$ cm.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit : $e = 15$ cm.

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on choisit une épaisseur de 15cm.

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher^[4]

- Charges permanentes :
 - ❖ Plancher Terrasse inaccessible :

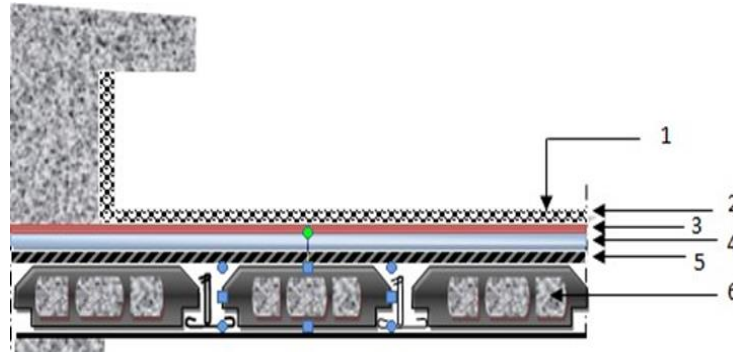
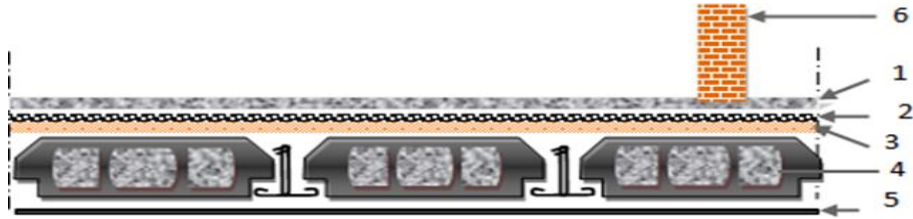


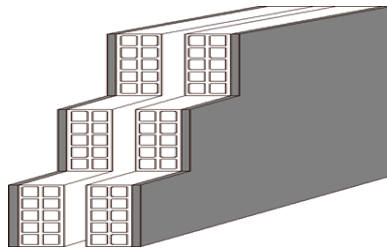
Figure. II.3 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

. **Tableau. II.2 :** Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux:^[4]

N	désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
1	Protection gravillon	18	0.05	0.9
2	Etanchéité multicouche	60	0.02	0.12
3	Forme de pente (béton armé)	22	0.1	2.20
4	Isolation thermique en liège	/	/	0.16
5	Dalle corps creux (16 +5)	/	/	3.10
6	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G		6,68 kN/m ²		
Q		1 kN/m ²		

❖ Plancher étage courant : (Usage d'habitation) :**Figure. II.4 :** Détail des constituants du plancher étage courant.• **Tableau. II.3** Les charges sur le plancher étage courant^[4] :

N	désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
1	revêtement en carrelage	20	0.02	0,40
2	Mortier de Pose	20	0.02	0,40
3	lit de sable	18	0.03	0,54
4	Dalle corps creux (16+5)	/	/	3,10
5	enduit de plâtre	10	0.02	0,2
6	cloisons légères	10	0.1	1
$G = 5,64 \text{ kN/m}^2$				

❖ Mur extérieur (double cloisons) :**Figure. II.5 :** Mur extérieur• **Tableau II.4:** Composition de mur extérieur^[4]

N	désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	10	0.02	0,2
2	Briques creuses	9	0.1	0,9
3	L'âme d'air	0,05	0,00	0,00
4	Briques creuses	9	0,15	1,35
5	Enduit extérieur	18	0.02	0,36
$G = 2,81 \text{ kN/m}^2$				

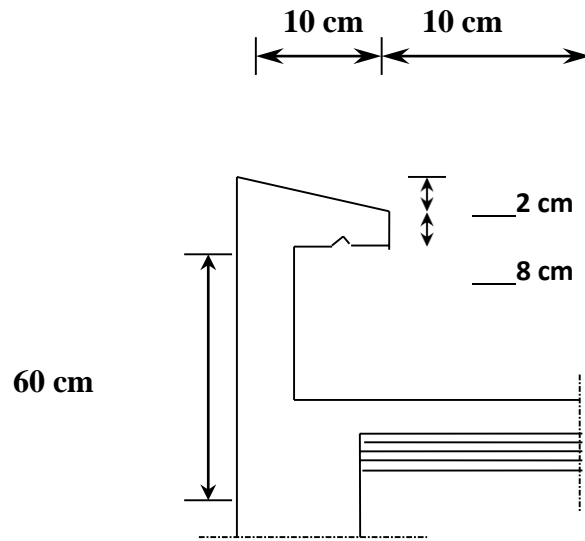
❖ Acrotère :

Figure II.6: Schéma représentatif de l'acrotère

- Charge permanentes:

Le poids propre de l'acrotère pour 1 m est de $G_1 = \rho_b \times S$

- ρ_b : Le poids volumique de béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- S : La surface transversal totale

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2} \right) = 0,06 + 0,008 + 0,001 = 0,069 \text{ m}^2$$

Donc :

$$G_1 = (0,069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/m}$$

Revêtement en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_2 = [18 \times 0,02 \times (0,75 \times 0,65)] = 0,504 \text{ KN/m}$$

Alors :

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,504 = 2,229 \text{ KN/m}$$

➤ Charges d'exploitations ^[4]:

On appliquera donc la loi de dégression. Ce dernier n'est applicable pour les surcharges des exploitations

- $Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation des étages courants et RDC.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

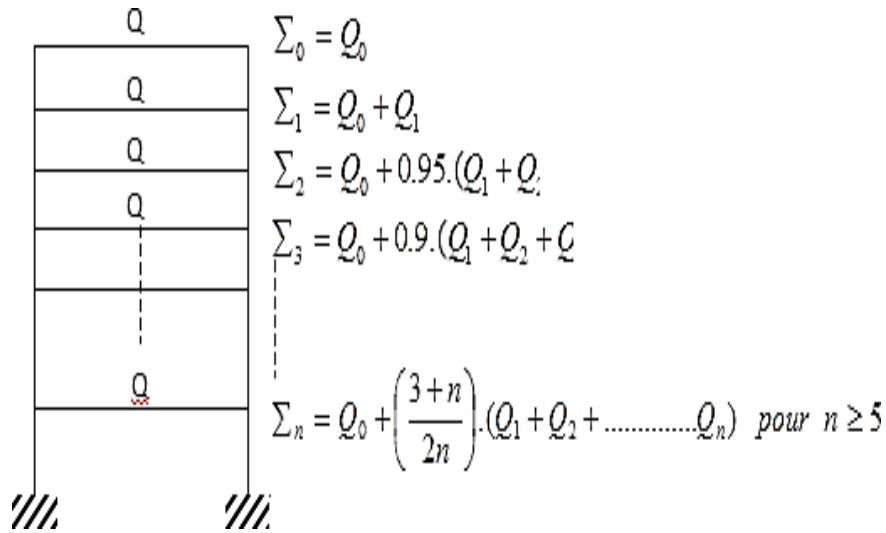


Figure II.7: Loi de dégression des surcharges d'exploitation

• **Tableau. II.5 :** Loi de dégression des surcharges ^[4]

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1
9 ^{eme} étage	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
8 ^{eme} étage	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
7 ^{eme} étage	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
6 ^{eme} étage	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
5 ^{eme} étage	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
4 ^{eme} étage	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
3 ^{eme} étage	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ + +Q ₇)	8,50
2 ^{eme} étage	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ + +Q ₈)	9,28
1 ^{eme} étage	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ + +Q ₉)	10,05
RDC	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ + +Q ₁₀)	10,75

I.5 Pré-dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont pré-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 de 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 BAEL91 :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante ^[1]:

$$N_U \leq \left(\left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_s} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_b} \right) \right)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER : $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement : $L_f = K l_0$
- i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : Moment d'inertie de la section : $I = \frac{b a^3}{12}$
- B : Surface de la section du béton : (a x b).

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$ situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimé
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-0,02)(b-0,02)$] m²

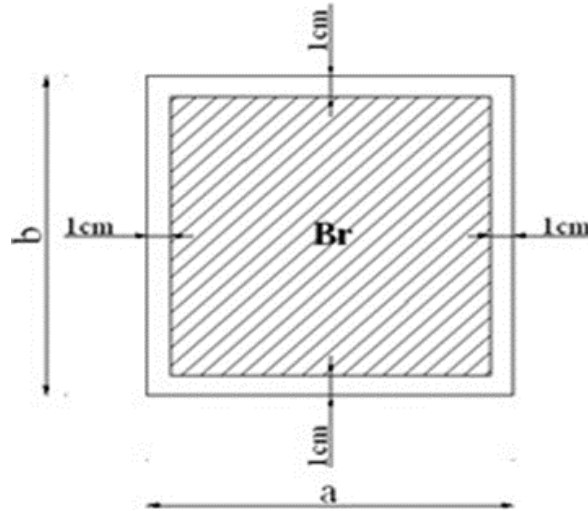


Figure II.8: Section réduite du poteau

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$0,1 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} \dots \dots \dots Si \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right) \dots \dots \dots Si 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante ^[1]:

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{0,708 \left[\frac{30}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,01 \times 500}{1,15} \right]} \times 10$$

$$B_r \geq 0,5315 N_u$$

❖ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » :**

Après la détermination de la section du béton, on la compare avec les conditions Minimales données par le RPA 99 pour la zone III.

- Poteaux rectangulaires ^[2]:
 - $\text{Min} (b , h) \geq 30 \text{ cm}$
 - $\text{Min} (b , h) \geq \frac{h_e}{20}$
 - $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Avec :

(b , h) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

❖ **Vérification à l'ELS :**

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

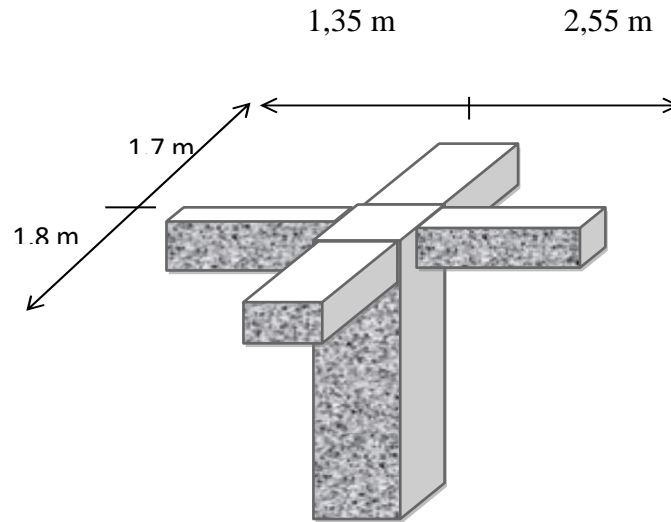
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

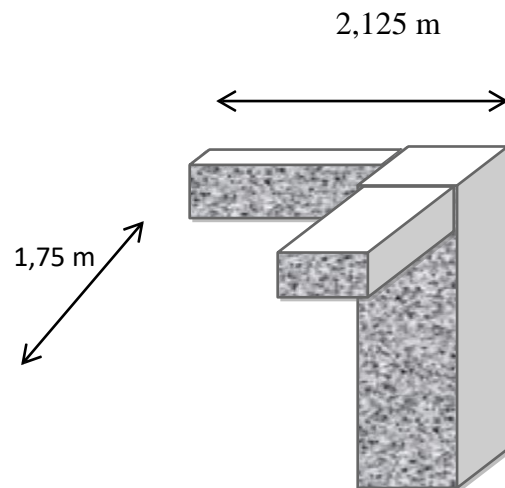
- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).
- B : section de béton du poteau.
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$).
- n : coefficient d'équivalence
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

❖ Calcul des poteaux :

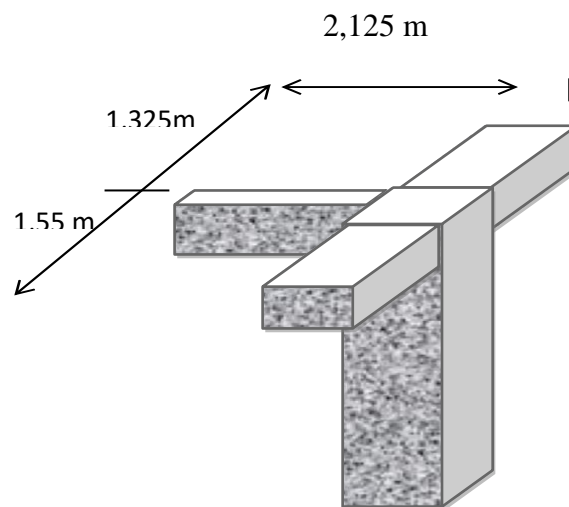
- * Le poteau central le plus sollicité: $[C - 3]$ (voir plan étage courant)



- * Le poteau d'angle le plus sollicité : $[B - 1]$



- * Le poteau de rive le plus sollicité : $[B - 7]$

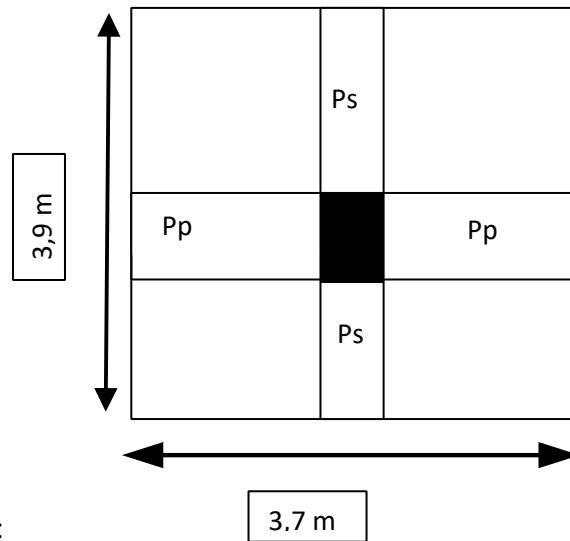


❖ Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

- calcul (poteau central) :

Tableau. II.6:Surface afférente du poteau :

Type de poteau	Surface (m ²)
Poteau central	14,43

Calcul des différents poids :

- Poids de plancher terrasse :

$$G \times S = 6,68 \times 14,43$$

$$= 96,7872 \text{ KN}$$

- Poids de plancher étage courant :

$$G \times S = 5,64 \times 14,43$$

$$= 79,1856 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre porteuse (P.P) :

$$L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,9 \times 0,45 \times 0,3 \times 25$$

$$= 13,1625 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre non porteuse (P.S) :

$$L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 3,6 \times 0,4 \times 0,3 \times 25$$

$$= 10,8 \text{ KN}$$

- Poids de la poteaux [C-3] :

$$\rho_b \times h_p \times a \times b = 25 \times 3,06 \times 0,4 \times 0,3$$

$$= 9,18 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul descente des charges :
- **Tableau. II.7:** Calcul descente des charges

étage	Niveau	Désignation drs éléments	G .(KN)	Q .(KN)	
9^{eme}	N₁	pois du plancher corps creux (terrasse)	96,7872	14,04	
		pois des poutres	23,9625		
		pois des poteau	9,18		
		Total	126,9297		
8^{eme}	N₂	Venant de N 1	126,9297	35,1	
		x	pois du plancher corps creux (étage courant)		79,1856
			pois des poutres		23,9697
			pois de poteau		9,18
		Total	293,265		
7^{eme}	N₃	venant de N 2	293,265	54,054	
		X	112,33543		
		Total	351,60043		
6^{eme}	N₄	venant de N3	351,60043	70,902	
		X	112,33543		
		Total	463,93586		
5^{eme}	N₅	venant de N4	463,93586	85,644	
		X	112,33543		
		Total	576,27129		
4^{eme}	N₆	Venant de N5	576,27129	98,28	
		X	112,33543		
		Total	688,60672		
3^{eme}	N₇	Venant de N6	688,60672	108,81	
		X	112,33543		
		Total	800,94215		
2^{eme}	N₈	venant de N75	800,94215	119,34	
		X	112,33543		
		Total	913,27758		
1^{er}	N₉	Venant de N8	913,27758	129,87	
		X	112,33543		
		Total	1025,61301		
RDC	N_{RDC}	Venant de N9	1025,61301	140,4	
		X	112,33543		
		Total	1137,94844		

❖ Choix des sections

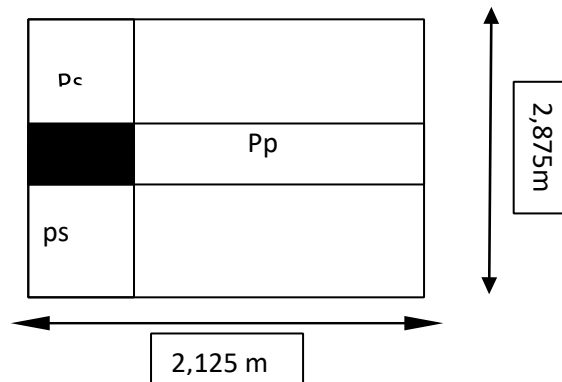
- **Tableau. II.8:** Choix des sections :

Étage	N_G (KN)	N_q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	a=b	RPA (cm)	CHOIX X (cm)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
9 ^{eme}	126,92	14,04	192,40	102,26	10,11	30*30	30*30	140,96	1,36	OK
8 ^{eme}	293,26	35,1	488,55	259,66	16,1	30*30	30*30	328,36	3,17	OK
7 ^{eme}	351,6	54,05	555,73	295,37	17,81	30*30	30*30	405,65	3,92	OK
6 ^{eme}	463,93	70,9	732,65	389,4	19,73	30*30	30*30	534,83	5,16	OK
5 ^{eme}	576,27	85,64	906,42	481,76	21,94	30*30	30*30	661,91	6,39	OK
4 ^{eme}	688,6	98,28	1077,03	572,44	23,92	30*30	30*30	786,88	7,6	OK
3 ^{eme}	800,94	108,81	1244,48	661,44	25,721	30*30	30*30	909,75	8,79	OK
2 ^{eme}	913,27	119,34	1411,92	750,43	27,39	30*30	30*30	1032,61	9,97	OK
1 ^{eme}	1025,61	129,87	1579,37	839,43	28,9	30*30	30*30	1155,48	8,202	OK
RDC	1137,94	140,4	1746,76	928,4	30,46	30*30	35*35	1278,34	6,947	OK

- calcule (poteau de rive) :

Tableau. II 9:Surface afférente du poteau :

Type de poteau	Surface (m ²)
Poteau central	6,1093



❖ Calcul des différents poids :

- Poids d'acrotère :

$$L_{pp} \times G_{acrotère} = 2,125 \times 2,229 \\ = 4,736 \text{ KN}$$

- Poids de plancher terrasse :

$$G \times S = 6,68 \times 6,1093 \\ = 40,81 \text{ KN}$$

- Poids de plancher courant :

$$G \times S = 5,64 \times 6,1093 \\ = 34,45 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre porteuse (P.P) :

$$L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,125 \times 0,45 \times 0,3 \times 25 \\ = 7,1718 \text{ KN}$$

- Poids de la poutre non porteuse (P.S) :

$$L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,875 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 \\ = 8,625 \text{ KN}$$

- Poids de la poteaux [B-7] :

$$\rho_b \times h_p \times a \times b = 25 \times 3,06 \times 0,4 \times 0,3 \\ = 9,18 \text{ KN}$$

- Poids de mur extérieur sens porteur :

$$L_{pp} \times h_p \times G = 2,125 \times 3,06 \times 2,81 \\ = 18,272 \text{ KN}$$

- Poids de mur extérieur sens non porteur :

$$L_{ps} \times h_p \times G = 2,875 \times 3,06 \times 2,81 \\ = 24,7209 \text{ KN}$$

❖ Calcul des descentes des charges:

Tableau. II.10: Calcul des descentes des charges

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q (KN)		
9^{eme}	N₁	Poids d'acrotère	4,736	6,1093		
		Poids de plancher terrasse	40,81			
		Poids de la poutre	15,7968			
		Poids de la poteaux	9,18			
		Total	70,5228			
8^{eme}	N₂	Venant de N1	70,5228	15,2732		
		X	Poids de plancher courant		34,54	102,4197
			Poids de la poutre		15,7968	
			Poids de la poteaux		9,18	
			Poids de mur extérieur		42,9929	
Total	172,9425					
7^{eme}	N₃	Venant de N2	172,9425	23,45805		
		X	102,4197			
		Total	275,3622			
6^{eme}	N₄	Venant de N3	275,3622	30,8519		
		X	102,4197			
		Total	377,7819			
5^{eme}	N₅	Venant de N4	377,7819	37,2667		
		X	102,4197			
		Total	480,2016			
4^{eme}	N₆	Venant de N5	480,2016	42,7651		
		X	102,4197			
		Total	582,6213			
3^{eme}	N₇	Venant de N6	582,6213	47,3470		
		X	102,4197			
		Total	685,041			
2^{eme}	N₈	Venant de N7	685,041	56,6943		
		X	102,4197			
		Total	787,4607			
1^{er}	N₉	Venant de N8	787,4607	61,3984		
		X	102,4197			
		Total	889,8804			
RDC	N_{RDC}	Venant de N9	889,8804	65,6749		
		X	102,4197			
		Total	992,3001			

❖ Choix des sections

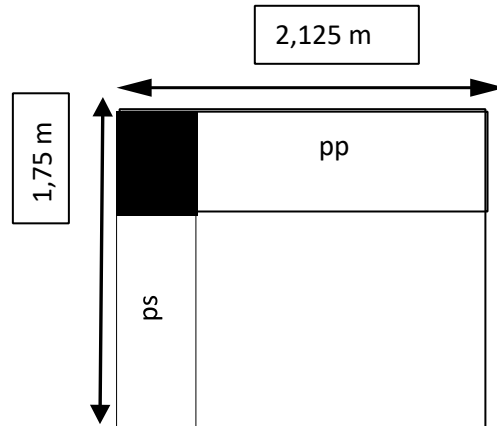
Tableau. II.11: Choix des sections :

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm^2)	a=b	RPA (cm)	CHOIX X (cm)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
9 ^{eme}	70,522	6,1093	104,36	55,47	7,44	30*30	30*30	76,63	0,74	OK
8 ^{eme}	172,942	15,273	255,773	135,56	11,64	30*30	30*30	188,215	1,81	OK
7 ^{eme}	275,362	23,458	406,925	215,66	14,68	30*30	30*30	298,82	2,88	OK
6 ^{eme}	377,781	30,853	556,288	294,83	17,17	30*30	30*30	408,633	3,95	OK
5 ^{eme}	480,201	37,266	704,170	373,21	19,31	30*30	30*30	517,467	5	OK
4 ^{eme}	582,621	42,765	850,685	450,86	21,23	30*30	30*30	625,386	6,04	OK
3 ^{eme}	685,041	47,347	995,825	527,78	22,97	30*30	30*30	732,388	7,07	OK
2 ^{eme}	787,46	56,694	1148,11	608,49	24,66	30*30	30*30	844,154	8,16	OK
1 ^{er}	889,88	61,398	1293,43	685,52	26,18	30*30	30*30	951,278	6,75	OK
RDC	992,3	65,674	1438,11	762,201	27,6	30*30	30*30	1057,97	7,51	OK

- calcule (poteau d'angle) :

Tableau. II.12: Surface afférente du poteau :

Type de poteau	Surface (m ²)
Poteau central	3,72



❖ Calcul des différents poids :

- Poids d'acrotère :

$$\begin{aligned} L_{pp} \times G_{acrotère} &= 2,125 \times 2,229 \\ &= 4,736 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de plancher terrasse :

$$\begin{aligned} G \times S &= 6,68 \times 3,72 \\ &= 24,48 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de plancher courant :

$$\begin{aligned} G \times S &= 5,64 \times 3,72 \\ &= 20,98 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de la poutre porteuse (P.P) :

$$\begin{aligned} L_{pp} \times h \times b \times \rho_b &= 2,125 \times 0,45 \times 0,3 \times 25 \\ &= 7,1718 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de la poutre non porteuse (P.S) :

$$\begin{aligned} L_{ps} \times h \times b \times \rho_b &= 1,75 \times 0,4 \times 0,3 \times 25 \\ &= 5,25 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de la poteaux [B-7] :

$$\begin{aligned} \rho_b \times h_p \times a \times b &= 25 \times 3,06 \times 0,4 \times 0,3 \\ &= 9,18 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de mur extérieur sens porteur :

$$\begin{aligned} L_{pp} \times h_p \times G &= 2,125 \times 3,06 \times 2,81 \\ &= 18,272 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Poids de mur extérieur sens non porteur :

$$\begin{aligned} L_{ps} \times h_p \times G &= 1,75 \times 3,06 \times 2,81 \\ &= 15,04 \text{ KN} \end{aligned}$$

❖ Calcul descente des chrges

Tableau. II.13: Calcul descente des chrges :

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q (KN)	
9^{eme}	N₁	Poids d'acrotère	4,736	3,7187	
		Poids de plancher terrasse	24,48		
		Poids de la poutre	12,4218		
		Poids de la poteaux	9,18		
		Total	50,8178		
8^{eme}	N₂	Venant de N1	50,8178	9,2968	
		X			75,8938
		Poids de plancher courant	20,98		
		Poids de la poutre	12,4218		
		Poids de la poteaux	9,18		
X	Poids de mur extérieur	33,312			
Total	126,7116				
7^{eme}	N₃	Venant de N2	126,7116	18,7796	
		X	75,8938		
		Total	202,6054		
6^{eme}	N₄	Venant de N3	202,6054	22,6843	
		X	75,8938		
		Total	278,4992		
5^{eme}	N₅	Venant de N4	278,4992	26,0312	
		X	75,8938		
		Total	354,393		
4^{eme}	N₆	Venant de N5	354,393	28,8203	
		X	75,8938		
		Total	430,2868		
3^{eme}	N₇	Venant de N6	430,2868	31,6093	
		X	75,8938		
		Total	506,1806		
2^{eme}	N₈	Venant de N7	506,1806	34,51	
		X	75,8938		
		Total	582,0744		
1^{er}	N₉	Venant de N8	582,0744	37,3734	
		X	75,8938		
		Total	657,9682		
RDC	N_{RDC}	Venant de N9	657,9682	39,9765	
		X	75,8938		
		Total	733,862		

❖ Choix des sections

Tableau. II.14: Choix des sections :

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	a=b	RPA (cm)	CHOIX X (cm)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
9 ^{eme}	50,818	3,718	74,1813	39,457	6,281	30*30	30*30	54,536	0,52	OK
8 ^{eme}	126,712	9,2968	185,006	98,404	9,92	30*30	30*30	136,008	1,31	OK
7 ^{eme}	202,605	18,779	301,685	160,466	12,66	30*30	30*30	221,38	2,13	OK
6 ^{eme}	278,45	22,684	409,933	218,043	14,76	30*30	30*30	301,13	2,9	OK
5 ^{eme}	354,393	26,031	517,477	275,25	16,6	30*30	30*30	383,213	3,7	OK
4 ^{eme}	430,287	28,82	624,117	331,96	18,21	30*30	30*30	459,107	4,43	OK
3 ^{eme}	506,181	31,61	730,76	388,7	19,71	30*30	30*30	540,691	5,22	OK
2 ^{eme}	582,074	34,51	837,565	445,5	21,11	30*30	30*30	616,584	5,95	OK
1 ^{er}	657,97	37,373	94,319	502,28	22,41	30*30	30*30	695,343	6,72	OK
RDC	733,862	39,976	1050,67	558,844	23,64	30*30	30*30	773,838	7,47	OK

❖ Choix final des sections des poteaux :

Tableau. II.15: Choix final des poteaux:

Etage	Choix final des poteaux (a = b) (cm²)
9^{eme}	30*30
8^{eme}	30*30
7^{eme}	30*30
6^{eme}	30*30
5^{eme}	30*30
4^{eme}	30*30
3^{eme}	30*30
2^{eme}	30*30
1^{er}	30*30
RDC	35*35

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

❖ Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'**article 7.7 de RPA 99 versions 2003.**

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles qui assurent le contreventement sont supposés être pleins.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires^[2].

Avec :

- L : longueur de voile.
- a : épaisseur du voile.

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

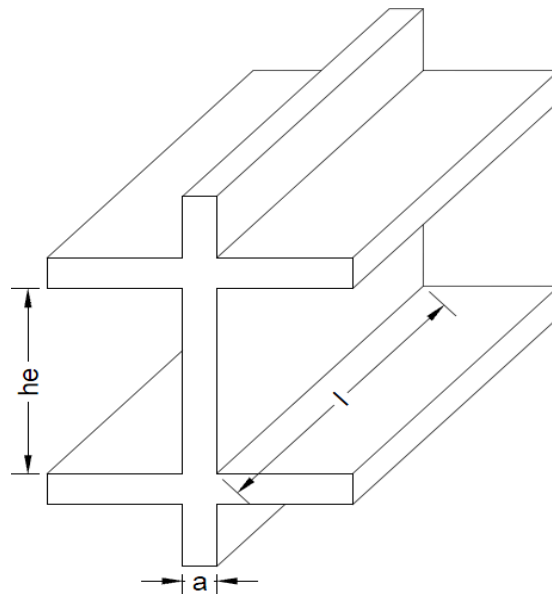


Figure II.9: Chemin de voile..

Dans notre cas ^[2]:

$$a_{\min} \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec :

- h_e : Hauteur d'étage.
- a_{\min} : Epaisseur du voile

❖ Pour le RDC et étages courants :

$$h_e = 3,06 - 0,3 = 2,76 \text{ m}$$

$$\rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13,8 \text{ cm}$$

Donc :

$$a_{\min} \geq \text{Max} (15 ; 13,8)$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Donc :

On prend $e = 20 \text{ cm}$

❖ Vérification de la longueur:

$$L_{\min} \geq 4 \times a$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Donc :

On prend

$$L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers et les planchers.

L'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement [1] en respectant le règlement parasismique Algérien [2].

III.2 Acrotère :

III.2.1 Définition et principe de calcul :

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

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

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

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

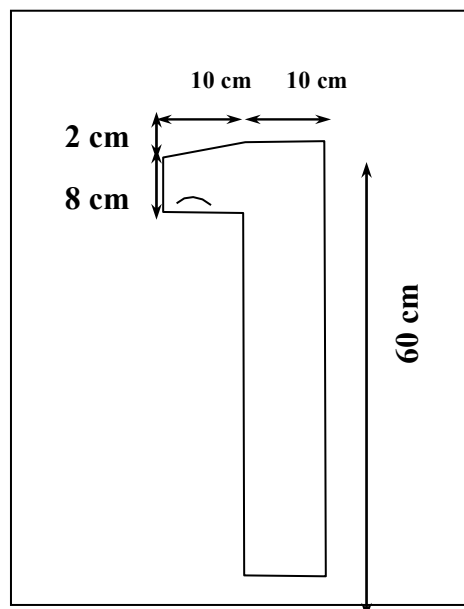


Figure. 0.1. Schéma représentatif de l'acrotère

III.2.2 Evaluation des charges

• Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

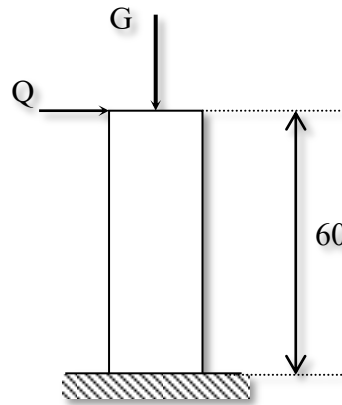


Figure. III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

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

- Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$) :

$$G_{r.c} = \rho_{ci} \cdot e \cdot p_{cme}$$

$$G = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \times 10^{-2} = 0,504 \text{ kN/ml}$$

$$G = 0,504 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{pp} + G_{rc} = 2,229 \text{ kN/ml}$$

• Charge d'exploitation :

$Q=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).

• L'action des forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

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 =2,227 kN.

- $F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,227=1,783$ kN.

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

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) = \begin{cases} F_p = 1,783 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$Q_u = 1,783 \text{ kN}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,229 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad Q_q = 1,783 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

- **E.L.U** :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,23 = 3,01 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 1,783 \times 0,6 = 1,6 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 1,783 = 2,67 \text{ kN}$$

- **E.L.S**:

$$N_{\text{ser}} = G = 2,30 \text{ Kn}$$

$$M_{\text{ser}} = Q_h \times h = 1,78 \times 0,6 = 1,069 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = Q_h = 1,78 \text{ kN}$$

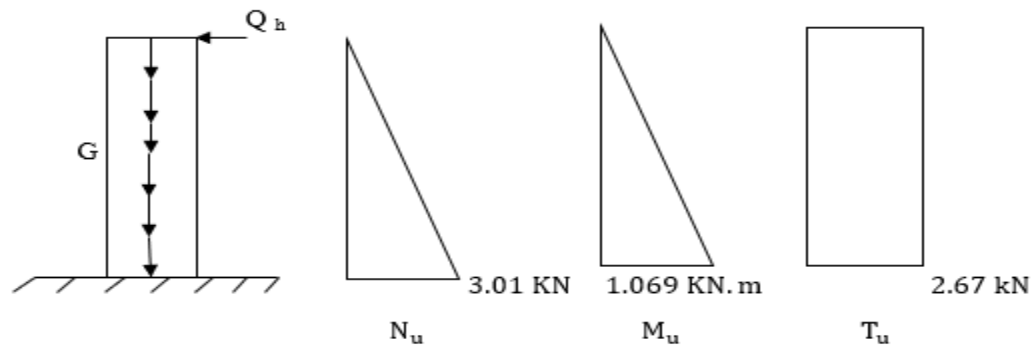


Figure III. 3 Effort interne et moment

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} , d = 8 \text{ cm} , f_{c28} = 30 \text{ MPa} , M_u = 1,60 \text{ kN.m} ,$$

$$N_u = 3,01 \text{ kN} , f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} , c = c' = 2 \text{ cm} ; F_c = 500 \text{ MPa}.$$

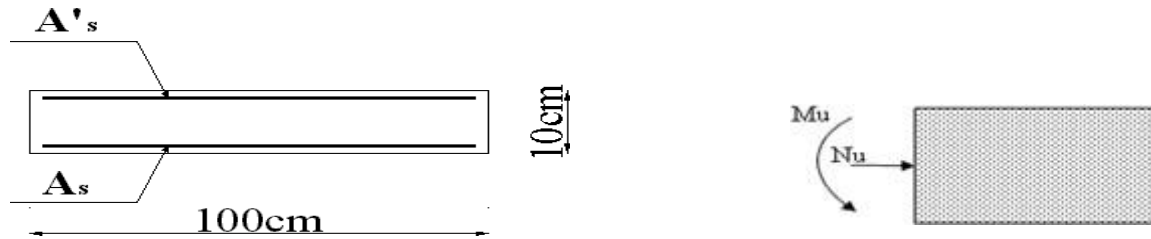


Figure III. 4 Ferrailage de l'acrotère

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.6}{3.009} = 53.17 \text{ cm} \left. \vphantom{e_0} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\text{On calcul } \Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3.009 \times 10^3}{1 \times 0.1} = 2,12.$$

$\xi = f(\Psi_1) \Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve :

$$\xi = 0.1666. e_{nc} = \xi \times h = 0.1666 \times 10 = 1.666 \text{ cm}$$

$\rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

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 " :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.6 + 3.009 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \cdot 10^{-2} = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.69}{1 \times (0.9 \times 0.1)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0,0147$$

$\mu = 0.0147 < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0147}) = 0,0185$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0.09(1 - 0,4 \times 0,0185) = 89.33 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,0147 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{315} = 434.78 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1.6902}{0.08933 \times 434.78 \times 10^3} = 43.51 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43.51 - \frac{3.009 \cdot 10^3}{434.78} = 36.59 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,3659 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4 Vérification de la section d'acier :

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

$$A_s^{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \left\{ \frac{1000 \times 100}{1000}; 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.4}{500} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \{ 100 \text{ mm}^2; 99.36 \text{ mm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2; 0.9936 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6 = 1,7 \text{ cm}^2$

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

III.2.5 Armature de répartition :

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

On choisit $3T6 = 0.85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-3}{3} \approx 20 \text{ cm}$

III.2.6 Vérification à ELS• Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47.95 \text{ cm}$$

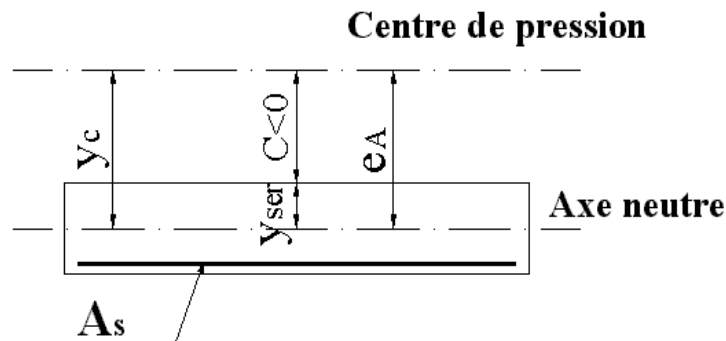


Figure III.5 : position de centre de pression

On a :

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

$$e_0 = 47.91 > \frac{10}{2} - 2 = 3$$

$$C = d - e_A$$

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

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 47.95 + 4 = 51.95 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = 9 - 51.95 = -42.95 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$n = 15 \begin{cases} p = -3(-42.95)^2 + 6 \times 15(-42.95 - 2) \frac{1.7}{100} + 6 \times 15(9 + 42.95) \frac{1.7}{100} \\ p = -5535.40 \\ q = -2(-42.95)^3 - 6 \times 15(-42.95 - 2)^2 \cdot \frac{1.7}{100} - 6 \times 15(9 + 42.95)^2 \frac{1.7}{100} \\ q = 151239.41 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = -2.07 \times 10^9 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-6}{p}} \rightarrow \cos \varphi = -0.96 \rightarrow \varphi = 163.24$$

$$a = \sqrt[2]{\frac{-p}{3}} \rightarrow 85.91$$

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,525 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 49,79 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :

$$y_c = 46,79 \text{ cm}$$

$$\text{Car : } 0 < y_{\text{ser}} = y_c + C < d$$

$$0 < y_{\text{ser}} = 46,79 - 42,99 < 9 \text{ cm}$$

$$0 < 3,8 < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 3,8 \text{ cm} \\ y_c = 46,79 \text{ cm} \end{cases}$$

• Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n[A_s(d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s(y_{\text{ser}} - c)^2] = 2361,50 \text{ cm}^4.$$

• Vérification des contraintes :

- Contrainte du béton :

$$\tau_{\text{bc}} = \left[\frac{N_{\text{ser}}}{I} \cdot y_c \right] y_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{bc}} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{bc}} = \left[\frac{2.229}{2361,50} \times 46,79 \right] 3,8 \leq \bar{\tau}_{\text{bc}} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{bc}} = 1,678 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{bc}} = 18 \text{ Mpa}$$

- Contrainte de l'acier :

$$\tau_s = n \left[\frac{N_{\text{ser}}}{I} \cdot y_c \right] (d - y_{\text{ser}}) \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_s = 15 \left[\frac{2.229}{2361,50} \cdot 46,79 \right] (9 - 3,8) \leq \bar{\tau}_s$$

$$\tau_s = 34,448 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; M_{\max}(0,5 F_e; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{tj}})\right)$$

$$\bar{\tau}_s = \min\left(\left(\frac{2}{3} \times 500\right); M_{\max}(0,5 \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,4})\right)$$

$$\bar{\tau}_s = \min(333,33; 250)$$

$$\bar{\tau}_s = 250 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\bar{\tau}_s = 250 \text{ Mpa} \leq \tau_s = 34,448 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_s \leq \tau_s \quad \text{Acier tendue .}$$

$$\tau'_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} \cdot y_c \right) (y_{\text{ser}} - c')$$

$$\tau'_s = 15 \left(\frac{2,229}{2361,50} \cdot 46,79 \right) (3,8 - 2)$$

$$\tau'_s = 11,92 \text{ Mpa.}$$

$$\tau'_s = 11,92 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_s = 250 \text{ Mpa} . \rightarrow \text{Acier comprimé}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1F_{c28}; 4\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times 30; 4\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3\text{Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{2,671 \times 10^3}{100 \times 9 \times 10^2} = 0,0296 \text{ Mpa .}$$

$$\bar{\tau}_u = 3\text{Mpa} \geq \tau_u = 0,0296 \text{ Mpa .}$$

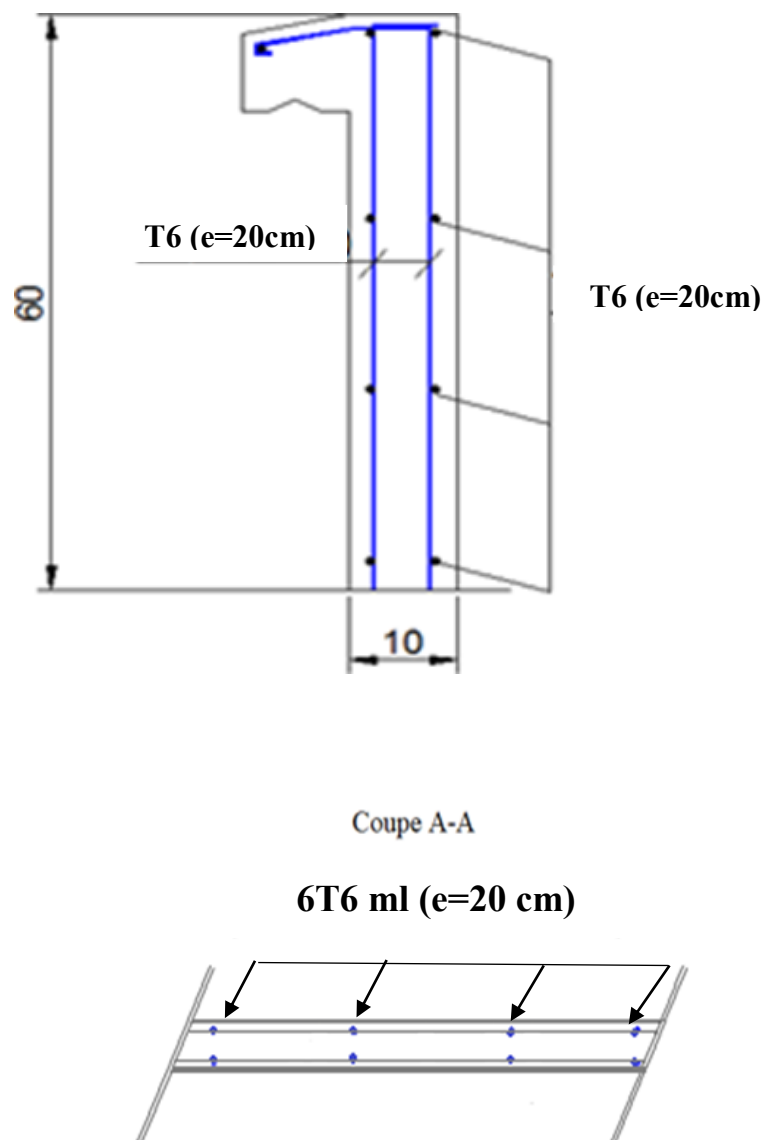


Figure III.6 : Disposition des armatures dans l'acrotère

III.3 Escalier :

III.3.1. 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.3.2. Définitions 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.

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

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

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

Avec :

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

Ce type d’escalier est composé de deux volées et un palais intermédiaire

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

Avec :

n : La racine de l’équation

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

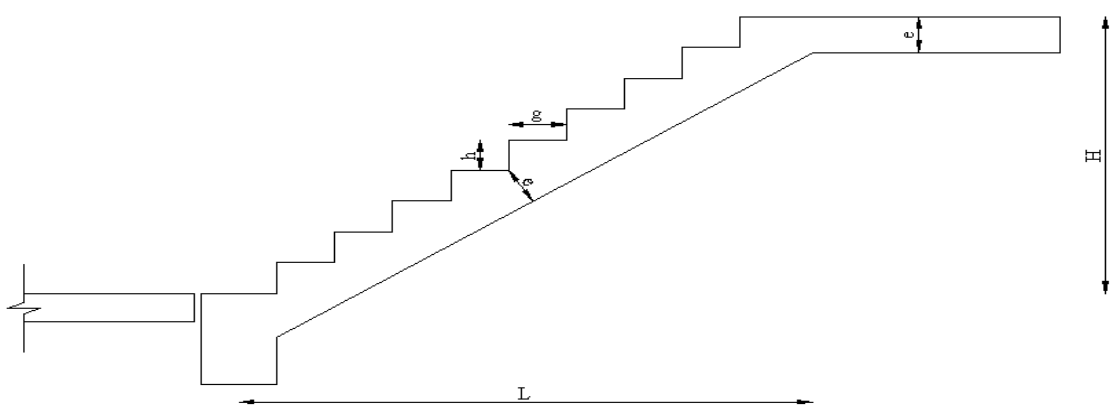


Figure.III.7 : Dimensions de l’escalier.

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (-610)^2 - (4 \times 64 \times 306)$$

$$\Delta = 293764$$

$$\sqrt{\Delta} = 542$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = 0.53 \quad ; \quad n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9$$

$$n_1 = 0.53 \quad \text{refusée} ; \quad n_2 = 9$$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marchen=9
- Le nombre des marchesn-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

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

- Détermination angle d'inclinaison de la paille :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.64 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32,52^\circ$$

- Détermination de l'épaisseur de paille :

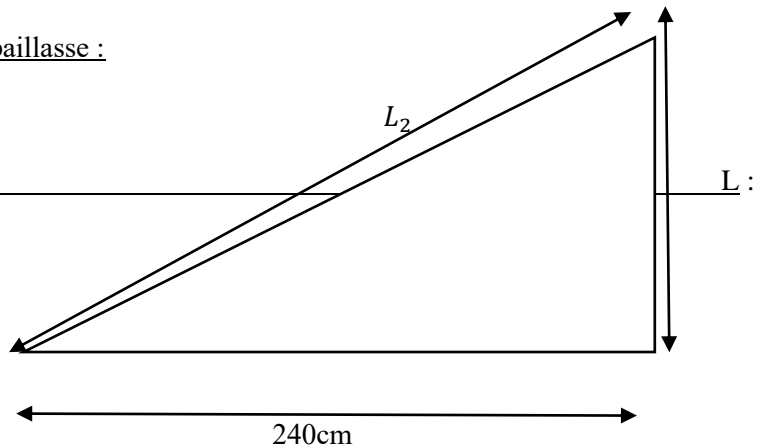
$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

- Calcul

$$153 \text{ cm}$$

$$L = L_1 + L_2$$

- Calcul L_2 :



$$L_2^2 = 240^2 + 153^2$$

$$L_2 = 284.62 \text{ cm}$$

Donc :

$$L = 145 + 284.62 = 429.62 \text{ cm}$$

- Calcul l'épaisseur :

$$\frac{4.2962}{30} \leq e \leq \frac{4.2962}{20}$$

$$0.143\text{m} \leq e \leq 0.215$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm.

III.3.3 Evaluation des charges

- Palier

➤ Charges permanentes :

Tableau III.1: charge permanentes du palier.

Elément	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (cm)	Pois surfacique (kN/m ²)
Poids propre du palier	25	0.15	3.75
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lite de sable fin	18	0,03	0,54
Enduit en ciment	10	0.02	0.2
G			5.29

➤ Charge d'exploitation :

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

- La volée :

➤ Charge permanente :

Tableau. III.2 : charge permanente de la volée.

Elément	Poids Volumique(kN/m ³)	Epaisseur (cm)	Pois surfacique (kN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.4
Lite de sable fin	18	0,03	0,54
Revêtement carrelage vertical	20	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse $\frac{e_p \cdot 26}{\cos \alpha}$	25	0,15	4.45
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	1.87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre $\frac{e_p \cdot 10}{\cos \alpha}$	10	0.02	0.24
G			8.23

➤ Charge d'exploitation :

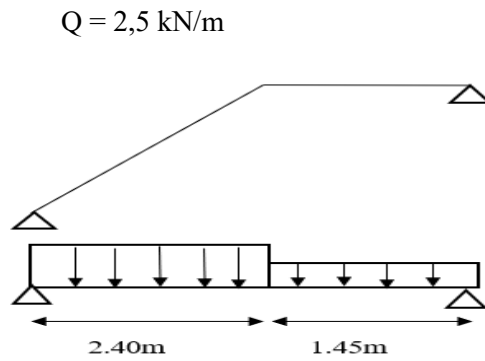


Figure.III.8 : Schéma statique de l'escalier.

III.3.4 Combinaison de charge :

- ELU :

$$P_{u_1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$P_{u_2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$$

- ELS :

$$P_{ser_1} = G_1 + Q_1$$

$$P_{ser_2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3: combinaison a ELU et ELS.

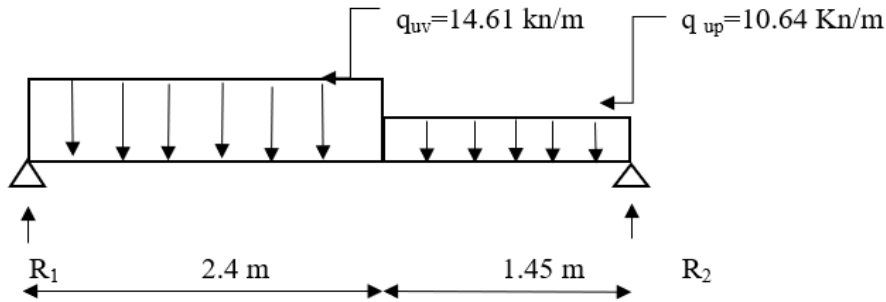
Combinaison	Le palier (KN/m ²)	La paillasse (KN/m ²)
ELU	10.64	14.61
ELS	7.61	10.55

III.3.5 Calcul des marches :

Les marches seront calculées comme des poutres de 30 cm de largeur et 17 cm de hauteur travaillant en console encastrée dans les voiles.

• Détermination des sollicitations :

- ELU :



➤ Réaction des appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 - (q_{uv} \cdot L_v) - (q_{up} \cdot L_p) = 0$$

$$R_1 + R_2 - (14.61 \times 2.4) - (10.61 \times 1.45) = R_1 + R_2 - 50.492$$

$$R_1 + R_2 = 50.492$$

$$\sum F_{/1} = 0$$

$$\Rightarrow -R_2 \times (2.4 + 1.45) + q_{up} \times 1.45 \times \left(2.4 + \frac{1.45}{2}\right) + q_{uv} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 23.45 \text{ Kn}$$

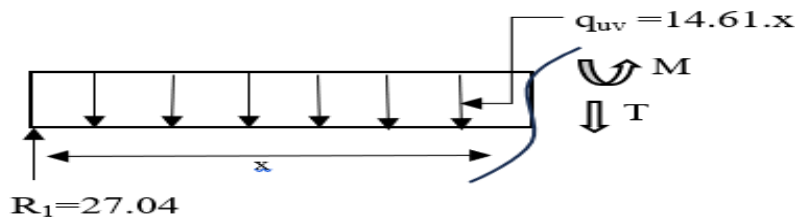
$$\sum F_{/2} = 0$$

$$\Rightarrow -q_{up} \times 1.45 \times \frac{1.45}{2} - q_{uv} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.45\right) + R_1 \times 3.85 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 27.04 \text{ Kn}$$

➤ Effort tranchant et moment Fléchissant :

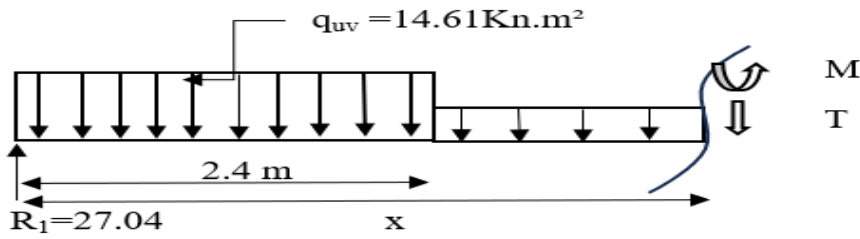
Section I-I : $0 \leq x \leq 2,4$



$$\begin{cases} T(x) = 27.04 - 14.61x \\ U(x) = 27.04x - 7.305 x^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 27.04 \text{ Kn. m} \\ M(0) = 0 \text{ Kn. m} \end{cases} \\ x = 2.4 \Rightarrow \begin{cases} T(2.4) = -8.0238 \text{ Kn. m} \\ M(2.4) = 22.81268 \text{ Kn. m} \end{cases} \end{cases}$$

Section II-II : $2.4 \leq x \leq 3.85$



$$\begin{cases} T(x) = -10.64x + 17.5122 \\ U(x) = -5.305x^2 + 17.44x + 11.52 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \Rightarrow \begin{cases} T(2.4) = -8.0238 \text{ Kn.m} \\ M(2.4) = 22.81968 \text{ Kn.m} \end{cases} \\ x = 3.85 \Rightarrow \begin{cases} T(3.85) = -23.4362 \text{ Kn.m} \\ M(3.85) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment fléchissant maximal :

On a :

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_{uv} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow 27.04 - 14.61 \cdot x = 0$$

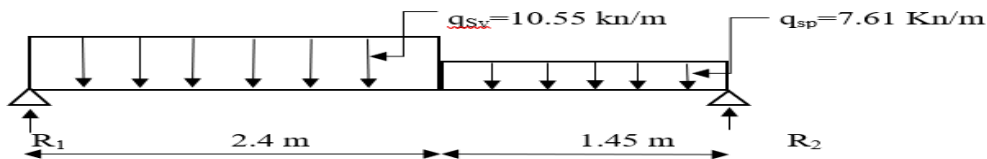
$$\Rightarrow x = 1.85\text{m}$$

Donc :

$$M(1.85) = 27.04 \times 1.85 - 7.305(1.850)^2 = 25.82 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.2 \cdot M_{\max} \Rightarrow M_a = -5.164 \text{ Kn.m} \\ M_t = 0.8 \cdot M_{\max} \Rightarrow M_t = 20.656 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

➤ ELS



➤ Réaction des appuis :

$$\bullet \quad \sum F_v = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 - (q_{sv} \cdot L_v) - (q_{sp} \cdot L_p) = 0$$

$$R_1 + R_2 - (10.55 \times 2.4) - (7.61 \times 1.45) = 0$$

$$R_1 + R_2 = 36.35 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/1} = 0$$

$$\Rightarrow -R_2 \times (2.4 + 1.45) + q_{sp} \times 1.45 \times \left(2.4 + \frac{1.45}{2}\right) + q_{sv} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 16.85 \text{ Kn}$$

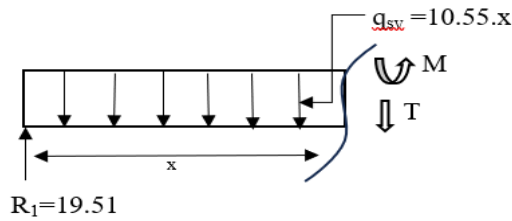
$$\sum F/2 = 0$$

$$\Rightarrow -q_{sp} \times 1.45 \times \frac{1.45}{2} - q_{sv} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.45\right) + R_1 \times 3.85 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 19.51 \text{ Kn}$$

➤ Effort tranchant et moment Fléchissant :

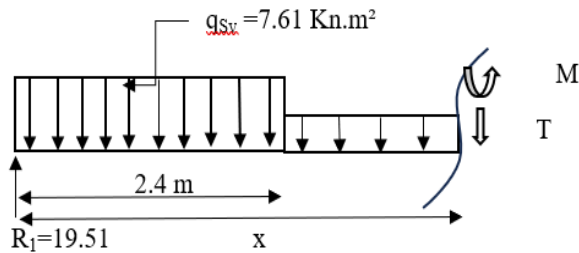
Section I-I : $0 \leq x \leq 2,4$



$$\begin{cases} T(x) = 19.51 - 10.55x \\ M(x) = -5.275 x^2 + 19.51x \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 19.51 \text{ Kn.m} \\ M(0) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases} \\ x = 2.4 \Rightarrow \begin{cases} T(2.4) = -5.814 \text{ Kn.m} \\ M(2.4) = 10.478 \text{ Kn.m} \end{cases} \end{cases}$$

Section II-II : $2.4 \leq x \leq 3.85$



$$\begin{cases} T(x) = -7.61x + 12.45 \\ M(x) = -3.805x^2 + 12.47x + 8.067 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \Rightarrow \begin{cases} T(2.4) = -5.81 \text{ Kn.m} \\ M(2.4) = 16.85 \text{ Kn.m} \end{cases} \\ x = 3.85 \Rightarrow \begin{cases} T(3.85) = -23.4362 \text{ Kn.m} \\ M(3.85) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment fléchissant maximal :

On a :

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_{uv} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow -10.55 \cdot x + 19.51 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,9 \text{ m}$$

Donc :

$$M(1.9) = 19.51 \times 1.9 - 5.275(1.9)^2 = 18.19 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment :

$$\begin{cases} M_a = -0,2 \cdot M_{\max} \Rightarrow M_a = -3.62 \text{ Kn.m} \\ M_t = 0.8 \cdot M_{\max} \Rightarrow M_t = 14.41 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

III.3.6 Calcul des armatures (flexion simple)

Les calculs se font pour une section rectangulaire de dimension (bxh)

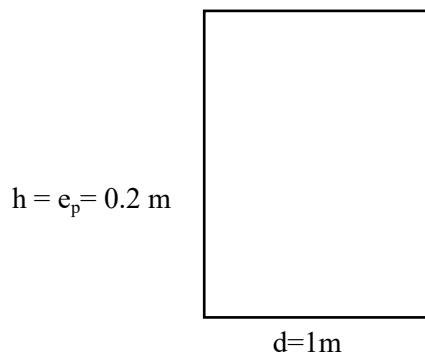


Tableau III.4 : Calcul des armatures

$\tau_{bc} (Mpa)$	$\tau_s (Mpa)$	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{c28}	f_{t28}	$f_{bc} (Mpa)$	$A_{s \min} (cm^2)$
17	434.78	100	20	18	30	2.4	17	1.98

- Le ferrailage :

- ELU :

En travée :

$$M_t = 20.656 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.656 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.0375$$

On a :

$$\mu = 0.0375 < \mu_R = 0.375 \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ Calcul de :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0375})$$

$$\alpha = 17.656 \text{ cm}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.04779)$$

$$Z = 17.656 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \delta_s} = \frac{20.69 \times 10^{-3}}{0.17656 \times 434.78} = 2.6908 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_u = 2.691 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_u = 2.691 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.99 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

On adoptera :

$$A_{\text{adp}} = 2.691 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6T8 ; A=3.02 cm²

➤ Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad \frac{3.39}{4} \leq A_r \leq \frac{3.39}{2} \quad 0.8475 \leq A_r \leq 1.695$$

On choisit :

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3T8 = 1.51 cm²

En appuis :

$$M_a = 5.164 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{5.164 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.0094$$

On a

$$\mu = 0.0094 < \mu_R = 0.374 \text{ Vérifiée}$$

Donc : $A_s' = 0$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ Calcul de :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0094}) = 0.0118$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.0118) = 0.1791 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \delta_s} = \frac{5.164 \times 10^{-3}}{0.1791 \times 434.78} = 6.631 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.663 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_u = 0.663 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.99 \text{ cm}^2 \text{ Non vérifiée}$$

On adoptera :

$$A_{\text{adp}} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5T8 ; A=2.51 cm²

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Choix des armatures

Position	M_u	μ	α	Z(m)	A_{adp}	$A_{s \min}$	A	Choix
Travées	20.656	0.0375	0.04779	0.1765	2.691	1.99	3.02	6T8
Appuis	5.164	0.0094	0.0118	0.1791	0.663	1.99	2.51	5T8

- ELS :

▪ En travée :

$$M_t = 14.4149 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.4149 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.026$$

On a :

$$\mu = 0.026 < \mu_R = 0.375 \text{ vérifiée.}$$

Donc : $A_s' = 0$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ Calcul de :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.033) = 0.1776 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \delta_s} = \frac{14.4149 \times 10^{-3}}{0.17656 \times 434.78} = 1.866 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.866 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_u = 1.866 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.99 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

On adoptera :

$$A_{\text{adp}} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5T8 ; A=2.51 cm²

➤ En appuis :

$$M_a = 3.617 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{3.617 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.00656$$

On a

$$\mu = 0.00656 < \mu_R = 0.375 \text{ Vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ Calcul de :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00656}) = 8.236 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 8.236 \times 10^{-3}) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \delta_s} = \frac{3.617 \times 10^{-3}}{0.179 \times 434.78} = 4.63702 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.463 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_u = 0.463 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.99 \text{ cm}^2 \text{ Non vérifiée}$$

On adoptera :

$$A_{\text{adp}} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5T8 ; A=2.51 cm²

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : calcul des armatures

Position	M_u	μ	α	Z(m)	A_{adp}	$A_{s\ min}$	A	Choix
Travées	14.4149	0.026	0.033	0.1776	1.866	1.99	2.51	5T8
Appuis	3.617	0.026	0.0118	0.1791	0.463	1.99	2.51	5T8

- Espacements :

- ELU :

- En travée :

$$e_{sp} \leq \frac{b}{n-1} = \frac{100}{6-1} = 20\text{ cm}$$

- En appuis :

$$e_{sp} \leq \frac{b}{n-1} = \frac{100}{5-1} = 20\text{ cm}$$

- ELS :

- En travée :

$$e_{sp} \leq \frac{b}{n-1} = \frac{100}{5-1} = 25\text{ cm}$$

- En appuis :

$$e_{sp} \leq \frac{b}{n-1} = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$$

- Armature de répartition :

- Sur travée :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad \Rightarrow A_r = 1.01\text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3T8 = 1.51 cm² ⇒ $S_t = 20\text{ cm}$

- en appuis :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad \Rightarrow A_r = 0.84\text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T8 = 1.01 cm² ⇒ $S_t = 20\text{ cm}$

$e_{sp} = 20\text{ cm} < \min(3.h; 33\text{ cm}) = \min(60\text{ cm}; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ c'est Vérifiée

- Les Vérification :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{s \min} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99 \text{ cm}^2$$

▪ En travée :

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ C'est Vérifiée}$$

▪ En appuis :

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ C'est Vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

- ELU :

On doit vérifier : $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{27,0402 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,1502 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \cdot \frac{30}{1,5} = 4 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa}$$

On a : $\tau = 0,1502 < 4 \text{ Mpa}$ c'est vérifiée

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

$$\begin{cases} \text{si } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} < 0 \Rightarrow \text{les armatures ne sont soumis a aucun effort de traction} \\ \text{si } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} > 0 \Rightarrow \text{il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \left(\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\delta_s} \right) \end{cases}$$

➤ Calcul :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 27,0402 \times 10^3 - \frac{25,82 \times 10^6}{0,9 \cdot 180} = -132,34 \text{ Kn}$$

$$-132,34 \text{ Kn} < 0$$

Les armatures ne sont soumis a aucun effort de traction

• Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{27,0402 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,1502 < 0,05 \times f_{c28} = 1,5 \text{ Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ Vérification à l'E.L.S :

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

➤ Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

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

➤ Moment d'inertie :

$$I = b \frac{y^3}{3} + n. A'_s(Y - c')^2 - n. A_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15 ; c' = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0 ; A_{sa} = 2.51 ; A_{st} = 2.51$$

➤ Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Calcul y :

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

$$100 \frac{y^2}{2} + 15 \times 0,84(Y - c') - 15 \times 2,51(18 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 50,2y - 702,8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (50,2)^2 - (4 \times 50 \times (-702,8))$$

$$\sqrt{\Delta} = 378,26$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -4,28 \quad ; \quad n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 3,28$$

Donc

$$y = 3,28$$

➤ Calcul I :

$$I = b \frac{y^3}{3} + n. A'_s(Y - c')^2 + n. A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \frac{3,28^3}{3} + 15 \times 0,84(3,28 - 2)^2 + 15 \times 2,51(18 - 3,28)^2$$

$$I = 9354,7554 \text{ cm}^4$$

Donc :

▪ En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{3,617 \times 10^6}{9354,7554 \times 10^4} = 1.268 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

1.268 Mpa < 18 Mpa Condition vérifiée .

▪ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{14,4149 \times 10^6}{9354,7554 \times 10^4} \times 3.28 \times 10 = 5.05 \text{ Mpa}$$

Donc :

$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée .

Tableau III.7 : Tous les résultats sont récapitulés

Position	$N_{ser}(\text{Kn.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s=A_r$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	Vérification
Appuis	3.617	2.51	0.84	3.28	9354.755x10 ⁴	1.268	OK
Traves	14.4199	2.51	0.84	3.28	9354.755x10 ⁴	5.05	OK

➤ Etude de la poutre palière :

➤ Dimensionnement :

Selon le [1]le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t$$

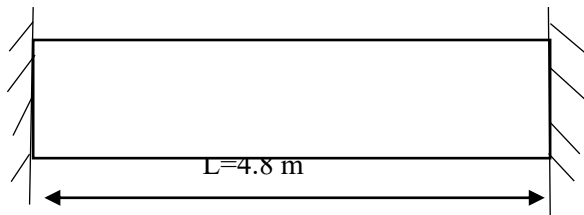


Figure.III.9 : Schéma statique de la poutre palière.

Donc :

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h_t \leq 48$$

$$h_t = 45 \text{ cm}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t$$

$$18 \leq b \leq 36$$

$$b = 35 \text{ cm .}$$

➤ Vérification des conditions [2]

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 35 \geq 20 \dots \dots \text{OK} \\ h_t = 45 \geq 30 \dots \dots \text{OK} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{45} = 1.4 < 4 \dots \text{ok} \end{cases}$$

Suivant [2] :

$$\min(h, b) > 25\text{cm Condition vérifiée}$$

➤ Charge supportée or la poutre :

Poids propre de la poutre palière

$$G_{pt} = 0.45 \times 0.35 \times 25 = 3.937 \text{ Kn.m}$$

$$Q_p = 2.5 \text{ Kn}$$

Donc :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.937 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 9.06 \text{ kN}$$

- ELS :

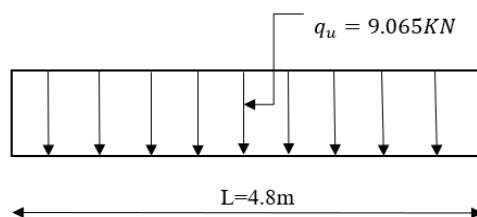
$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.937 + 2.5$$

$$q_s = 6.437 \text{ KN}$$

• Calcul des sollicitations :

- ELU :



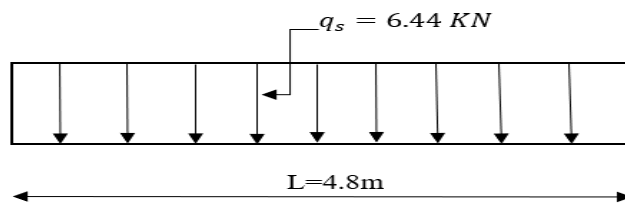
$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{9,065 \times 4,8^2}{8} = 26,11 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 0,8 \times 26,11 = 20,88 \text{ Kn.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 26,11 = 7,832 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{9,065 \times 4,8}{2} = 21,756 \text{ Kn.}$$

- ELS :



$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{6,44 \times 4,8^2}{8} = 18,55 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0,8M_0 = 0,8 \times 18,55 = 14,84 \text{ Kn.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 0,3 \times 8,5472 = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$T_x = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{6,44 \times 4,8}{2} = 15,46 \text{ Kn}$$

• Calcul du ferrailage :

- ELU :

➤ En travée

Tableau III.8 : calcul des armature

M_t	σ_{bc}	σ_s	b	h	d	f_{c28}	f_{t28}	f_{bc}	$A_s \text{ min}$
20.88	17	484.78	0.35	0.45	0.405	30	2.4	17	1.56

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,88 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,405^2 \times 17} = 0,0214$$

On a

$$\mu = 0,0214 < \mu_R = 0,375 \text{ Verifiée}$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Calcul de :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0214})$$

$$\alpha = 0.02703$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.4006m$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \delta_s} = \frac{20.88 \times 10^{-3}}{0.4006 \times 434.78} = 1.2 \times 10^{-4} m^2 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adp}} = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,2; 1,8)$$

Donc :

$$A_{s \text{ adp}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4T8 ; } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$M_a = 7.832 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.832 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.405^2 \times 17} = 8.02 \times 10^{-3}$$

On a :

$$\mu = 8.02 \times 10^{-3} < \mu_R = 0.375$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Calcul de :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.02703$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 40.33 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \delta_s} = \frac{7.832 \times 10^{-3}}{0.4033 \times 434.78} = 4.46 \times 10^{-5} m^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adp}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4T8 ; } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

- ELU :

$$T_{max} = 21.756KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{21.756 \times 10^3}{350 \times 4033} = 0.1534 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{min} = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \min(4; 5) = 4Mpa$$

$$\tau_u = 0.1534 < \tau_{min} = 4 \text{ Vérifiée.}$$

➤ Armatures transversales :

$$\phi = \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{450}{35} = 12.85 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ mm} \\ \phi_c = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit : $\phi = 8mm$

Choix : 2T8 : 1m²

➤ Calcul de l'espacement :

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min(0.9d ; 40cm) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 f_{c28})} \end{cases}$$

Soit : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

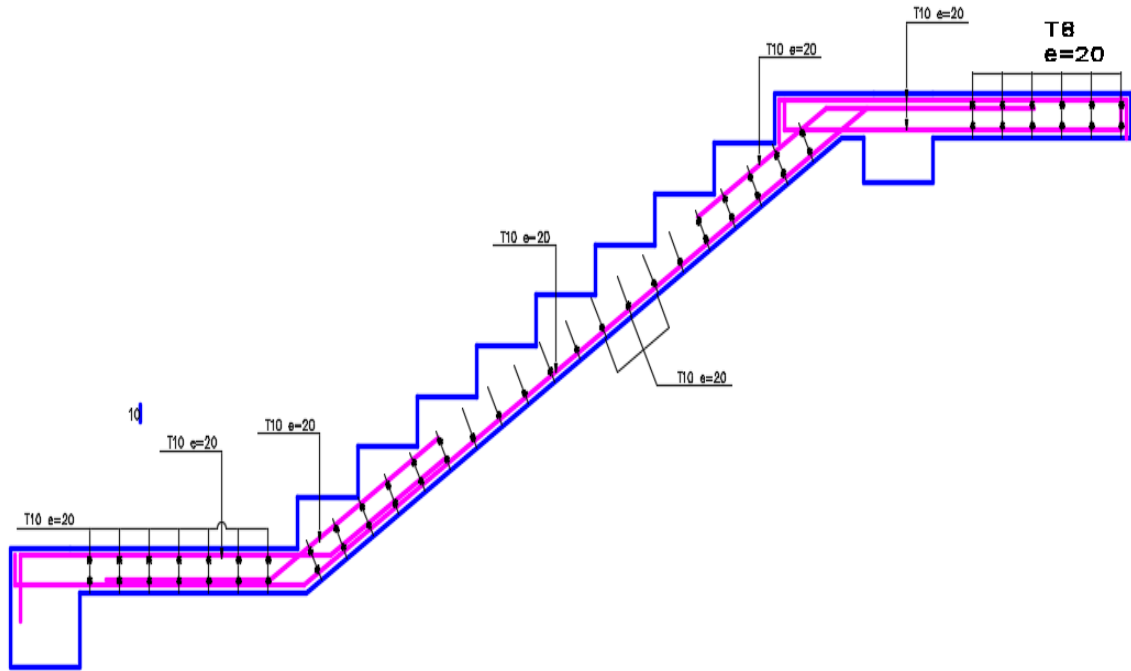


Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4 Les balcons :

- Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule :

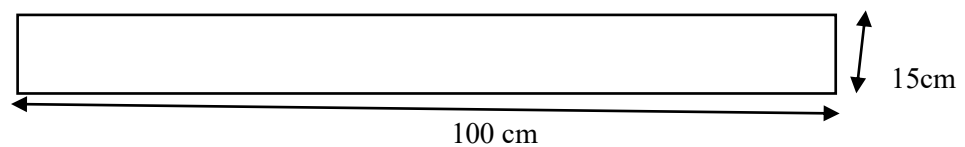
$$e_b \geq \frac{L_b}{10}$$

$$L_b = 10.5\text{m} = 105 \text{ cm}$$

$$e_b \geq \frac{105}{10} \Rightarrow 10.5 \text{ cm}$$

On opte : $e_b = 15\text{cm}$

- Evaluation des charges et surcharges :



- Charges permanente :

Tableau III.9: La charge permanente du Balcon.

Composition	Ep(m)	Poids	G
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de ciment	0.02	20	0.4
Lit de sable fin	0.03	18	0.54
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
G			5.45

- Charge d'exploitation :

Balcon pour locaux a usage d'habitation :

$$Q=3.5 \text{ Kn/m}$$

Calcul de la charge concentré :

Poids propre du mur (15cm)

$$G_{mur} = 1,7 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$$

- Hauteur de mur :

$$h_m = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } P=1,7 \times 1,2 \times 1=2,04 \text{ Kn}$$

• Les sollicitations :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5,5 + 1,5 \times 3,5$$

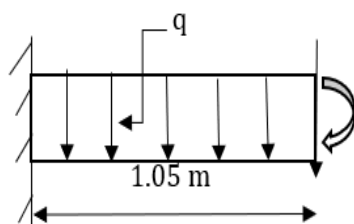
$$q_u = 12.61 \text{ Kn/m}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.45 + 3.5$$

$$q_s = 8,95 \text{ Kn/m}$$



Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + 1,35 \cdot P \cdot L$$

$$M_u = \frac{12,61 \times 1,05^2}{2} + 1,35 \times 2,04 \times 1,05$$

$$M_u = 9,843 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + 1,35 \cdot P \cdot L$$

$$M_u = \frac{8,95 \times 1,05^2}{2} + 1,35 \times 2,04 \times 1,05$$

$$M_s = 7,825 \text{ kN.m}$$

• Le ferrailage :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,843}{7,825} = 1,2578$$

$$\mu_{le} = \left[3340 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] 10^{-4}$$

$$\mu_{le} = \left[3340 \times 1 \times 1,2578 + 49 \cdot \frac{30}{1} - 3050 \right] 10^{-4} = 0,26$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,843 \times 10^{-3}}{1000 \times 0,135^2 \times 17} = 0,031$$

On a :

$$\mu_{bu} = 0,031 < \mu_{le} = 0,26$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_s = 0$

• La méthode simplifiée :

$$\xi_b \cdot d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,24 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{9,845 \times 10}{0,1324 \times 434,78} = 1,71 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,49 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_t = 1,71 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4T8=2,01 cm²

Les armatures de répartition λ :

$$A_r = \frac{A}{a} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

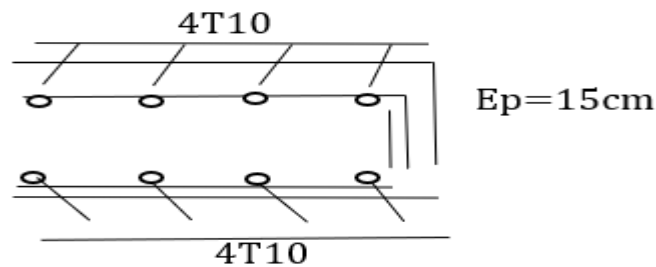


Figure III.11 : Ferrailage du Balcon.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = q_u \cdot l + 1,35P = 9,845 \times 1,05 \times 1,35 \times 2,0 = 13,09125 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{13,09125 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,10 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \cdot \frac{30}{1,5} = 1,4 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,1 \text{ Mpa} < \tau_{u \lim} = 1,04 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes a ELS :

Fissuration pas préjudiciable

- En travée :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,039$$

$$\alpha = 1,26$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.039 < 0.43$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

- Calcul du contre poids :

$$G_{balcon} = G_{contre\ poids}$$

$$G_{balcon} = \text{Poids propre du balcon}$$

$$G_{contre\ poids} = \text{Poids propre du contre poids}$$

$$G_{balcon} = 25 \times 0.15 \times 1.05 = 3.94$$

$$G_{contre\ poids} = 25 \times 0.21 \times 1 = 5.25$$

$$\text{Donc : } l = \frac{3.94}{5.25} = 0.75\text{ m Donc } l = 1\text{ m.}$$

Tableau III.10: calcul des armatures

Balcon	L(m)	P(KN)	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	T _u (KN)	A	choix	ESP
	1	200	9.835	7.825	13.091	1.71	4T8	25
Section	A _r	Choix	Section	ESP				
2.01	0.9	4T6	1.13	25				

III.5 Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou réalisés sur chantier, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi-encastree aux poutres de rives elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

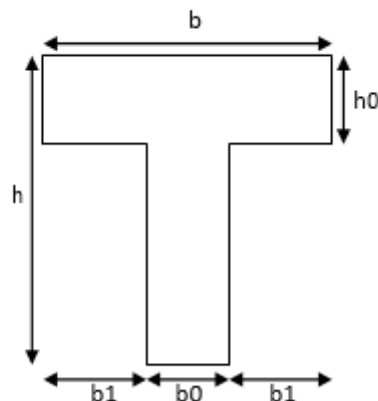


Figure III. 12 : Schéma de poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ a } 0,6) h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

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

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

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

$$h_t = 16\text{cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ a } 0,6) \times 21 = (8,4 \text{ a } 12,6) \text{ On adopte : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{48}{2}; \frac{330}{10}\right) = 24 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm soit } b = 60 \text{ cm.}$$

III.5.1 Evaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ et } p_u = 0,6 \times q_u$$

- ELS :

$$q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0,6 \times q_s$$

Tableau III.11: Charges et surcharge d'exploitation sur les poutrelles

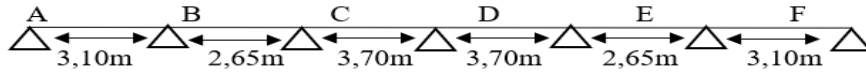
Désignation		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
				q _u	p _u	q _s	p _s
Cas charge	Courant	7,16	1,5	11,35	6,836	8,24	4,94
Cas décharge	Courant	7,16	/	9,66	5,801	7,16	4,29

III.5.2 Les différents types de poutrelles :

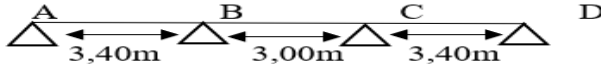
- Type 1 : Poutrelles a deux travées



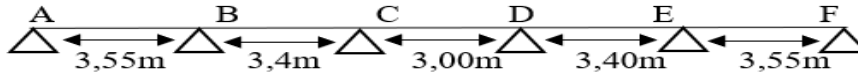
-Type 2 : Poutrelles a 6 travées :



-Type 3 : Poutrelles à Trois travées :



- Type 4 : Poutrelles a 5 travées :



III.5.3 Méthode de calcul :

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

• Méthode forfaitaire :

- Condition d'application :

- ✓ Il faut que le plancher soit a surcharge modérée : $Q \leq \text{Max}\{2G; 5Kn/m^2\}$.
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées on continuité.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- ✓ $0,8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i+1}}\right) < 1,25$.
- ✓ La fissuration est non préjudiciable.
- ✓ Dans le cas où l'une de ces condition n'est pas vérifié on applique la méthode de Caquot .

• Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continuent applicable que dans

Le béton armé c'est une méthode forfaitaire plus avancé (plus précise que la précédente)

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0,15 M_0 \dots \dots \dots \text{appui de rive .}$$

$$M_a = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w^3 + l_e^3)} \dots \dots \text{appuis intermédiaire .}$$

➤ Moment en travées :

$$M_t = M_0 + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)2}{16M_0}$$

Avec :

$$M_0 = \left(\frac{ql}{2}\right)^2$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique). (M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée .

q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée .

On calcul de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives (l'_w) à gauche et

(l'_e) à droite , avec :

$l'=1$ Pour une travée de rive.

$l'=0,8l$ pour une travée intermédiaire d'où (l) représente la portée de la travée libre .

Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L} \end{array} \right.$$

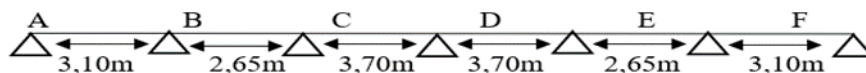
Avec :

T_w : effort tranchant a gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant a droite de l'appui considéré.

- Exemple de calcul :

Type 2 : Poutrelles à 6 travées :



• Méthode forfaitaire :

$$H_1 \rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < M_{max}\{2G; 5KN\}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < M_{max}\{11,48; 5KN\}$$

$$= 1,5 \text{ KN/m}^2 < 11,48 \text{ KN/m}^2 \text{ (Vérifiée) .}$$

H_2 → Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées en continuités. (Vérifiée).

H_3 → Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 25.

$$0,8 \leq \left(\frac{L_i}{L_i + 1} \right) < 1,25$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) = \frac{3,1}{2,65} = 1,16 < 1,25$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) = 0,71 < 1,25$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) = 1 < 1,25$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{DE}}{L_{EF}}\right) = 1,39 < 1,25$$

$$0,8 < \left(\frac{L_{EF}}{L}\right) = 0,85 < 1,25$$

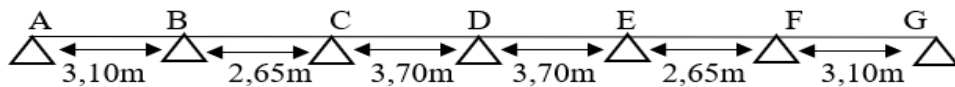
$H_3 \rightarrow$ La fissuration est non préjudiciable.

Donc ce n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

- Méthode de Caquot :

- Calcul a ELU :

Type 2 : Poutrelles à 6 travées :



- Cas Charge :

$$P_u = 6,836 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 4,992 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0 \text{ FJ}} = M_{0 \text{ AB}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,836 \times (3,1)^2}{8} = 8,211$$

$$M_{0 \text{ EF}} = M_{0 \text{ BC}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,836 \times (2,65)^2}{8} = 6$$

$$M_{0 \text{ DE}} = M_{0 \text{ CD}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,836 \times (3,7)^2}{8} = 11,69$$

- Cas Décharge :

$$P_u = 6,861 \text{ KN/ml}$$

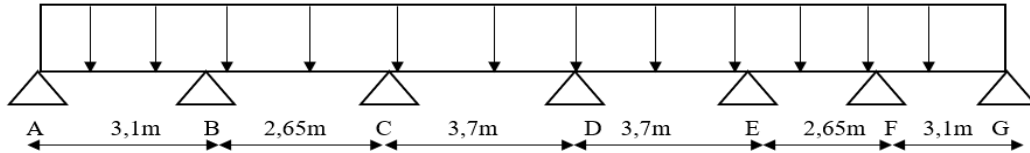
$$P_s = 4,342 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0 \text{ FJ}} = M_{0 \text{ AB}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,861 \times (3,1)^2}{8} = 7,04$$

$$M_{0\ EF} = M_{0\ BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,861 \times (2,65)^2}{8} = 5,144$$

$$M_{0\ DE} = M_{0\ CD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,861 \times (3,7)^2}{8} = 10,029$$

➤ **1^{er} cas tout chargé :**



➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = M_G = 0$$

$$M_B = M_f = - \left(\frac{(6,863 \times 3,1^3) + (6,836 \times 2,65^3)}{8,5(3,1 + 2,5)} \right) = -6,769 \text{ Kn. m}$$

$$M_c = M_E = - \left(\frac{(6,863 \times 2,65^3) + (6,836 \times 3,7^3)}{8,5(2,65 + 3,7)} \right) = -8,772 \text{ Kn. m}$$

$$M_D = - \left(\frac{(6,863 \times 3,7^3) + (6,836 \times 3,7^3)}{8,5(3,7 + 3,7)} \right) = -8,772 \text{ Kn. m}$$

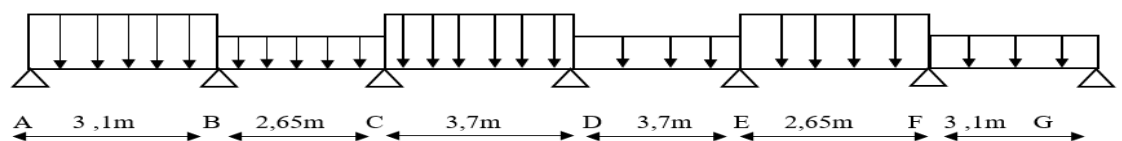
Tableau III.12:1^{er} cas les Moment

Travée	L(m)	P _u (kN/m)	M ₀ (kN.m)	M _i (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	3,10	6,836	8,211	5,175	12,779	-8,412
B-C	2,65	6,836	6,00	-1,728	9,813	-8,301
C-D	3,70	6,836	11,698	1,838	13,51	-12,044
D-E	3,70	6,836	11,698	1,838	13,51	-12,044
E-F	2,65	6,836	6,00	-1,728	9,813	-8,301
F-G	3,10	6,836	8,211	5,175	12,779	-8,412

➤ **2^{eme} cas**

Cas (AB) (CD)(EF) chargé

Cas (BC) (DF)(FG) : Déchargé



➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = M_G = 0$$

$$M_B = - \left(\frac{(4,992 \times 3,1^3) + (4,342 \times 2,65^3)}{8,5(3,1 + 2,65)} \right) = -4,696 \text{ Kn. m}$$

$$M_C = - \left(\frac{(4,342 \times 2,65^3) + (4,992 \times 3,7^3)}{8,5(3,7 + 2,65)} \right) = -6,181 \text{ Kn. m}$$

$$M_D = - \left(\frac{(4,992 \times 3,7^3) + (4,992 \times 3,7^3)}{8,5(3,7 + 3,7)} \right) = -7,516 \text{ Kn. m}$$

$$M_E = - \left(\frac{(4,342 \times 3,7^3) + (4,992 \times 2,65^3)}{8,5(3,7 + 2,65)} \right) = -5,795 \text{ Kn. m}$$

$$M_F = - \left(\frac{(4,992 \times 2,65^3) + (4,342 \times 3,1^3)}{8,5(2,65 + 3,1)} \right) = -4,547 \text{ Kn. m}$$

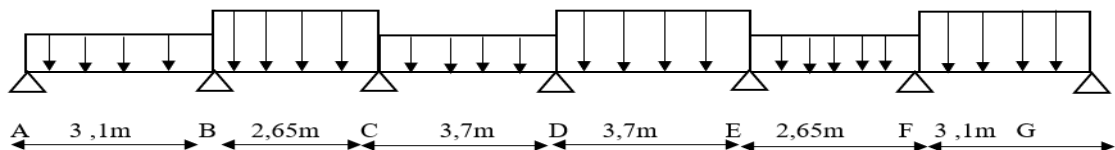
Tableau III.13 : 2^{er} cas les Moment

Travée	L(m)	P _u (kN/m)	M ₀ (kN.m)	M _i (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	3,10	4,992	3,877	3,877	12,779	-8,412
B-C	2,65	4,342	-1,59	-1,728	9,813	-8,301
C-D	3,70	4,992	1,714	1,838	13,51	-12,044
D-E	3,70	4,342	0,794	1,838	13,51	-12,044
E-F	2,65	4,992	0,766	-1,728	9,813	-8,301
F-G	3,10	4,342	3,189	5,175	12,779	-8,412

➤ **3^{ème} cas:**

Cas (AB) (CD)(EF) : Déchargé

Cas (BC) (DF)(FG) : chargé



➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = M_G = 0$$

$$M_B = - \left(\frac{(4,342 \times 3,1^3) + (4,992 \times 2,65^3)}{8,5(3,1 + 2,65)} \right) = -4,547 \text{ Kn. m}$$

$$M_C = - \left(\frac{(4,992 \times 2,65^3) + (4,342 \times 3,7^3)}{8,5(2,65 + 3,7)} \right) = -5,792 \text{ Kn. m}$$

$$M_D = - \left(\frac{(4,342 \times 3,7^3) + (4,992 \times 3,7^3)}{8,5(3,7 + 3,7)} \right) = -7,516 \text{ Kn.m}$$

$$M_E = - \left(\frac{(4,992 \times 3,7^3) + (4,342 \times 2,65^3)}{8,5(3,7 + 2,65)} \right) = -6,181 \text{ Kn.m}$$

$$M_F = - \left(\frac{(4,342 \times 2,65^3) + (4,992 \times 3,1^3)}{8,5(2,65 + 3,1)} \right) = -4,698 \text{ Kn.m}$$

Tableau III.14 : 3^{er} cas les Moment

Travée	L(m)	P _u (kN/m)	M ₀ (kN.m)	M _i (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	3,10	4,342	5,213	3,159	8,196	-5,263
B-C	2,65	4,992	-4,382	-0,766	7,055	-6,143
C-D	3,70	4,342	7,43	0,799	8,497	-7,567
D-E	3,70	4,992	8,542	1,707	8,874	-9,596
E-F	2,65	4,342	3,811	-1,59	5,127	-6,313
F-G	3,10	4,992	5,996	3,879	6,222	-9,249

- Ferraillage des poutrelles :

- ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 5.323 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{\max} = 11.009 \text{ Kn.m}$$

$$T_u^{\max} = 13.251 \text{ Kn.m}$$

- ELS :

$$M_{t \text{ ser}}^{\max} = 3.877 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a \text{ ser}}^{\max} = 3.877 \text{ Kn.m}$$

- Ferraillage en travée :

- Calcul de M_{tu} :

$$M_{tab} = \tau_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec :

$$\begin{array}{llll} \gamma_b = 1.5 & \text{feE500} & f_{t28} = 2.4 \text{ MPA} & \\ \gamma_s = 1.15 & f_{c28} = 30 \text{ MPA} & \tau_{bc} = 18 \text{ MPA} & \tau_s = 435 \text{ MPA} \end{array}$$

On a :

$$h = 5 \text{ cm. ; } b = 60 \text{ cm.}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 21 = 18.9 \text{ cm.}$$

$$\tau_{bc} = 18 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow M_{tu\ ab} = 18 \times 60 \times 5 \times \left(18.9 - \frac{18.9}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tu\ ab} = 88560 \text{ N.m}$$

$$M_{tu\ ab} = 88560 \text{ N.m} > M_{tu}^{\max} = 5323 \text{ N.m}$$

• Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{M_t \max}{b \cdot d \cdot \tau_{bc}} = \frac{5323}{60 \times (18.2)^2 \times 18}$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.371 \text{ (acier Fe500)}$$

Donc :

$$A_s' = 0 \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.013)}\right) = 0.0163$$

$$B = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0163) = 0.993$$

$$\tau = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.10} = 434.782 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t \max}{b \cdot d \cdot \tau_s} = \frac{5323}{0.993 \times 18.9 \times 435} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculé}} = 0.652 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 60 \times 18.9 \times \frac{2.4}{500}$$

$$A_{\min} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

• Pourcentage minimale :

$$A_{pm} \geq 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 60 \times 21$$

$$A_{pm} \geq 1.26$$

Donc :

$$A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_{pm})$$

$$A = \max (0.652, 1.25, 1.26)$$

$$A = A_{pm} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

On choisit : 3T10 \longrightarrow 2.36 cm².

➤ Ferraillage longitudinal appui :

On a :

$$M_{tu \text{ ab}} = 88560 \text{ N.m} \geq M_{tu}^{\max} = 5323 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu \text{ max}}}{b.d.\sigma_{bc}} = = \frac{11.009}{12 \times (18.9) \times 18}$$

$$\mu = 0.142 < \mu_1 = 0.371 \text{ acier Fe500 donc } A' \text{ n'existe pas : } A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.142)}) = 0.192$$

$$B = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.192) = 0.923$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{11009}{0.923 \times (18.9) \times 435}$$

$$A_{\text{cal}} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 12 \times 18.9 \times \frac{2.4}{500} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

➤ Pourcentage minimale :

$$A_{pm} \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 12 \times 21 = 0.252 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{min}} , A_{pm})$$

$$A = \max (1.45 , 0.25 , 0.252)$$

$$A = A_{\text{calculé}}$$

Choix de ferraillage : 2T12 \longrightarrow A = 2.26 cm²

➤ Vérification à ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures

D'après le [1] la fissuration Peu préjudiciable aucune vérification à faire.

➤ Etat limite de compression du béton :

La vérification à faire est :

$$\tau_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\tau_{bc}} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

➤ Détermination de l'axe neutre :

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

$$b = 60 \text{ cm} ; n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; C = C' = 2.1 \text{ cm.}$$

En travée :

$$M_{ser} = 3.877 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$

$$\frac{60}{2}y^2 + 15 \cdot 0 \cdot (y - 2.1) - (15.2 \times 35)(d - y) = 0$$

$$30y^2 - 35.4(18.9 - y) = 0$$

$$30y^2 + 35.4y - 659.05 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ab.$$

$$\Delta = (35.4)^2 - 4(30 \times 35.4)$$

$$\Delta = 5501.16 > 0$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} ; Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_1 = -1.826 ; Y_2 = 0.646$$

Donc :

$$Y = 0.646$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s'(y - c')^2 = 0$$

$$I = \frac{60}{3}(3.418)^3 + 15 \times 1.51 \times (18.9 - (3.418))^2 + 15 \times 0(3.15 - 2.1)^2 = 0$$

$$I = 962.102 \text{ cm}^4.$$

On applique :

$$\tau_b = \frac{3.877}{17962.102} \cdot (1.51 \times 10) \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPA.}$$

$$\tau_b = 6.084 \times 10^{-3} \text{ MPA} \leq \overline{\tau_{bc}} = 18 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{SV} = \frac{n \cdot M_{ser} \cdot (d-y)}{I} \leq \tau_{ST}$$

$$\tau_{SV} = \frac{15 \times 3.877 \times 10 \times (18.9 \times 10 - 3.418)}{962.102 \times 10} \leq \tau_{ST} = 250 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_{SV} = 1.1217 \text{ Mpa} \leq \tau_{ST} = 250 \text{ Mpa} .$$

En appui :

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 8.04 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{60}{2} y^2 + 15 \times 0 (y - 2.1) - (15 \times 2.37)(18.9 - y) = 0$$

$$30 y^2 + 35.55y - 671.895 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ab.$$

$$\Delta = (35.55)^2 - 4(30 \times -671.895)$$

$$\Delta = 8189.202 > 0$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} ; Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_1 = 5.381 ; Y_2 = 4.176$$

$$\text{Donc : } Y = 4.176$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A_s \times (d - y^2) + 15 \times A_s' (y - c')^2 = 0$$

$$I = \frac{60}{3} (4.176)^3 + 15 \times 2.37 \times (18.9 - (4.176)^2) + 15 \times 0 (3.15 - 2.1)^2 = 0$$

$$I = 1508.442 \text{ cm}^4$$

Tableau III.15 : Résultat de Ferrailage.

	M_{ser}	A_s	Y	I	σ_b	σ_{ST}	
Travée	3.877	1.51	3.418	962.102	6.084×10^{-3}	18	Vérifier
Appui	8.04	2.37	4.176	1508.44	0.022	18	Vérifier

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{21 \times 10}{3.7} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Non vérifier}$$

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire donc de passer au calcul de la flèche

Total :

$$\Delta F_i = F_v - F_i < \bar{F}$$

$$\text{Tel que : } F = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5 \text{ m}$$

$$F = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5 \text{ m}$$

$$\text{On a : } L = 3.7 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

Donc :

$$F = \frac{L}{500} = 0.74 \text{ cm.}$$

Donc :

F_i = la flèche due aux charges instantées.

F_v = la flèche due aux charges longues durées.

$$B_0 = y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s + A_s')]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A_s')] = 0$$

$$A_s' = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 3.877 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2 ; b = 60 \text{ cm.}$$

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

$$30y^2 + 12.9y - 502.735 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ab.$$

$$\Delta = (12.9)^2 - 4(30 \times 502.735)$$

$$\Delta = 60494.61 > 0$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} ; Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_1 = -3.884 ; Y_2 = 3.884$$

Donc :

$$Y = 3.884$$

$$\Rightarrow I_0 = 452.232 \text{ cm}^4.$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}; \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda \mu}$$

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{\sigma \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\tau = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1.51}{12 \times 18.9}$$

$$\tau = 6.65 \times 10^{-3} \text{ Mpa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \sigma_s \times Ft_{28}}$$

$$\tau_s = \frac{M_{ser}}{d \times A_s} = 0.1358$$

$$\mu = 0.301$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times 2.4}{(6.65 \times 10)(2 + 3 \frac{12}{60})} = 6.94$$

Donc :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu} = 161.04$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda \mu} = 271.007$$

M_{ser}	A_s	A_s'	Y_1	τ	σ_s	λ	μ	I_0	I_{fi}	I_{fv}
3.877	1.51	2.37	-3.881	6.65×10^{-3}	153.8	6.94	0.301	452.21	161.04	271.007

Tableau III.16: Résultat de Ferrailage.

➤ Calcul de module de déformation :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 34179.557 \text{ MPA.}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = 11496.76 \text{ MPA.}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$F_i = \frac{M_{ser} \times L}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$F_i = 96.427 \text{ mm.}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$F_v = \frac{M_{ser} \times L}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 170.35 \text{ mm}$$

$$D_{ft} = F_v - F_i = 170.35 - 96.427$$

$$D_{ft} = 73.923 \text{ mm} > \bar{F} = 7.3 \text{ mm.}$$

En APPUI :

EN TRAVÉE :

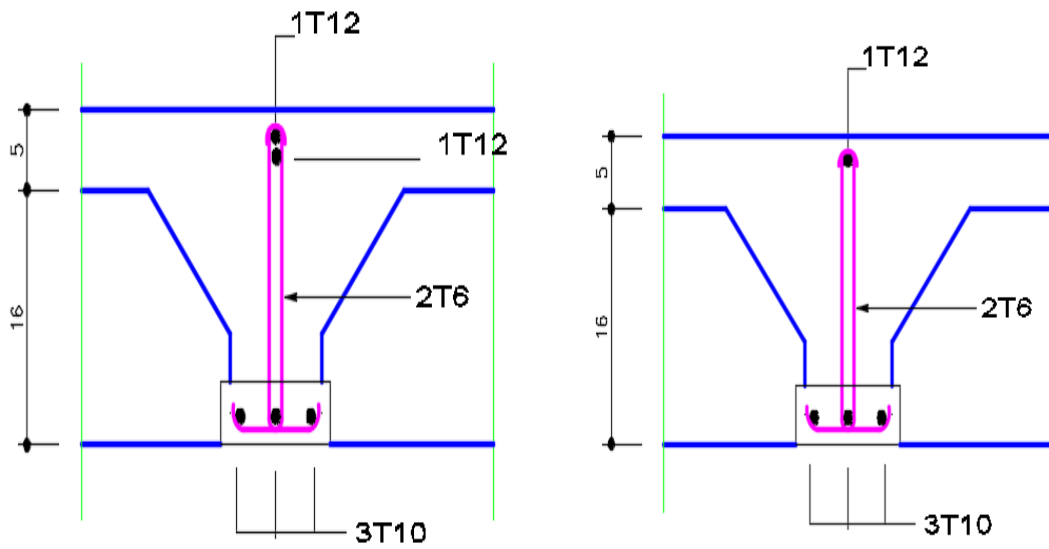


Figure III. 13 : Ferrailage de poutrelle.

Chapitre IV

Etude dynamique

en zone sismique

IV.1. Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution et la vérification des conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes [5].

IV.2. Etude sismique :

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

IV.3. L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation de notre structure a été effectuée. À l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul de structure.

a) Modélisation de rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type barre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres

b) Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment d'habitation.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3 .

c) Conception du contreventement vertical:

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.

- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. Le Choix de méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l’ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes [5] propose trois méthodes de calcul des sollicitations. La méthode statique équivalente, la méthode d’analyse modale spectrale et la méthode d’analyse dynamique par accélérogramme.

IV.4.1. La méthode statique équivalente :

➤ Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l’action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

➤ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers en un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

IV.4.2. La méthode d’analyse modale spectrale:

Il s’agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d’introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

➤ Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :
- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

Où

N: est le nombre de niveaux au-dessus de sol

T_K : la période du mode K.

IV.5. Analyse spectrale

IV.5.1. Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci. L'analyse spectrale permet d'avoir : Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique. Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.5.2. Spectres de réponse de calcul:

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

- A : coefficient d'accélération de zone
- n : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement
- Q : Facteur de qualité
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé 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 ...)

Donc le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

- V_t : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).
- V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone

Groupe d'usage : **2**

Zone sismique : **III**

Don : **A=0.25**

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7.

Catégorie $S_3 \rightarrow$ site meuble $\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,5 \end{cases}$

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

Avec $\xi = 7\% \rightarrow 0,8819$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le [] sont :

$$T = \min\left(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}\right)$$

- C_T : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

$$C_T = 0.050.$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 30,6 \text{ m.}$$

- D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 29,65 \text{ m} \\ D_y = 19,3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}} = 0,65$$

$$\text{Suivant la direction (x - x) : } T_x = 0,09 \frac{30.6}{\sqrt{29.65}} = 0,50\text{s}$$

$$\text{Suivant la direction (y - y) : } T_y = 0,09 \frac{30.6}{\sqrt{19.3}} = 0,63\text{s}$$

La valeur de T considéré dans les deux directions :

$$\begin{cases} \text{sens (x - x): } T_x = \min(0,50 ; 0,65) = 0,50\text{s} ; 1,3 \times T_x = 0,65 \\ \text{sens(y - y): } T_y = \min(0,63 ; 0,65) = 0,63\text{s} ; 1,3 \times T_y = 0,819 \end{cases}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \leq 1,3T_{\text{empirique}} \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0.5}{0.65}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,85 \text{ s} \\ D_x = 2.5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0.5}{0,819}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.59 \text{ s} \end{cases}$$

-R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 v2003.

On a choisi un R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction).

-.Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

Tableau IV 1 : Facteur de qualité.

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

$Q//xx=1+(0.05+0.00+0.05+0.00+0.05+0.00)=1.15.$

$Q//yy=1+(0.05+0.00+0.05+0.00+0.05+0.00)=1.15.$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse :

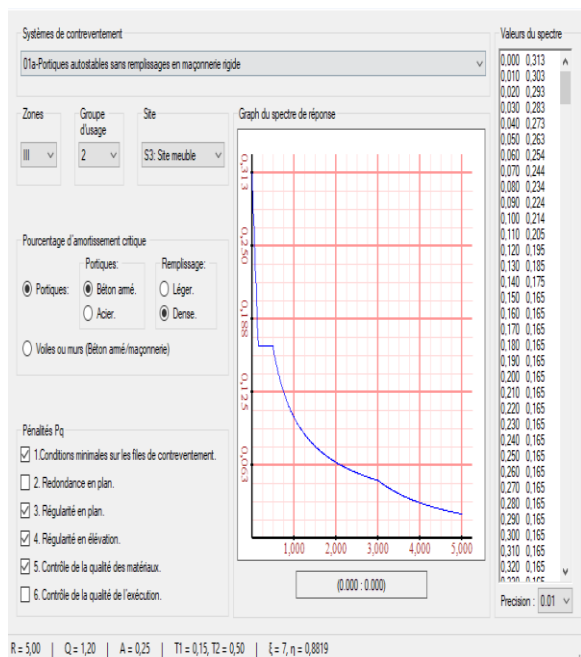


Figure IV.1: Spectre de Réponse

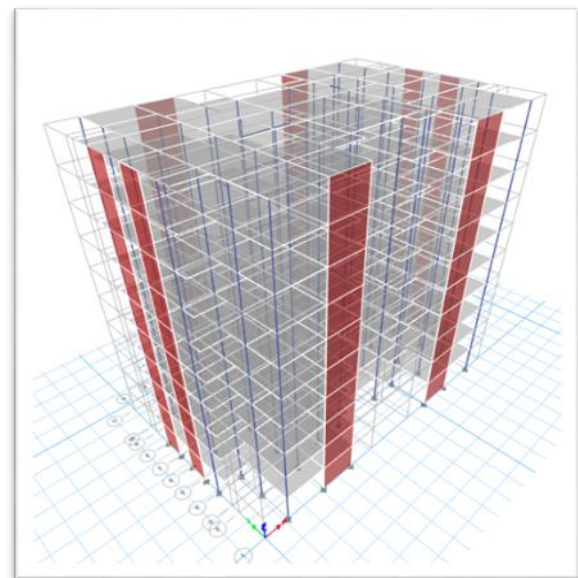


Figure IV.2: Vue en 3D du modèle

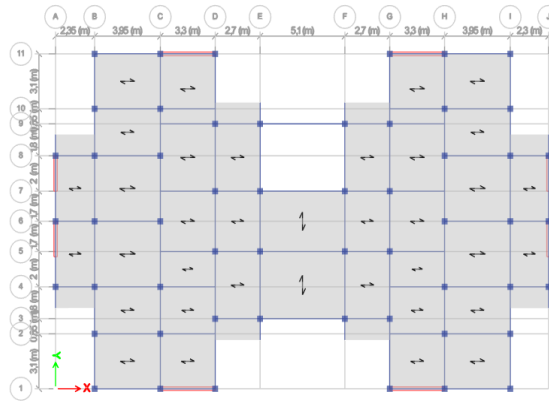


Figure IV.3: Vue en plan du modèle.

Tableau IV.2: Les Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveaux	S Poteaux (cm ²)	S PP (cm ²)	S ps (cm ²)
2 ^{ème} au 9 ^{ème}	30×30	30×45	30×40
1 ^{er} et 02 ^{ème}	35×35	30×45	30×40
RDC et 01 ^{er}	40×40	30×45	30×40

a) Model initial:

➤ Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.3: Période et facteurs de participation massique du model initial

Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	1	0,0028	0,7521	0	0,0028	0,7521
2	0,919	0,7078	0,0033	0	0,7106	0,7554
3	0,681	0,0005	0,007	0	0,7111	0,7624
4	0,3	4,172E-05	0,1343	0	0,7111	0,8967
5	0,233	0,1692	2,255E-05	0	0,8803	0,8967
6	0,183	0,0001	0,0006	0	0,8804	0,8973
7	0,151	1,057E-06	0,0462	0	0,8804	0,9435
8	0,1	0,0621	1,956E-06	0	0,9425	0,9435

➤ Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T=1s$.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% dans le 7^{ème} mode suivant le sens (y-y), et le 8^{ème} mode suivant le sens (x-x).

➤ Résultantes des forces sismiques

$$W = 42242,12 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V^x = 4688.87 \text{ KN} \rightarrow 0.8V^x = 3571.10 \text{ KN} \\ V^y = 4029.90 \text{ KN} \rightarrow 0.8V^y = 3223.92 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$F_1 = V_t^x = 3446.30 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3356.82 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$V_t^x = 3446.30 \text{ KN} < 0.8V^x = 3571.10 \text{ KN} \text{ Non vérifiée}$$

Le rapport :

$$r_x = \frac{0.8V^x}{V_t^x} = \frac{3571.10}{3446.30} = 1.08$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$F_1 = V_t^x = 3722.00 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3356.82 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$V_t^x = 3722 \text{ KN} > 0.8V^x = 3571.10 \text{ KN}$$

$$V_t^y = 3356.82 \text{ KN} > 0.8V^y = 3223.92 \text{ KN}$$

➤ Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications préconisées par le [5], concerne les déplacements latéraux inter-étage. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Niveau x	Elevation (m)	X-Dir (mm)	δ_K (mm)	Δ_K (mm)	H étage (mm)	1%h étage (mm)	r %	Observation
9	30,6	36,03	180,13	20,06	3060	30,6	66%	Vérifié
8	27,54	32,01	160,07	20,95	3060	30,6	68%	Vérifié
7	24,48	27,82	139,12	21,91	3060	30,6	72%	Vérifié
6	21,42	23,44	117,22	22,56	3060	30,6	74%	Vérifié
5	18,36	18,93	94,66	22,57	3060	30,6	74%	Vérifié
4	15,3	14,42	72,09	21,61	3060	30,6	71%	Vérifié
3	12,24	10,10	50,48	19,36	3060	30,6	63%	Vérifié
2	9,18	6,22	31,12	15,65	3060	30,6	51%	Vérifié
1	6,12	3,10	15,48	10,82	3060	30,6	35%	Vérifié
RDC	3,06	0,93	4,66	4,66	3060	30,6	15%	Vérifié

Tableau IV.5: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Niveau u	Elevation (m)	Y-Dir (mm)	δ_K (mm)	Δ_K (mm)	H étage (mm)	1%h étage (mm)	r %	Observation
9	30,6	39,57	197,84	15,76	3060	30,6	51%	Vérifié
8	27,54	36,42	182,085	17,83	3060	30,6	58%	Vérifié
7	24,48	32,85	164,255	20,49	3060	30,6	67%	Vérifié
6	21,42	28,75	143,765	22,89	3060	30,6	75%	Vérifié
5	18,36	24,18	120,875	24,75	3060	30,6	81%	Vérifié
4	15,3	19,23	96,13	25,65	3060	30,6	84%	Vérifié
3	12,24	14,10	70,48	24,64	3060	30,6	81%	Vérifié
2	9,18	9,17	45,845	21,56	3060	30,6	70%	Vérifié
1	6,12	4,86	24,285	16,59	3060	30,6	54%	Vérifié
RDC	3,06	1,54	7,695	7,70	3060	30,6	25%	Vérifié

➤ Vérification Effort normal réduit:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B_c \cdot F_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

B_c : section de poteau

$$N = G + Q \mp E$$

Tableau IV.6: Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveaux	N (Kn)	B _c (mm)	F _{cj} (Mpa)	v	Limite	Observation
9	134,55	30X30	30	0,05	0,30	vérifiée
8	247,82	30X30	30	0,09	0,30	vérifiée
7	362,61	30X30	30	0,13	0,30	vérifiée
6	480,42	30X30	30	0,18	0,30	vérifiée
5	602,39	30X30	30	0,22	0,30	vérifiée
4	729,43	30X30	30	0,27	0,30	vérifiée
3	862,23	30X30	30	0,32	0,30	Non vérifiée
2	1001,86	35X35	30	0,37	0,30	Non vérifiée
1	1137,88	35X35	30	0,31	0,30	Non vérifiée
RDC	1273,00	40X40	30	0,27	0,30	vérifiée

➤ Remarques :

Les efforts normaux réduits dépassent la valeur admissible.
Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Tableau IV.I: changement la section des poteaux

Niveaux	S Poteaux (cm ²)	S PP (cm ²)	S ps (cm ²)
RDC et 01 ^{er}	55×55	30×45	30×40
1 ^{er} et 3 ^{eme}	50×50	30×45	30×40
3 ^{eme} et 5 ^{eme}	45×45	30×45	30×40
5 ^{eme} et 7 ^{eme}	40×40	30×45	30×40
7 ^{eme} et 9 ^{eme}	35×35	30×45	30×40

b) Model final

➤ Caractéristiques dynamiques propres du model final:

Tableau IV.II: Période et facteurs de participation massique du model final

Mode	Période(sec)	UX	UY	UZ	sumUX	sumUY
1	0,844	0,0001	0,7686	0	0,0001	0,7686
2	0,785	0,7143	0,0001	0	0,7144	0,7687
3	0,591	1,692E-05	0,0001	0	0,7144	0,7689
4	0,264	0	0,1331	0	0,7144	0,9019
5	0,209	0,1705	0	0	0,8849	0,9019
6	0,166	0,0001	3,02E-05	0	0,885	0,902
7	0,135	0	0,0448	0	0,885	0,9467
8	0,092	0,0616	0	0	0,9466	0,9467

➤ Résultat de l'analyse dynamique:

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T=0,844s$.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de rotation.
- La participation massique atteint les 90% dans le 4^{ème} mode suivant le sens (y-y), et le 8^{ème} mode suivant le sens (x-x).

➤ Résultantes des forces sismiques:

$$W = 45719.52 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V^x = 5074.86\text{KN} \rightarrow 0.8V^x = 4059.89 \text{ KN} \\ V^y = 4361.64 \text{ KN} \rightarrow 0.8V^y = 3489.31 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$F_1 = V_t^x = 4037.99\text{KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 4000.65\text{KN}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 4037.99\text{KN} < 0.8V^x = 4059.89 \text{ KN} \\ V_t^y = 4000.65\text{KN} > 0.8V^y = 3489.31 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications préconisées par le [5], concerne les déplacements latéraux inter-étage. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée:

Tableau IV.9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Niveau	Elevation (m)	X-Dir (mm)	δ_K (mm)	Δ_K (mm)	H étage (mm)	1%h étage (mm)	r %	Observation
9	30,6	27,03	135,15	14,69	3060	30,6	48%	Vérifié
8	27,54	24,09	120,46	15,63	3060	30,6	51%	Vérifié
7	24,48	20,97	104,84	16,47	3060	30,6	54%	Vérifié
6	21,42	17,67	88,37	17,02	3060	30,6	56%	Vérifié
5	18,36	14,27	71,35	17,01	3060	30,6	56%	Vérifié
4	15,3	10,87	54,35	15,95	3060	30,6	52%	Vérifié
3	12,24	7,68	38,40	14,44	3060	30,6	47%	Vérifié
2	9,18	4,79	23,96	11,78	3060	30,6	38%	Vérifié
1	6,12	2,44	12,18	8,32	3060	30,6	27%	Vérifié
RDC	3,06	0,77	3,86	3,86	3060	30,6	13%	Vérifié

Tableau IV.10: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Niveau	Elevation (m)	Y-Dir (mm)	δ_K (mm)	Δ_K (mm)	H étage (mm)	1%h étage (mm)	r %	Observation
9	30,6	28,404	142,02	9,84	3060	30,6	32%	Vérifié
8	27,54	26,436	132,18	11,99	3060	30,6	39%	Vérifié
7	24,48	24,038	120,19	14,42	3060	30,6	47%	Vérifié
6	21,42	21,154	105,77	16,53	3060	30,6	54%	Vérifié
5	18,36	17,848	89,24	17,93	3060	30,6	59%	Vérifié
4	15,3	14,262	71,31	18,06	3060	30,6	59%	Vérifié
3	12,24	10,65	53,25	17,87	3060	30,6	58%	Vérifié
2	9,18	7,077	35,385	16,23	3060	30,6	53%	Vérifié
1	6,12	3,832	19,16	12,93	3060	30,6	42%	Vérifié
RDC	3,06	1,247	6,235	6,24	3060	30,6	20%	Vérifié

➤ Vérification Effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B_c \cdot F_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

B_c : section de poteau

$$N = G + Q \mp E$$

Tableau IV.11: Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveaux	N (Kn)	B _c (mm)	F _{cj} (Mpa)	v	Limite	Observation
9	57,73	35X35	30	0,02	0,30	vérifiée
8	134,52	35X35	30	0,04	0,30	vérifiée
7	221,46	35X35	30	0,06	0,30	vérifiée
6	343,27	35X35	30	0,09	0,30	vérifiée
5	498,11	35X35	30	0,14	0,30	vérifiée
4	691,12	40X40	30	0,14	0,30	vérifiée
3	907,53	40X40	30	0,19	0,30	vérifiée
2	1149,15	45X45	30	0,19	0,30	vérifiée
1	1386,97	45X45	30	0,23	0,30	vérifiée
RDC	2169,57	50X50	30	0,21	0,30	vérifiée

➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre):

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

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

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.12:Justification vis-à-vis de l'effet P-delta suivant x-x

Niveaux	P_k (KN)	Δ_k (mm)	V (KN)	h_k (mm)	θ	Limite	Observation
9	5022,39	14,69	1000,47	3060	0,02	0,1	vérifiée
8	9527,51	15,63	1660,75	3060	0,03	0,1	vérifiée
7	14032,63	16,47	2183,39	3060	0,03	0,1	vérifiée
6	18540,30	17,02	2637,48	3060	0,04	0,1	vérifiée
5	23045,42	17,01	3008,07	3060	0,04	0,1	vérifiée
4	27691,13	15,95	3323,75	3060	0,04	0,1	vérifiée
3	32336,83	14,44	3586,34	3060	0,04	0,1	vérifiée
2	37134,90	11,78	3789,90	3060	0,04	0,1	vérifiée
1	41957,32	8,32	3952,85	3060	0,03	0,1	vérifiée
RDC	45719,52	3,86	4037,93	3060	0,01	0,1	vérifiée

Tableau IV.13:Justification vis-à-vis de l'effet P-delta suivant Y-Y

Niveaux	P_k (KN)	Δ_k (mm)	V (KN)	h_k (mm)	θ	Limite	Observation
9	5022,39	9,84	884,55	3060,00	0,02	0,1	vérifiée
8	9527,51	11,99	1530,62	3060,00	0,02	0,1	vérifiée
7	14032,63	14,42	2083,78	3060,00	0,03	0,1	vérifiée
6	18540,30	16,53	2546,88	3060,00	0,04	0,1	vérifiée
5	23045,42	17,93	2940,11	3060,00	0,05	0,1	vérifiée
4	27691,13	18,06	3276,21	3060,00	0,05	0,1	vérifiée
3	32336,83	17,87	3563,10	3060,00	0,05	0,1	vérifiée
2	37134,90	16,23	3783,72	3060,00	0,05	0,1	vérifiée
1	41957,32	12,93	3937,25	3060,00	0,05	0,1	vérifiée
RDC	45719,52	6,24	4000,58	3060,00	0,02	0,1	vérifiée

➤ Vérification des conditions du facteur de comportement R:

Justification du choix du coefficient de comportement Dans le système de contreventement de structure Mixte portiques/voiles avec interaction (Système 4.a) ainsi définie par le [2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

Le rapport : $\frac{P_{voile}}{P_{total}} < 20\%$

L'effort normal total à la base de la structure : $P_{total} = 51052.81 \text{ KN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles : $P_{voile} = 7159.83 \text{ KN}$

$$\frac{P_{voile}}{P_{total}} = \frac{7159.83}{51052.81} = 14.02\% < 20\%$$

Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Le rapport : $\frac{V}{V_{total}} > 25\%$

Tableau IV.14: Pourcentage des charge horizontales reprises par les portiques et voiles dans les 2 sens

Niveaux	V _{x tot}	V _{x portique}	V%	V _{y tot}	V _{y portique}	V%	Condition
9	1000.43	1318.73	131.81	884.53	887.14	100.29	25
8	1660.75	1211.03	72.92	1530.62	954.19	62.33	25
7	2183.39	1316.15	60.28	2083.704	1182.30	56.74	25
6	2637.48	1400.41	53.09	2546.73	1386.72	54.45	25
5	3008.06	1319.20	43.85	2940.11	1404.78	47.77	25
4	3323.75	1842.83	55.44	3276.06	2033.47	62.07	25
3	3586.31	1504.16	41.94	3563.1	1831.02	51.38	25
2	3789.91	1681.48	44.36	3783.69	2221.21	58.70	25
1	3952.67	1130.28	28.59	3937.25	1812.80	46.04	25
RDC	4037.43	1089.07	26.97	4000.58	1679.16	41.97	25

➤ Conclusion

Etant donné que :

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage. Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

Chapitre V

Ferraillage des

éléments résistant

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

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), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

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:

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action :

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

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Selon RPA 99 :

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{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 :
 - 4% en zone courante (Z.C).
 - 6% en 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 $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT et SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

a)-Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

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

Poteaux:

a. (N^{\max} , M^{corr}) :Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC,	50 × 50	1630.2559	-0.3637	SEC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1608.0409	-12.9217	SEC	0	0	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	1237.4356	-27.1445	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	880.5129	-24.9114	SEC	0	0	11.03

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC,	50 × 50	439.3429	-2.8405	SEC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	408.8283	-8.2146	SEC	0	0	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	276.7945	-9.4874	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	163.104	-9.1116	SEC	0	0	11.03

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	1146.0849	-9.5062	SEC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1549.6224	21.8335	SEC	0	0	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	1202.1161	30.3977	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} ;	35 × 35	856.3099	27.8615	SEC	0	0	11.03

2. Situation accidentelle

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

Poteaux :

- a. $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	2169.5794	-62.9208	SPC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1460.0502	-20.9921	SPC	0	0	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	995.4106	-75.2449	SPC	0	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	688.2219	-65.9308	SPC	0	0	11.03

- b. $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$.

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	-1338.3535	-62.7926	SEC	16.56	10.21	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	-833.8954	11.557	SEC	8.97	7.7	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	-316.3025	15.1002	SEC	4.1	2.22	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	-78.898	14.5878	SEC	1.8	0	11.03

- c. $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	1546.1342	-94.774	SEC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	-480.1571	90.8668	SEC	9.81	0	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	-229.8092	87.4245	SEC	7.48	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} ;	35 × 35	576.191	68.185	SEC	0	0	11.03

- Combinaison : **0,8G+E**

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

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	2045.4674	-62.8962	SEC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1370.693	-20.9227	SEC	0	0	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	804.777	-82.7416	SEC	0	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	479.9109	-59.5141	SEC	0	0	11.03

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	-1462.4655	62.8172	SET	17.8	11.46	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	-919.2518	9.3783	SET	9.71	8.86	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	-374.4227	12.5053	SET	4.52	0.96	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	-117.2672	43.6909	SET	4.11	0	11.03

c. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	50 × 50	1399.8739	-89.6453	SEC	0	0	22.5
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1247.3101	-90.9567	SEC	11.21	1.26	18.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	-337.1769	85.8245	SEC	8.54	0	14.4
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	-110.8745	63.8547	SEC	5.39	0	11.03

V.2.4. Choix des armatures

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s^{sup} (adp)$ $= A_s^{inf}$
RDC	50 × 50	29.26	22.5	150	100	12T16	24.12	8.04
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	18.57	18.23	121.5	81	4T16+8T14	20.35	7.1
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	8.54	14.4	96	64	4T14+8T12	15.2	5.43
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	5.39	11.03	73.5	49	12T12	13.57	4.52

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

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{Max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{max} (kN)	M _{ser} ^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	50 ×	1187.4202	-0.2705	24.12	SEC	55.4	250	3.4	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1170.8944	-9.4046	20.35	SEC	71.4	250	4.84	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	900.9687	-19.6815	15.2	SEC	80	250	5.57	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	641.1083	-18.0635	13.57	SPC	77.5	250	5.47	18	OK

b. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{min} (kN)	M _{ser} ^{corr} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	50 × 50	321.9875	-1.3479	24.12	SEC	15.7	250	1.06	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	295.7952	-5.9543	20.35	SEC	19.9	250	1.38	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	202.6675	-6.8786	15.2	SEC	19.8	250	1.4	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	119.3808	-6.6055	13.57	SEC	17.7	250	1.29	18	OK

c. (N^{corr}, M^{max}) :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{corr} (kN)	M _{ser} ^{max} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	50 × 50	835.4674	--6.8903	28.64	SEC	41.6	250	2.82	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45 × 45	1127.7524	15.8503	24.12	SEC	73.8	250	5.05	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40 × 40	874.9318	22.0706	20.35	SPC	79.9	250	5.59	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35 × 35	623.2437	20.2379	15.2	SPC	78	250	5.55	18	

V.2 .6 Vérification de L'effort Tranchant :**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

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

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

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

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

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

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

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

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.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ_{uBAEL} (MPa)	Vérification
RDC	50x50	44.1382	0.19	14.80	0,075	2.25	3	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x45	55.6089	0.27	16.49	0.075	2.25	3	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x40	57.8834	0.36	18.55	0,075	2.25	3	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35x35	45.5726	0.37	21.18	0,075	2.25	3	OK

V.2.7 Ferrailage 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]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 :

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

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ 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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : L'élancement géométrique du poteau \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500$ MPa.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

Tableau V.16 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50x50	12T16	16	10	15
1 ^{er} , 2 ^{ème} ,	45x45	4T16+8T14	16	10	15
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x40	4T14+8T12	14	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35x35	12T12	12	10	15

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	50x50	2.124	4.248	3.75	44.1382	N	10	0.071	4	4T12	4.52
						C	15	0.17	6	6T12	6.79
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x45	2.142	4.72	3.75	55.6089	N	10	0.092	3.6	4T12	4.52
						C	15	0.14	5.4	6T12	6.79
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40x40	2.142	5.31	2.5	57.8834	N	10	0.072	1.2	4T18	2.01
						C	15	0.11	1.8	4T8	2.01
5 ^{ème} , 6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35x35	2.142	6.06	2.5	45.5726	N	10	0.065	1.05	4T8	2.01
						C	15	0.097	1.575	4T8	2.01

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_1$ en zone III.

Pour :

- $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

V.2.10 Schéma de ferrailage des poteaux :

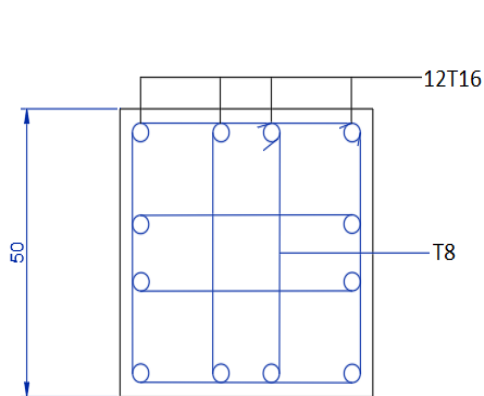


Figure V 1 Schéma de ferrailage des poteaux(50;50)

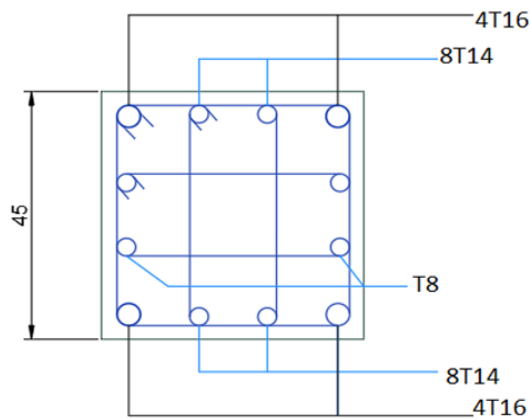


Figure V 2 Schéma de ferrailage des poteaux(45;45)

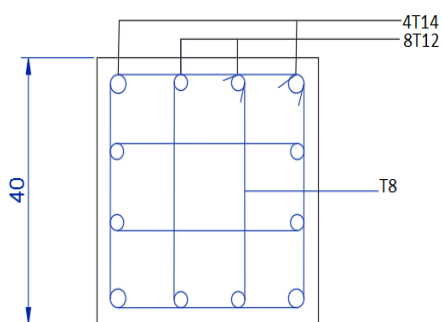


Figure V 3 Schéma de ferrailage des poteaux(40;40)

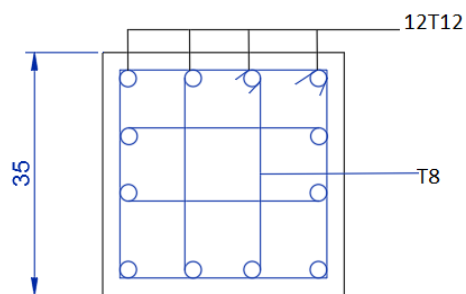


Figure V.4 Schéma de ferrailage des poteaux(35;35)

V.3.Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU: 1.35 G + 1.5 Q

ELS: G + Q

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

0.8 G ± E

G + Q ± E

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante (Z.C).
 - 6% en zone de recouvrement (Z.R).
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

- **Situation accidentelle:**

Béton: $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

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

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x45 (cm²)
- Poutres secondaires 30x40 (cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur:

a-Situation durable :

1.35G+1.5Q

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30x45

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
30x45	Travée	73,50	-	4.38	-
30x45	Appui	-	68,57	-	4.07

b-Situation accidentelle :

G+Q+E et 0.8G +E

Tableau V.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
30x45	Travée	38.80	30.69	1.95	1.54
30x45	Appui	56.99	43.17	2.89	2.18

2. Sens non porteur:**a. Situation durable :**

$$1.35G+1.5Q$$

Tableau V.20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x40	Travée	26.72	-	1.74	-
30x40	Appui	-	66.15	-	4.47

b. Situation accidentelle :

$$G+Q+E \text{ et } 0.8G+E$$

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
30x40	Travée	21.35	5.72	1.20	0.32
30x40	Appui	56.16	20.44	3.23	1.15

V.3.4 Choix des armatures :

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Section	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)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur (As')	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm ²)	$A_{s \min}^{\text{adp}}$ (cm ²)
30x45	Travée	54	81	6.75	4.38	1.54	6T12	3T12	6.79	3.39
30x45	Appui	54	81	6.75	2.18	4.07	3T12	6T12	3.39	6.79

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40

Section	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)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur (As')	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm ²)	$A_{s \min}^{\text{adp}}$ (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6	1.74	0.32	6T12	3T12	6.79	3.39
30x40	Appui	48	72	6	1.15	4.47	3T12	6T14	3.39	9.24

V.3.5. Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ;$$

$$f_e = 500\text{Mpa}$$

Tableau V.24: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	6.79	1.49	Vérifiée
30x40	9.24	1.32	Vérifiée

V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS:

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.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier.**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \max(0,5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

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

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V.25: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	42.20	5.22	18	171.50	250	vérifier
Appui	59.20	7.32	18	240.60	250	vérifier

Tableau V.26: Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	21.35	3.17	18	98.10	250	vérifier
Appui	56.16	7.54	18	192.20	250	vérifier

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau V.27: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x45	122.37	1.01	3	vérifier
30x40	110.06	1.02	3	vérifier

V.3.7-Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.28: calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	122.37	1.01	36.45	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8	2.01
30x40	110.06	1.02	32.4	10	20	10	20	1,8	4T8	2.01

Section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$A_{t \text{ min}} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8\text{cm}^2$ $A_{t \text{ min}} = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

V.3.8-Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$
- b. $\varnothing=12\text{mm} \dots \dots \dots L_r=60\text{cm}$

V.3.9.Arrêt des barres :

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

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

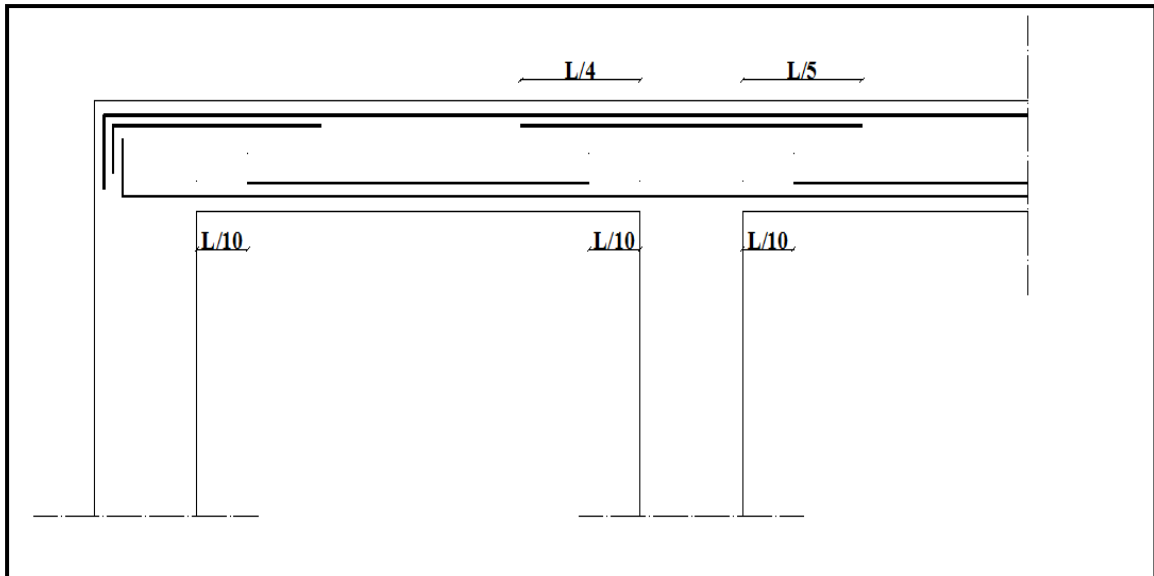


Figure V.5 : Arrêt des barres.

V.3.10-Vérification de la flèche :

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

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.01 \text{ cm} \quad (L = 510 \text{ cm})$$

$$\bar{f}_2 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.87 \text{ cm} \quad (L = 370 \text{ cm})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

Tableau V.29: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
30x45	5.1	42.20	6.79	304672.5	0.121	0.36	0.239	1.01
30x40	3.7	21.35	3.39	195097.6	0.1	0.276	0.176	0.87

➤ **Poutre secondaire 30x40** (pour les bouts voile) :

a-Situation durable :

1.35G+1.5Q

Tableau V.30 : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	2.0084	-16.1563	0.13	1.05
30x40	Appui	6.8506	-28.8512	0.44	1.89

b-Situation accidentelle

G+Q+E et 0.8 G+ E

Tableau V.31: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	36.3786	-44.1284	2.07	2.52
30x40	Appui	63.7402	-72.2995	3.69	4.21

➤ Choix des armatures :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.32: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile)

Section	Position	$A_{s \text{ max}}$ z.c (cm ²)	$A_{s \text{ max}}$ z.r (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur (As')	$A_{s \text{ max}}^{\text{adp}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ min}}^{\text{adp}}$ (cm ²)
30x40	Travée	48	72	10.8	2.07	2.52	3T12	3T12	3.39	3.39
30x40	Appui	48	72	10.8	3.69	4.21	4T12	4T12	4.52	4.52

➤ Condition de non fragilité :

Tableau V.33: Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	$A_{s(\text{min})}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	4.52	1.32	Vérifiée

➤ Vérification vis à vis de l'ELS :

Tableau V.34 : Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	1.1538	0.22	18	13.3	250	vérifier
Appui	-20.8666	3.46	18	141.6	250	vérifier

➤ Vérification de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).

Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x40	91.9986	0.76	3	vérifier

➤ Calcul des armatures transversales :

Tableau V.36 : calcul des armatures transversales 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x40	91.9986	0.76	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01

➤ Vérification de la flèche :

Tableau V.37: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} kNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)
30x40	3.7	1.1538	4.52	186035.2	0.12	-0.116	-0.1165	1

V.3.11 Schéma de ferrailage des poutres :

Poutre Principale (30;45)



Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principale

Poutre Secondaire (30x40) :



Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire

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 a 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

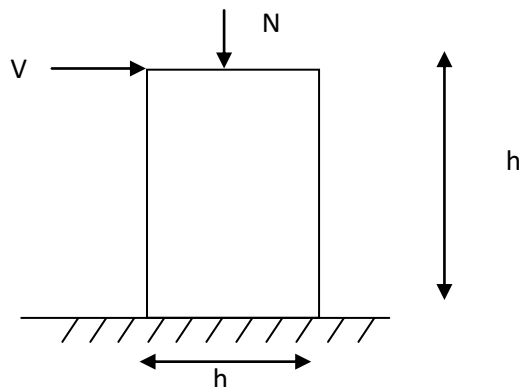
consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

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]

4.1.2. INTRODUCTION AU FERRAILAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



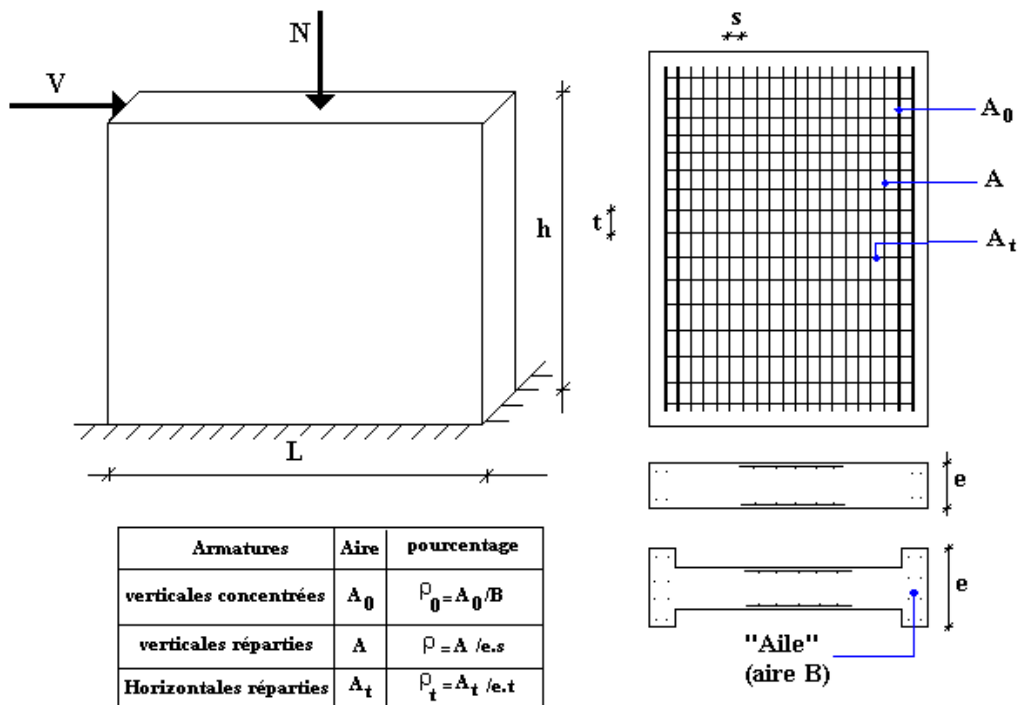
Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage 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.

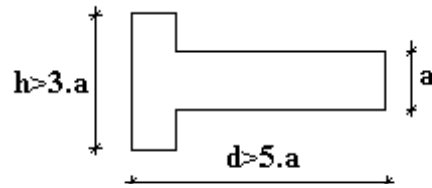
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



4.1.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLLECITATIONS NORMALES ^[12]

a. Conditions d'application:

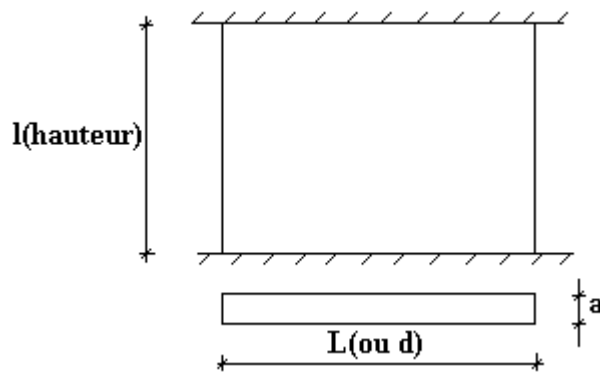
- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$



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.



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.38: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

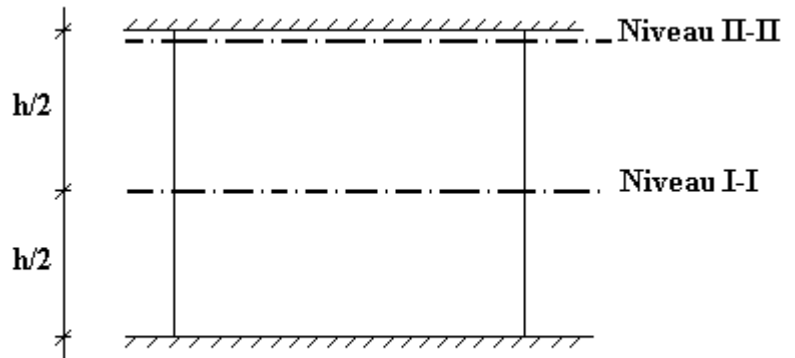
Tableau V.39: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$.

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armés verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i> <i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

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.40: Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- 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 \varnothing_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \varnothing_t)

Tableau V.41: Acers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre \varnothing_t
$\varnothing_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \varnothing_l$	Espacement $\leq 15\varnothing_l$	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 COMPRIMÉE :

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.

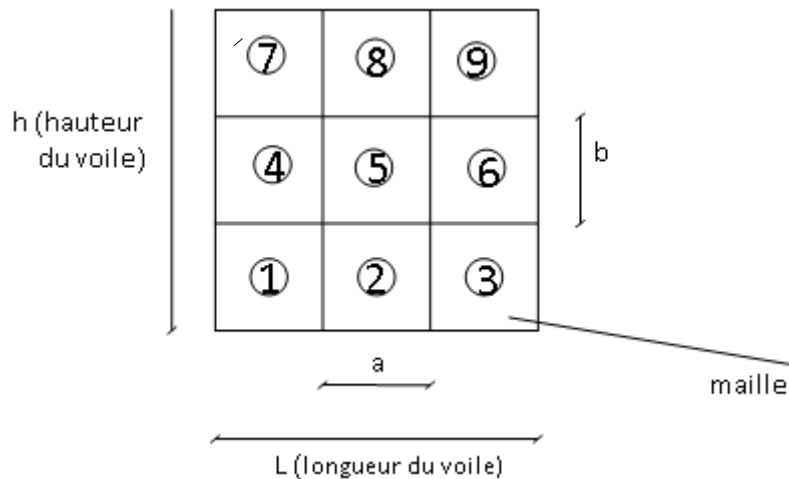


Figure V.8: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction

4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8 f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8 f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

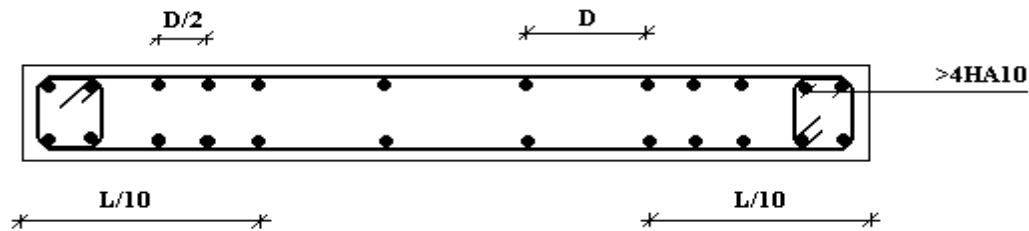
$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

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.9: 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 : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ 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 VI) :

Soit le voile de longueur

$L = 3.3 \text{ m}$

$a = 0.2 \text{ m}$ (épaisseur)

$h_e = 3.06 \text{ m}$ (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1.1 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot a$.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3.06 d'où la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$ (0.45m : hauteur de la poutre)

Tableau V.42: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2.61 \times 0.85 = 2.2185$	$0.8 \times 2.61 = 2.088$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.43$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 36.17$
Coefficient α	/	0.489	0.700
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m^2	$(a - 0.02) = (0.2 - 0.02) = 0.18$	$(a - 0.02)I = (0.2 - 0.02)I = 0.18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.489 \left[\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.18} \right]$ $\sigma_{bna} = 11.81 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.700}{1 \times 0.18} \left(\frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 16.91 \text{ MPa}$

Remarque:

$\sigma_{ba} = 16.91 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0.18) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Tableau V.43 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m²) (a*lⁱ) = S_j	0.22	0.22	0.22
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	4.04	0.92	3.70
Force de traction F_t (N) = σ_jS_j	0.8888	0.2024	0.814
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ_s = 1)	17.776	4.048	16.28
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1% S_{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 % S_{béton}	2.20 3.30	2.20 3.30	2.20 3.30
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i: espacement (Cm)	2 × 12T12 = 27.12 $\frac{110}{11} = 10$	2 × 6T10 = 9.48 $\frac{110}{5} = 22$	2 × 12T12 = 27.12 $\frac{110}{11} = 10$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.67(200)(1020)}{500} 1.4 = 1049.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 10.49 \text{ cm}^2$$

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \tau_u = 1.4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 (1.67) (200) (300)}{(0.8) (500) (0.8)} = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (27.12) = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0.15\%) \times a \times l = \frac{0.15}{100} (20) (102) = 3.06 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 15.07 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 7T12 = 15.83 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = \frac{1020}{6} = 170 \text{ mm}$

On prend : $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm} \quad \dots \text{ vérifié}$

5. PRESENTATION DES RESULTATS

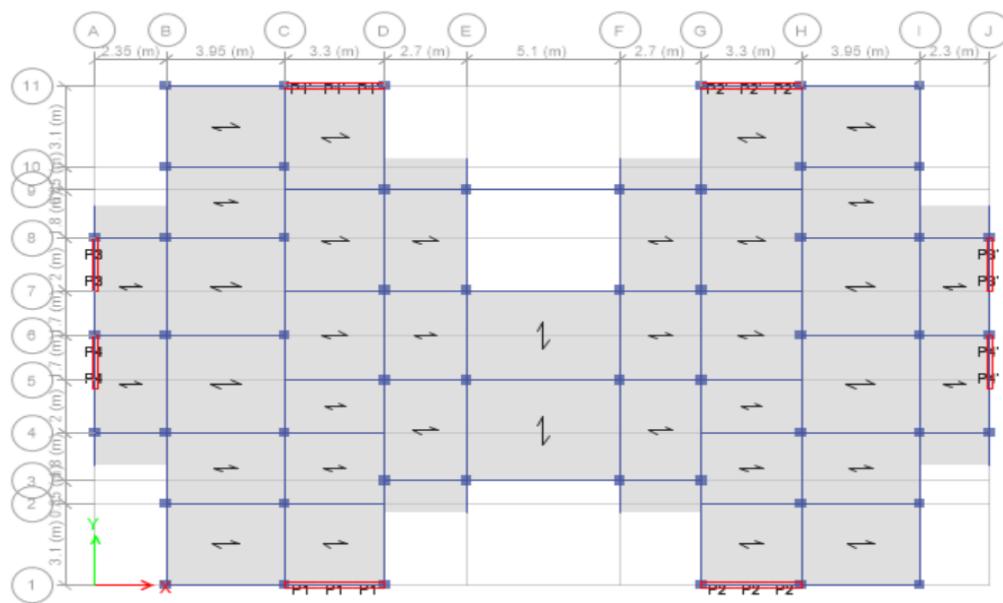


Figure V.10: Disposition des voiles.

Tableau V.44: Caractéristiques des voiles

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1	1.1	0.2	3.3
Voile V1'	1.1	0.2	3.3
Voile V2	1.1	0.2	3.3
Voile V2'	1.1	0.2	3.3
Voile V3	1.0	0.2	2.0
Voile V3'	1.0	0.2	2.0
Voile V4	1.0	0.2	2.0
Voile V4'	1.0	0.2	2.0

Armature verticale de traction :

Tableau V.45 : Calcul des armatures du voile (V1 ; V1').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armature	A armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V1;V1'	RDC	1	0.22	4.04	0.8888	17.776	12	T12	1.13	27.12	10
		2	0.22	0.92	0.2024	4.048	6	T10	0.79	9.48	20
		3	0.22	3.7	0.814	16.28	12	T12	1.13	27.12	10
	4 ^{ème}	1	0.22	1.27	0.2794	5.588	12	T10	0.79	18.96	10
		2	0.22	0.6	0.132	2.64	6	T10	0.79	9.48	20
		3	0.22	1.1	0.242	4.84	12	T10	0.79	18.96	10

Tableau V.46: Calcul des armatures du voile (V2 ; V2').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armature	A armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V2;V2'	RDC	1	0.22	3.89	0.8558	17.116	12	T12	1.13	27.12	10
		2	0.22	0.91	0.2002	4.004	6	T10	0.79	9.48	20
		3	0.22	4.73	1.0406	20.812	12	T12	1.13	27.12	10
	4 ^{ème}	1	0.22	1.05	0.231	4.62	12	T10	0.79	18.96	10
		2	0.22	0.72	0.1584	3.168	6	T10	0.79	9.48	20
		3	0.22	1.45	0.319	6.38	12	T10	0.79	18.96	10

Tableau V.47: Calcul des armatures du voile (V3 ; V3').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armature	A armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V3;V3'	RDC	1	0.2	3.59	0.718	14.36	11	T12	1.13	24.86	10
		2	0.2	4.62	0.924	18.48	11	T12	1.13	24.86	10
	4 ^{ème}	1	0.2	2.09	0.418	8.36	11	T10	0.79	17.38	10
		2	0.2	1.42	0.284	5.68	11	T10	0.79	17.38	10

Tableau V.48: Calcul des armatures du voile (V4 ; V4').

	Niveau (m)	Mailles	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm ²)	Armtr néc	Type d'armature	A armtr	Av adp (cm ²)	St adp (cm)
V4;V4'	RDC	1	0.2	2.85	0.57	11.4	11	T16	2.01	44.22	10
		2	0.2	9.41	1.882	37.64	11	T16	2.01	44.22	10
	4 ^{ème}	1	0.2	0.88	0.176	3.52	11	T12	1.13	24.86	10
		2	0.2	1.87	0.374	7.48	11	T12	1.13	24.86	10

- *couture*) :

Tableau V.49: Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	S_{12} (Mpa)	Vcal (KN)	\bar{V} (KN)	Avj (cm ²)	Armature	Nbr d'armature fnl	Av fnl (cm ²)	St (cm)
V1;V1'	RDC	1.67	340.68	476.952	10.4929	T12	6	6.78	20
	4 ^e me	0.91	185.64	259.896	5.71771	T10	6	4.74	20
V2;V2'	RDC	1.62	330.48	462.672	10.1788	T12	6	6.78	20
	4 ^e me	1.04	212.16	297.024	6.53453	T10	6	4.74	20
V3;V3'	RDC	1.75	357	499.8	10.9956	T12	6	6.78	20
	4 ^e me	1.43	291.72	408.408	8.98498	T10	6	4.74	20
V4;V4'	RDC	1.85	377.4	528.36	11.6239	T12	6	6.78	20
	4 ^e me	1.33	271.32	379.848	8.35666	T10	6	4.74	20

- *Aciers horizontaux* :

Tableau V.50: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	τ_u (MPa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _{h min} (cm ²)	A _h (cm ²)	Armature	Section (cm ²)	nbr d'armature	St (cm)	A _s (cm ²)
V1;V1'	1.67	4.38	18.08	3.06	18.08	T14	1.54	14	15	21.56
	1.27	3.33	12.64	3.06	12.64	T12	1.13	14	15	15.82
V2;V2'	2.27	5.96	18.08	3.06	18.08	T14	1.54	14	15	21.56
	1.46	3.83	12.64	3.06	12.64	T12	1.13	14	15	15.82
V3;V3'	2.45	6.43	16.57	3.06	16.57	T14	1.54	14	15	21.56
	2	5.25	11.59	3.06	11.59	T12	1.13	14	15	15.82
V4;V4'	2.59	6.8	19.48	3.06	19.48	T14	1.54	14	15	21.56
	1.86	4.88	12.57	3.06	12.57	T12	1.13	14	15	15.82

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.

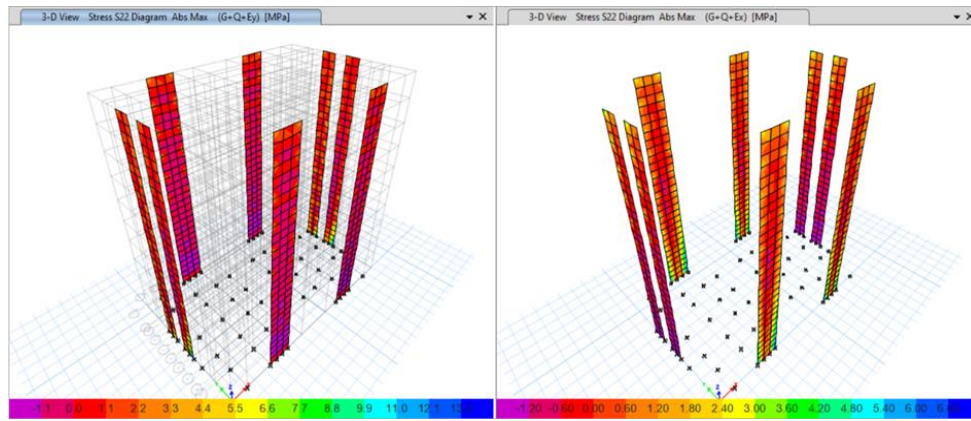


Figure V.11 : Contraintes δ_{22}

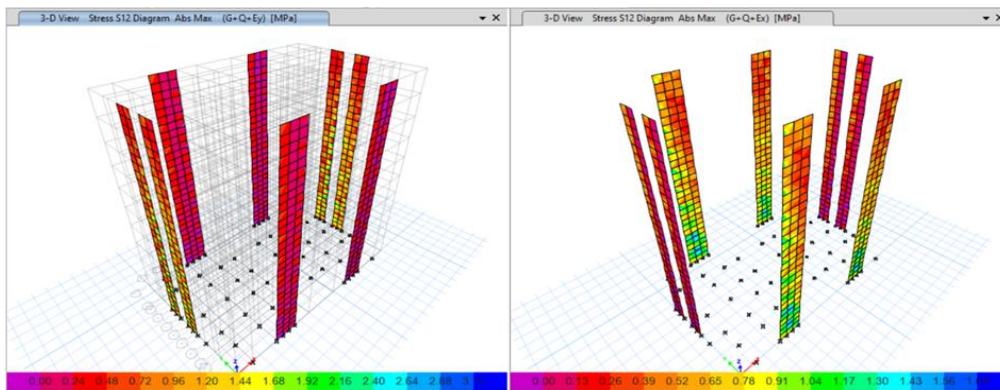


Figure V.12: Contraintes δ_{12}

➤ Ferrailage des voiles:

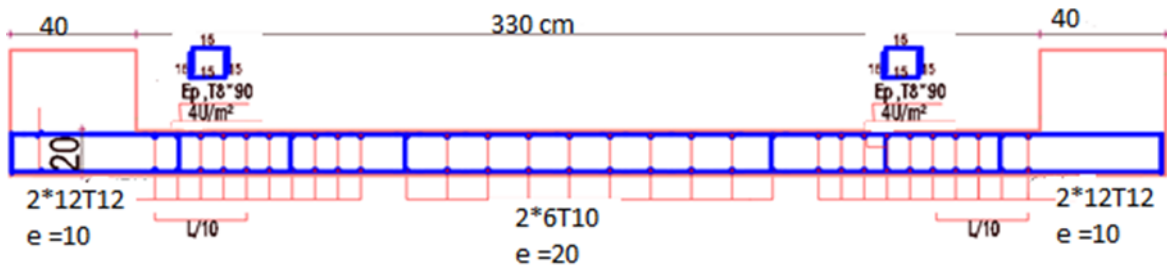


Figure V.13: Ferrailage des voiles (V1,RDC)

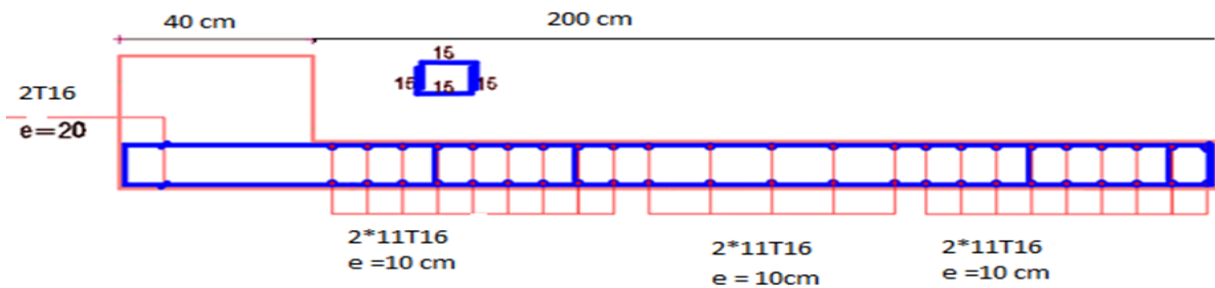


Figure V.14: Ferrailage des voiles (V4,RDC)

Chapitre VI
Étude des
fondations

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2 Les types des fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.3 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4. Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol= 1.5 bars
- Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :
- 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 d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

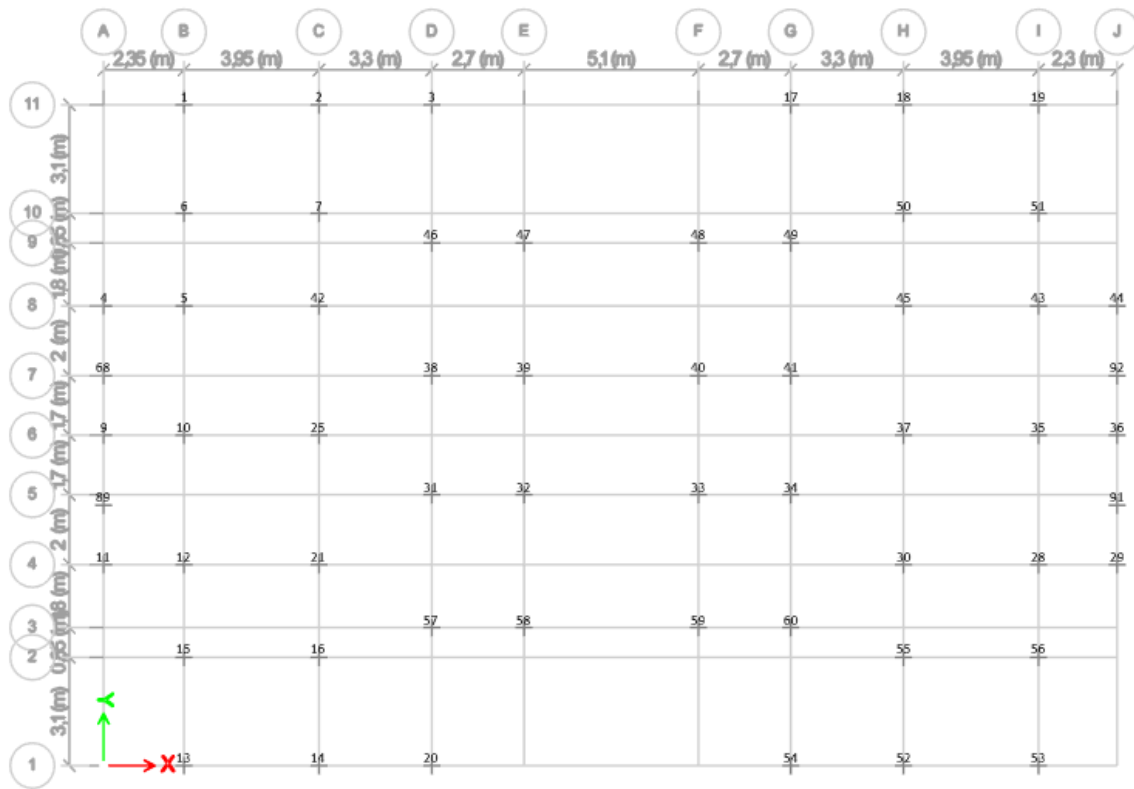


Figure VI.1.: position des points

- Choix de type de semelle :
- Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

$$\text{Rapport a sur b : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :

$$a = b \text{ donc } A = B \Rightarrow S = A^2$$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right) \quad [11]$$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

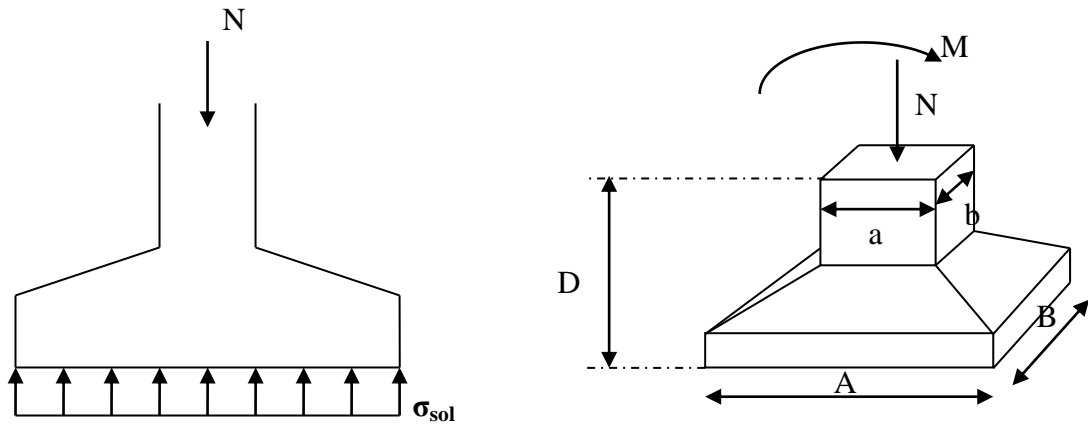


Figure VI. 1: semelle isolée

$$N_{ser}^{max} = 1187,55 \text{ KN}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1187,55}{150}} = 2.81 \text{ m}$$

On prend : $A=3\text{m}$.

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que :

$$L_{min} \geq 1,5 \times A$$

L_{min} = L'entraxe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle ($A = 7\text{m}$).

On a :

$$L_{min} = 2,30 < 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

➤ Conclusion :

Les semelles isolées ne sont pas une solution pour notre cas, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

➤ Semelle filante croisées :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve 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 .
- $S = B \times L$

$$\left\{ \begin{array}{l} B: \text{Largeur de la semelle .} \\ L: \text{Longeur de la file considérée.} \end{array} \right. \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

Tableau VI 1: Résultats de répartition des efforts sur les semelles filantes croisé

Label	N _s	L _x	L _y	%X	%Y	ELS x	ELS y
1	413,06	1.98	1.55	0,56	0,44	231,32	181,75
2	892,90	3.63	1.55	0,7	0,3	625,03	267,87
3	893,56	1.65	1.375	0,55	0,45	491,46	402,10
4	784,67	1.18	1.9	0,38	0,62	298,18	486,50
5	727,14	3.15	2.75	0,53	0,47	385,39	341,76
6	623,23	1.98	2.875	0,41	0,59	255,52	367,71
7	819,79	3.68	1.975	0,65	0,35	532,87	286,93
9	802,19	1.18	1.9	0,38	0,62	304,83	497,36
10	805,55	3.15	3.7	0,46	0,54	370,55	435,00
11	469,37	1.90	1.175	0,62	0,38	291,01	178,36
12	750,87	3.15	2.75	0,53	0,47	397,96	352,91
13	421,38	1.98	1.55	0,56	0,44	235,97	185,41
14	904,38	1.55	3.625	0,3	0,7	271,31	633,06
15	637,45	1.98	2.875	0,41	0,59	261,35	376,09
16	841,38	2.88	3.625	0,44	0,56	370,21	471,17
17	894,76	1.65	1.55	0,52	0,48	465,28	429,49
18	895,41	3.60	1.55	0,7	0,3	626,78	268,62
19	412,23	1.98	1.55	0,56	0,44	230,85	181,38
20	907,77	1.55	1.975	0,44	0,56	399,42	508,35
21	1018,53	3.80	3.625	0,51	0,49	519,45	499,08
25	1108,91	1.70	3.625	0,32	0,68	354,85	754,06
28	767,56	3.14	2.75	0,53	0,47	406,80	360,75
29	469,84	1.15	2.75	0,29	0,71	136,25	333,59
30	1009,63	3.63	2.325	0,61	0,39	615,87	393,76
31	1023,89	2.70	3	0,47	0,53	481,23	542,66
32	1187,55	3.90	3.6	0,52	0,48	617,53	570,02
33	1156,94	3.90	3.6	0,52	0,48	601,61	555,33
34	968,04	3.00	2.7	0,53	0,47	513,06	454,98
35	826,23	3.13	1.7	0,65	0,35	537,05	289,18
36	805,78	1.15	3.7	0,24	0,76	193,39	612,39
37	1030,95	3.59	1.7	0,68	1,7	701,04	1752,61
38	1018,07	3.00	3.6	0,45	3,6	458,13	3665,07
39	1131,18	3.90	2.75	0,59	0,41	667,40	463,79
40	1099,73	3.90	3.6	0,52	0,48	571,86	527,87
41	976,51	3.00	3.6	0,45	0,55	439,43	537,08
42	975,08	3.63	1.9	0,66	0,34	643,55	331,53
43	753,79	3.13	2.45	0,56	0,44	422,12	331,67
44	787,14	1.15	1.6	0,42	0,58	330,60	456,54
45	1007,84	3.63	1.85	0,66	0,34	665,18	342,67
46	902,17	3.00	2.5	0,55	0,54	496,19	487,17
47	898,33	3.90	2.5	0,61	0,39	547,98	350,35
48	903,59	3.90	2.5	0,61	0,39	551,19	352,40
49	944,34	3.00	2.5	0,55	0,45	519,39	424,95
50	835,22	3.63	1.3	0,73	0,27	609,71	225,51
51	636,30	3.13	2.275	0,58	0,42	369,06	267,25
52	916,66	3.63	1.55	0,7	0,3	641,66	275,00
53	441,74	1.98	1.55	0,56	0,44	247,37	194,37
54	919,51	1.65	1.55	0,52	0,48	478,14	441,36
55	856,84	3.63	3.375	0,52	0,48	445,55	411,28
56	655,46	1.98	2.875	0,41	0,59	268,74	386,72
57	929,86	3.00	1.325	0,7	0,3	650,90	278,96
58	985,31	3.90	2.5	0,61	0,39	601,04	384,27
59	980,49	3.90	2.5	0,61	0,39	598,10	382,39
60	921,09	3.00	1.85	0,66	0,33	607,92	303,96
68	374,41	1.18	1.85	0,39	0,61	146,02	228,39
89	397,34	1.18	1.85	0,39	0,61	154,96	242,38
91	392,11	1.15	1.85	0,38	0,62	149,00	243,11
92	370,46	1.15	1.85	0,38	0,62	140,77	229,68

Tableau VI. 2: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (x-x)

Sens X-X	Label culumn	ΣP (KN)
SF 1	13-14-20-54-52-53	1879,60
SF 2	15-16-55-56	1345,85
SF 3	57-58-59-60	2457,96
SF 4	11-12-21-28-29-30	2367,35
SF 5	31-32-33-34-89-91	2517,39
SF 6	9-10-25-35-36-37	2461,72
SF 7	38-39-40-41-68-92	2423,61
SF 8	4-5-42-43-44-45	2745,01
SF 9	46-47-48-49	2114,75
SF 10	6-7-50-51	1767,16
SF 11	1-2-3-17-18-19	2670,71

Tableau VI 3: Les charges qui reviennent pour chaque fille sens (y-y)

Sens Y-Y	Label culumn	P (KN)
SF A	4-9-11-68-89	1632,98
SF B	1-5-6-10-12-13-15	1872,91
SF C	2-7-14-16-21-25-42	3243,70
SF D	3-20-31-38-46-57	6046,72
SF E	32-39-47-58	1768,43
SF F	33-40-48-59	1817,99
SF G	17-34-41-49-54-60	2591,82
SF H	18-30-37-45-50-52-55	3964,47
SF I	19-28-35-43-51-53-56	2011,31
SF J	29-36-44-91-92	1875,31

➤ Pré dimensionnement de la table :

- La largeur :

$$B = \frac{P_{ELS}}{\sigma_s \times L}$$

- La hauteur h_t :

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5\text{cm}$$

Tableau VI. 4: résumer les calculs de dimensions de la table sens (x-x)

Sens X-X	L(m)	$\sigma(\text{KN/m}^2)$	B(m)	B choix(m)	1,5B(m)	$L_{\min}(\text{m})$	Observation
1	14,50	150	0,86	2,30	3,45	3.3	Risque de Chevauchement
2	19,90	150	0,45	2,30	3,45	2.7	
3	25,00	150	0,66	2,30	3,45	2.7	
4	29,56	150	0,53	2,30	3,45	2.3	
5	29,56	150	0,57	2,30	3,45	2.3	
6	29,56	150	0,57	2,30	3,45	2.3	
7	29,56	150	0,55	2,30	3,45	2.3	
8	29,56	150	0,62	2,30	3,45	2.3	
9	29,56	150	0,48	2,30	3,45	2.7	
10	19,90	150	0,59	2,30	3,45	2.7	
11	14,50	150	1.23	2,30	3,45	3.3	

Tableau VI.5: résumer les calculs de dimension de la table sens (y-y)

Sens Y-Y	L(m)	$\sigma(\text{KN/m}^2)$	B(m)	B choix(m)	1,5B(m)	$L_{\min}(\text{m})$	Observation
A	11,00	150	0,86	2,30	3,45	3.3	Risque de Chevauchement
B	18,05	150	0,45	2,30	3,45	2.7	
C	18,05	150	0,66	2,30	3,45	2.7	
D	18,05	150	0,53	2,30	3,45	2.3	
E	12,70	150	0,57	2,30	3,45	2.3	
F	12,70	150	0,57	2,30	3,45	2.3	
G	18,05	150	0,55	2,30	3,45	2.3	
H	18,05	150	0,62	2,30	3,45	2.3	
I	18,05	150	0,48	2,30	3,45	2.7	
J	11,00	150	0,59	2,30	3,45	2.7	

Remarque :

La semelle filante croisée n'est pas vérifiée pour notre cas don on passe d'un radier nervuré.

➤ Les Radiers :

Lorsque la conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception Radier s'impose :

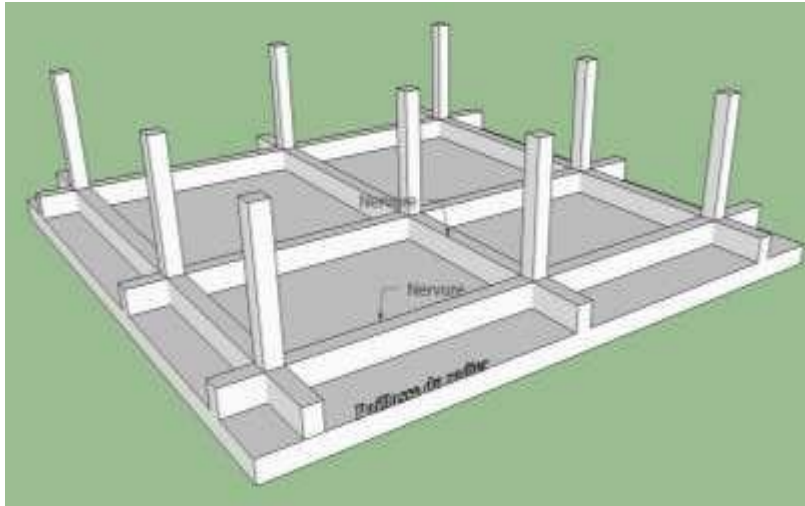


Figure VI. 3: Radier Nervuré

Calcul de la surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{max}}$$

N_{ser} : L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure.

$$N_{ser} = 51392.5591 \text{ Kn}$$

$$S_{nec} \geq \frac{51392.5591}{150} \rightarrow$$

$$S_{nec} = 342.617 \text{ m}^2$$

➤ Pré dimensionnement de radier :

Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur max entre les axes des poteaux .

$$L_{max} = 5.10 \text{ m.}$$

$$h_d \geq \frac{5,10}{20} = 25.5 \text{ cm.}$$

On prend : $h_d = 30 \text{ cm}$.

La nervure :

La hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{510}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{510}{10}$$

$$34 \text{ cm} \leq h_{N1} \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$.

La largeur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$b \geq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

On prend : $b = 55 \text{ cm}$

➤ Condition de la raideur (rigidité) :

Pour étudier la raideur de la semelle filante, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq L_{max}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent (E=200000 MPa).

$L_{max} = 5,1 \text{ m}$.

K : Coefficient de raideur du sol ($\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} \rightarrow K = 4$)

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$h_{N2} = 97,50 \text{ cm}$ On prend $h_{N2} = 1 \text{ m}$

A partir de :

$h_N = \max(h_{N1}; h_{N2}) = \max(0,5 \text{ m}; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m}$

IX.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} \mathbf{X_G=14.85 \text{ m}} \\ \mathbf{Y_G=9.64 \text{ m}} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} \mathbf{I_{xx}= 10302.5 \text{ m}^4} \\ \mathbf{I_{yy}= 32595.8 \text{ m}^4} \end{cases}$$

➤ Vérifications Nécessaires :

➤ Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_R}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- 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'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 45719.52 \text{ kN}$$

$$N_2 = 3385.5 \text{ kN}$$

$$N = 49105.02 \text{ kN}$$

➤ Sens x :

- $M_{0x} = 85074.95 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 4037.99 \text{ kN}$
- $h_d = 0.3 \text{ m}$
- $B_x = 29.65 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 86286.347 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_R}{N} = 1.67 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 7.41 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sens y :

- $M_{0y} = 84191.76 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 4000.65 \text{ kN}$
- $h = 0.3 \text{ m}$
- $B_y = 18.9 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 85391.955 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_R}{N} = 1.66 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4.725 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars.}$$

Les contraintes du sol sont données par :

➤ Sollicitation du premier genre :

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{51392.5591}{451.4} = 113.851 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 113.851 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ - Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\begin{aligned} - \sigma_1 &= \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y \\ - \sigma_2 &= \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y \end{aligned}$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1.5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

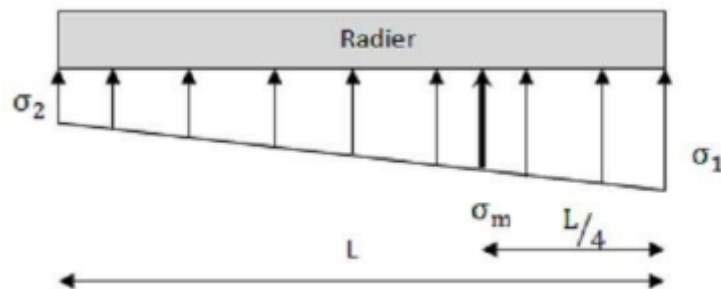


Figure VI. 4: Contraintes sous le radier.

A L'ELU :

$$\square N_u = 1,35G + 1,5Q = 70443.6497 \text{ kN}$$

□ M : Moment de renversement :

$$M_r \text{ x-x} : 86286.347 \text{ KN.m}$$

$$M_r \text{ y-y} : 85391.955 \text{ KN.m}$$

$$I_{xx} = 10302.5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 32595.8 \text{ m}^4$$

$$S_{rad} = 451.4$$

Tableau VI.6 : Contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	164.313	147.798	197.133
Sens y-y	158.63	153.47	195.707
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199.70$

A L'ELS :

$$- N_s = G + Q = 51392.559 \text{ kN}$$

- M : Moment de renversement

Tableau VI.7 : Contrainte sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	122.109	105.593	144.378
Sens y-y	116.434	111.268	142.955
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199.70$

❖ Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 197.133 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 144.378 \text{ kN/m}$$

VI.5 . Ferrailage du radier

➤ Ferrailage de la dalle 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.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

➤ Ferrailage de la dalle du radier :

➤ Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

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 :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• Panneau de rive :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui})$$

• Panneau intermédiaire :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

➤ 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 : $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8} 65.205$$

ELU : $v = 0$

Tableau VI.8 : Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.1	3.1	1.6	0.0368	0,8887	188.609	160.38	167.687	142.534	56.606

ELS : $v = 0.2$

Tableau VI.9 : Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.1	3.1	1.6	0.0368	0,8887	138.194	117.464	122.813	104.391	41.45

➤ Calcul du ferrailage :

a) Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

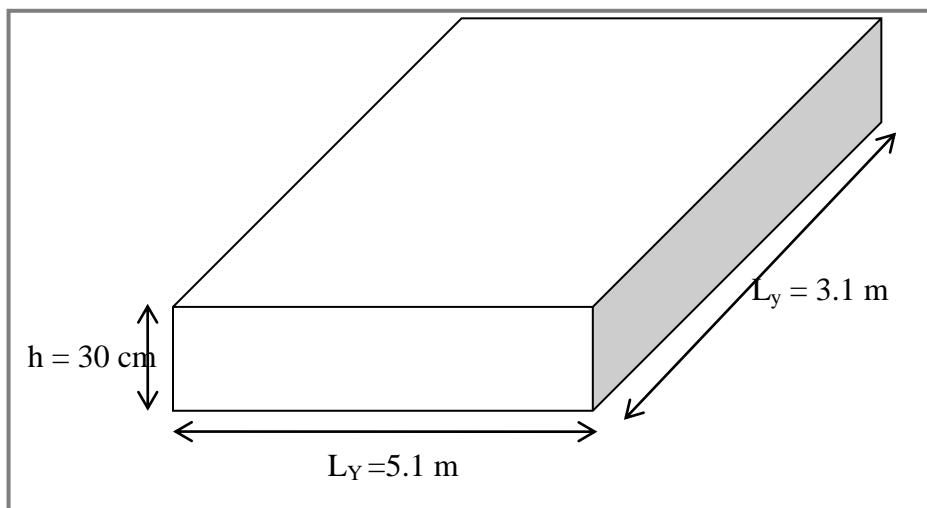


Figure VI.5: Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPas} ; FeE500 ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

➤ Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% bh = 2,4 \text{ cm}^2$

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min}} \text{ suivant } y - y) = 3,456 \text{ cm}^2$

CNF: $A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,6 \text{ cm}^2$

Tableau VI 10: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	$A_{s \text{ min}}$ (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	160.38	0.155	0.211	24.71	4.58	2.6	6T10	4.71
	y-y	142.534	0.137	0.184	25.00	4.02	2.6	6T10	4.71
Appuis	x-x	56.606	0.054	0.069	26.25	1.52	2.6	4T10	3.14
	y-y								

➤ Espacement :

$\phi \leq \frac{h}{10} = 30 \text{ cm}$

$\phi x = \phi y = 20 \text{ cm}$

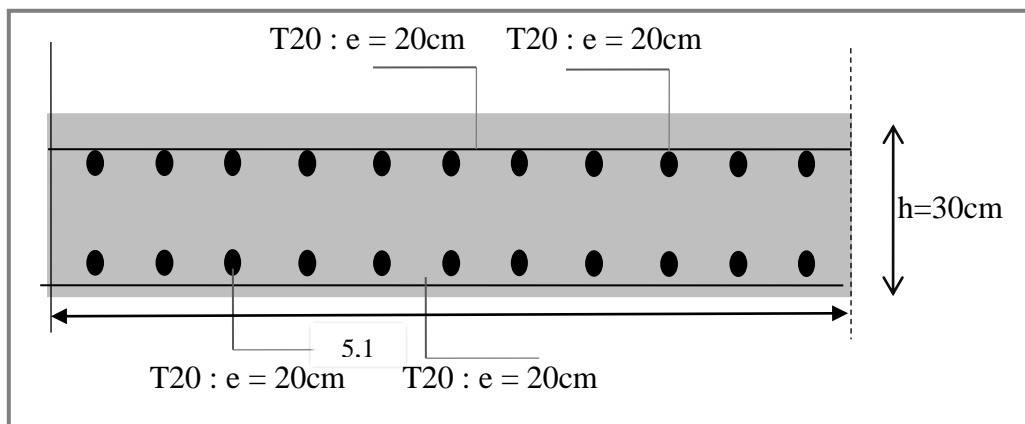


Figure VI 6.: Ferrailage de la dalle du radier.

b) Ferrailage des nervures :

➤ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures :

$b = 55 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 * h = 90 \text{ cm}$

➤ Sens (x-x) :

$Lx = 5,1 \text{ m} ; q_u = 197,133 \text{ kN/m} ; M_0 = 640,92 \text{ kN.m}$

Tableau VI.11:: Ferrailage des nervures sens x-x.

	M_{ser} (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	544.782	0.0527	0.066	26.28	14.62	6T20	18.85
Appuis	320.46	0.031	0.039	26.57	8.51	6T14	9.24

➤ Sens (y-y) :

$$L = 3.1 m ; q_u = 144.378 kN/m ; M_0 = 173.343 kN.m$$

Tableau VI.12:: Ferrailage des nervures sens y-y

	M_{ser} (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	147.418	0.142	0.192	24.92	4.17	6T12	6.79
Appuis	86.717	0.083	0.108	25.82	2.37	6T12	6.79

➤ Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$h = 100 cm ; b = 55 cm$$

$$A_{s\ min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.313 cm^2 < 12,06 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{197.707 \times 5.1}{2} = 504.152 kN$$

$$\tau_u = \frac{504.152 \times 10^3}{550 \times 1000} = 0,91 < \bar{\tau}_u = 2,1 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Armature de peau : D'après le BAEL 99 :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne 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. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

$$\text{On a } A_p = 3 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Pour les armatures de peau : } A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend* : } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

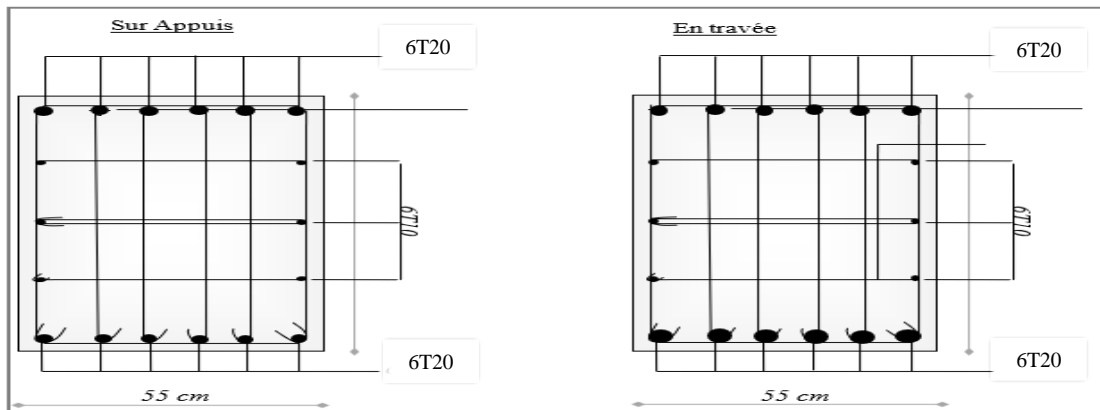


Figure VI.7:: Ferrailage des nervures sens x-x.

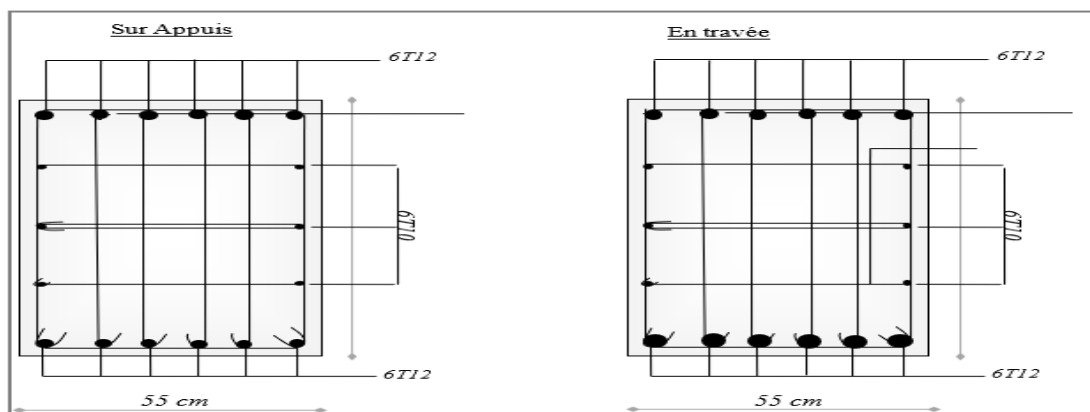


Figure VI.8:: Ferrailage des nervures sens y-y.

Conclusion générale

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 les approfondir en se basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ETABS (version 18.0.2)**, **SOCOTEC**, **EXPERT**), 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.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

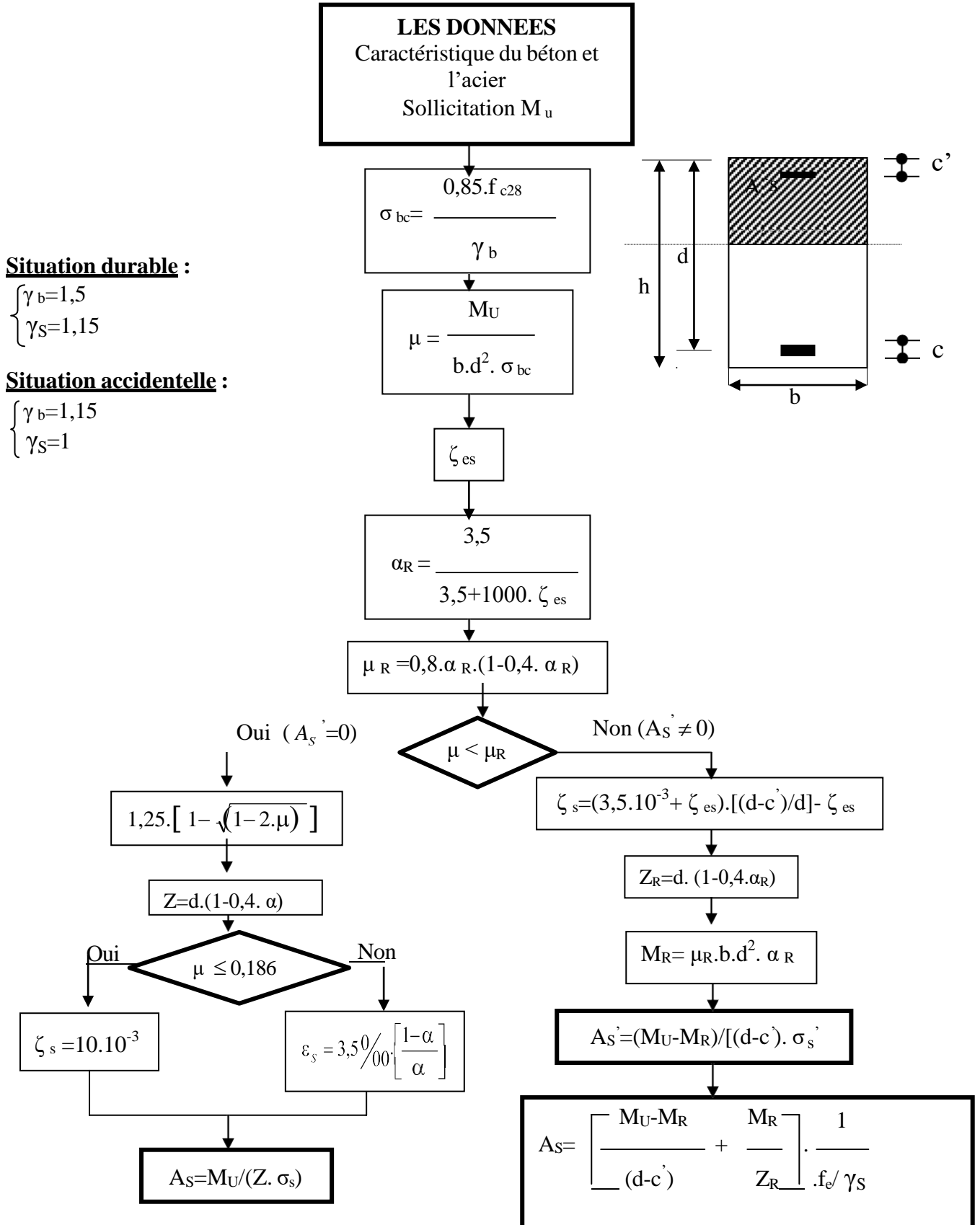
Le délai et le coût sont deux facteurs importants dans la réalisation d'un projet afin d'avoir une étude complète.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Annexes

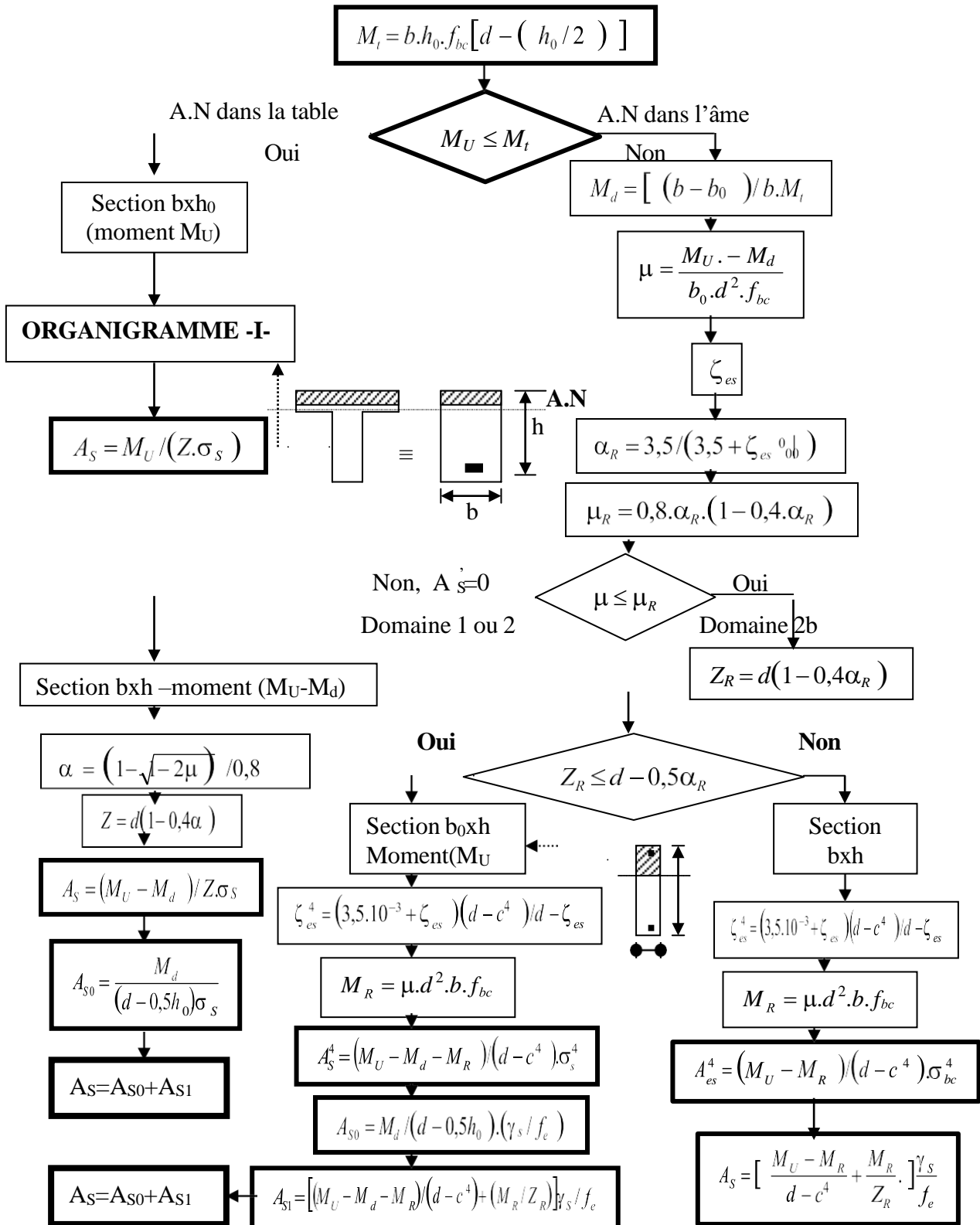
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



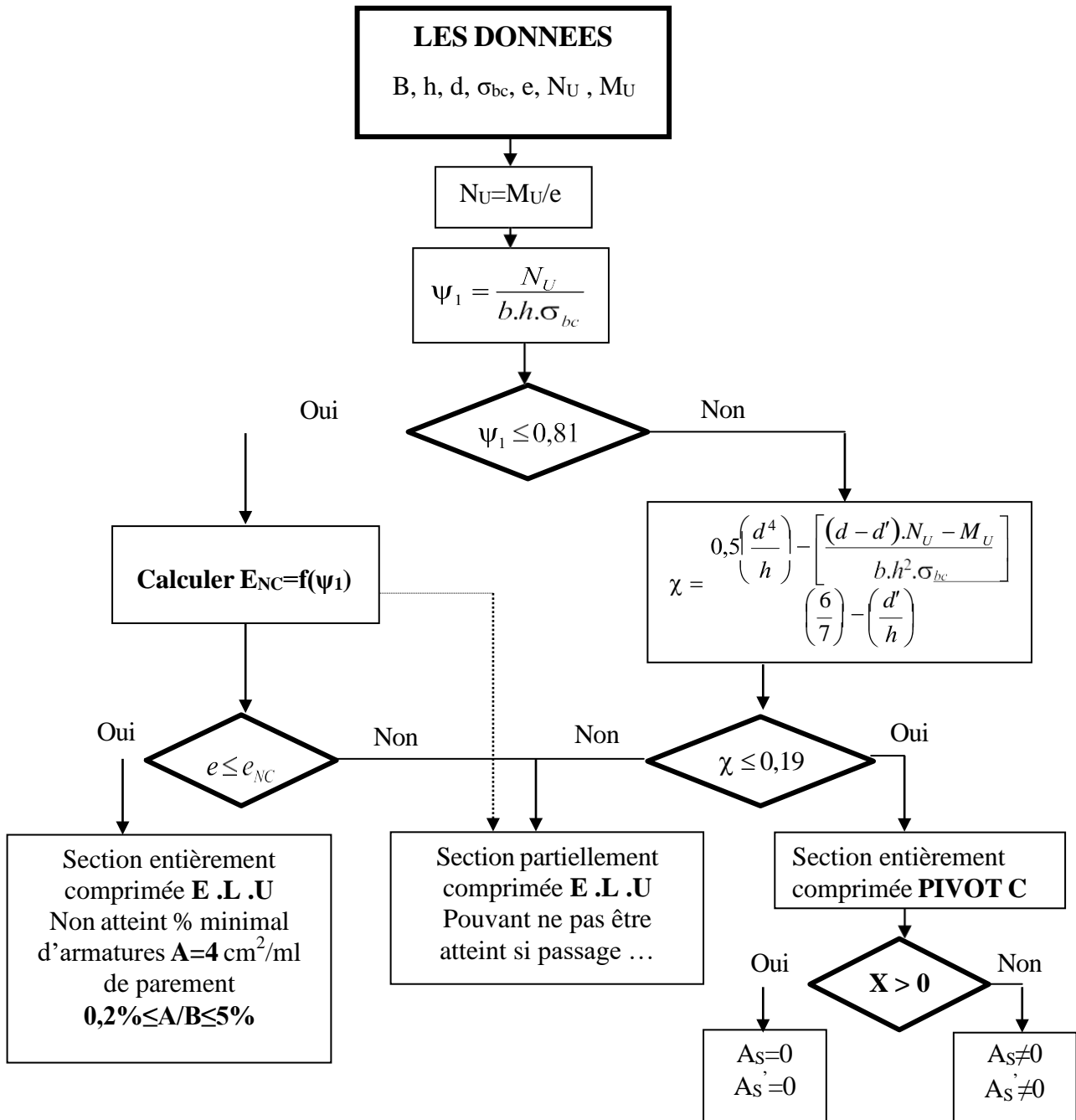
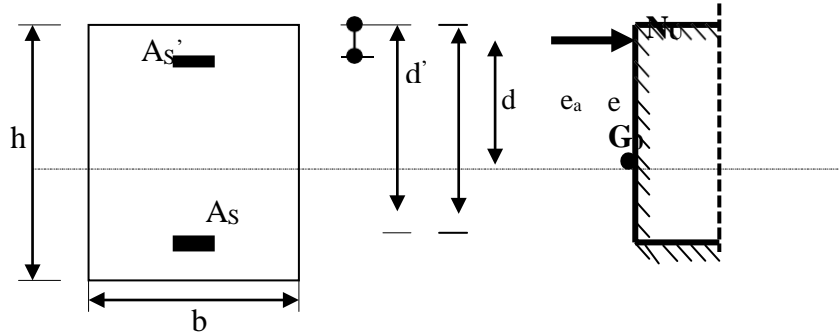
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



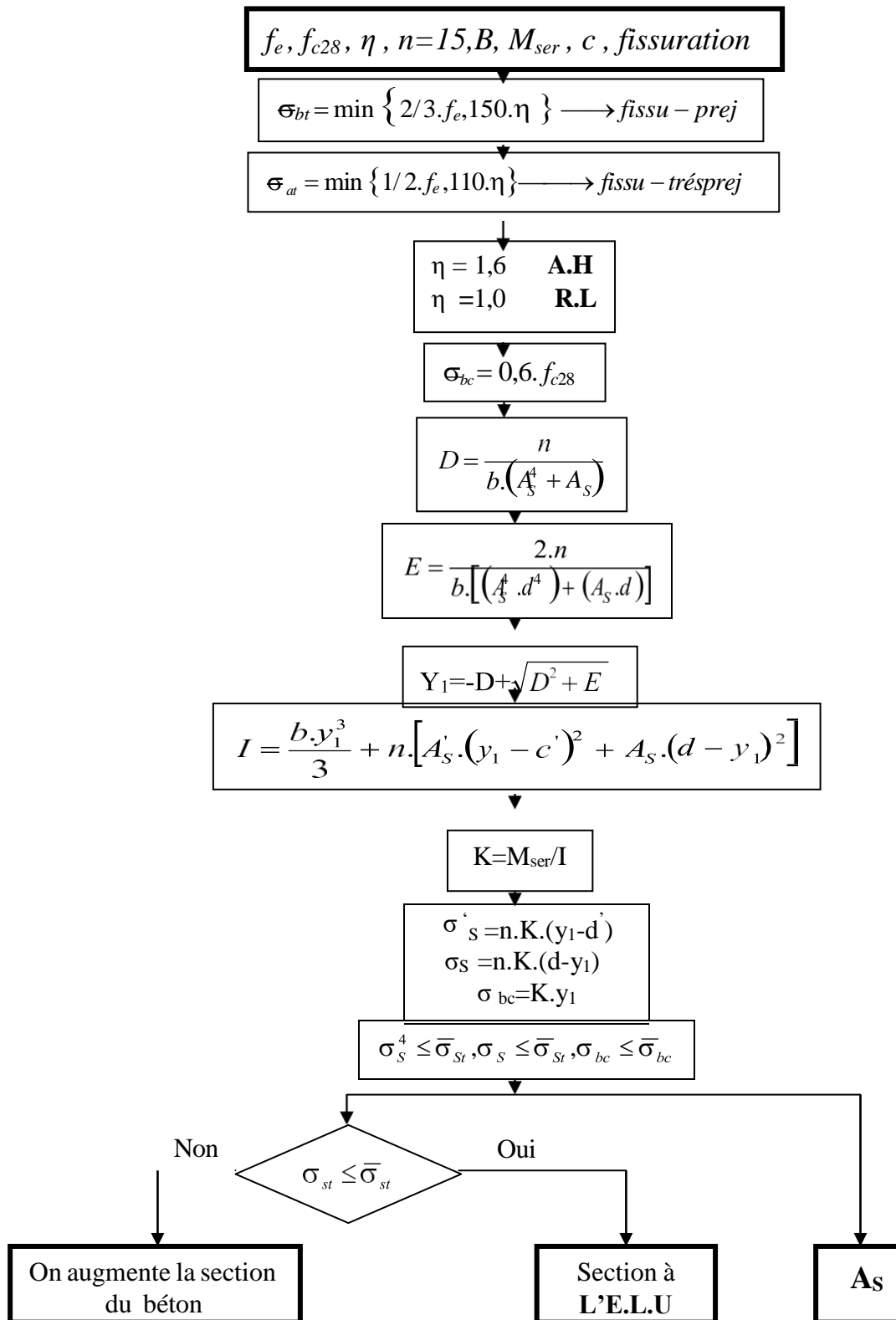
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

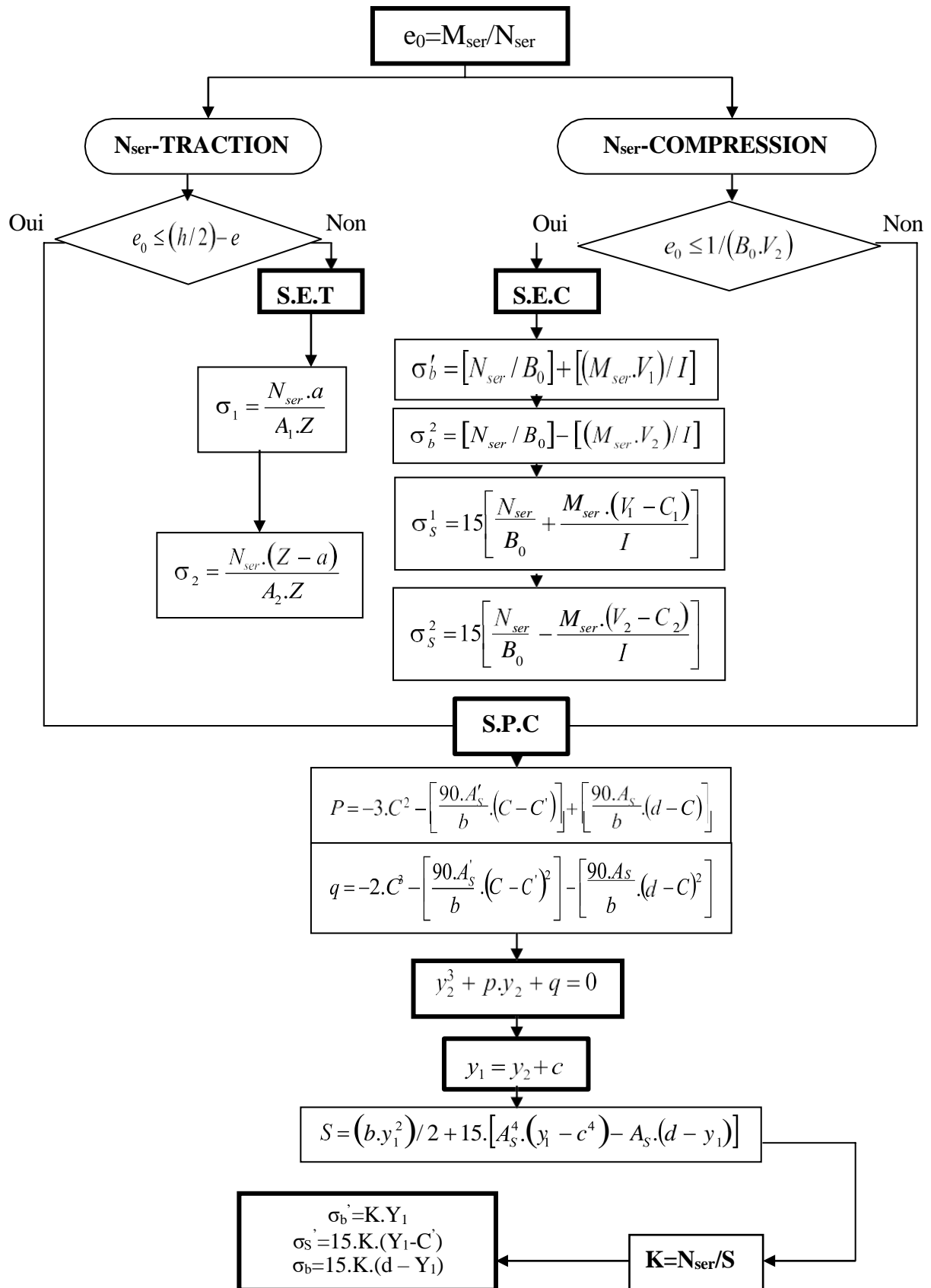


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

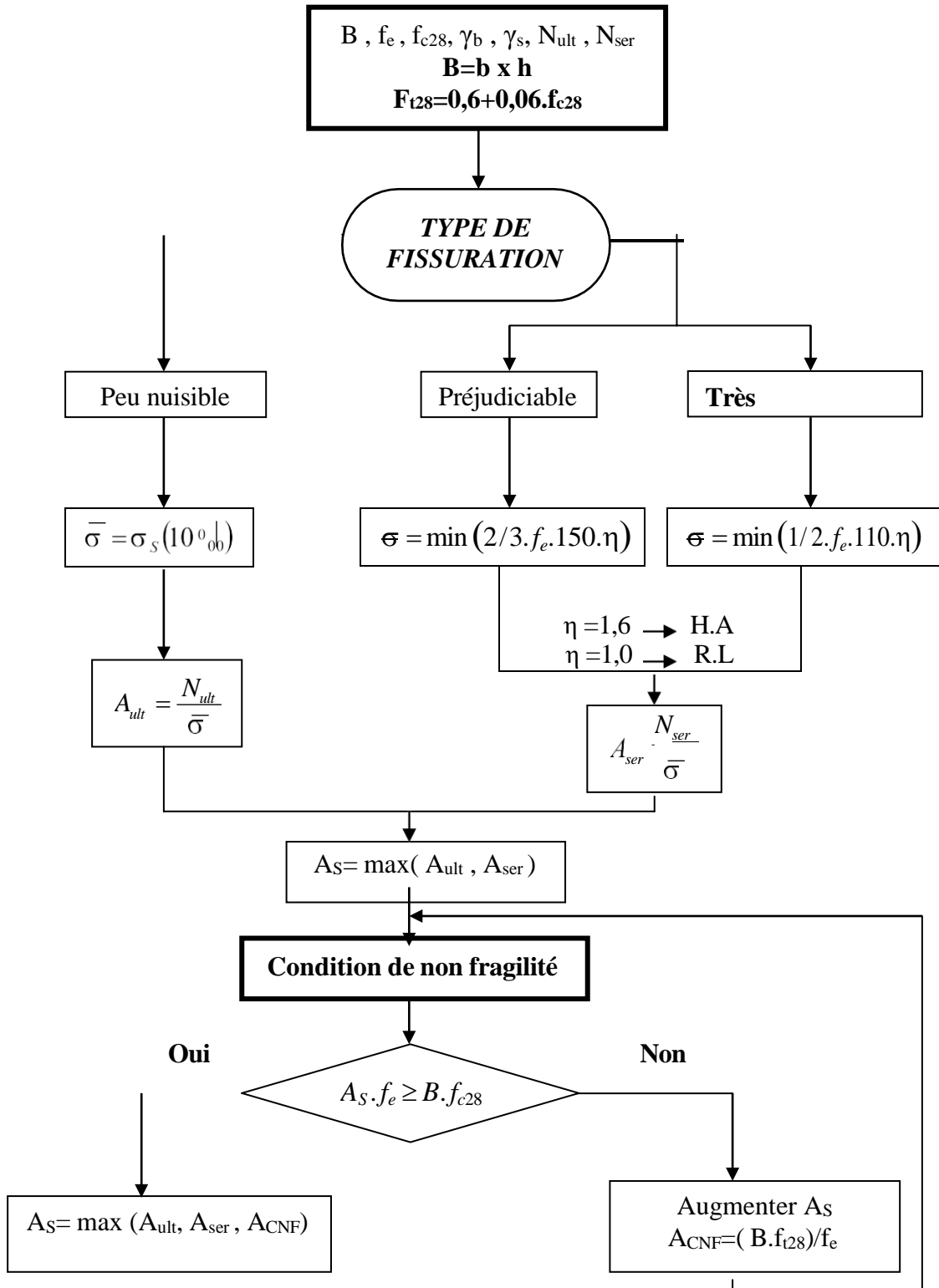


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

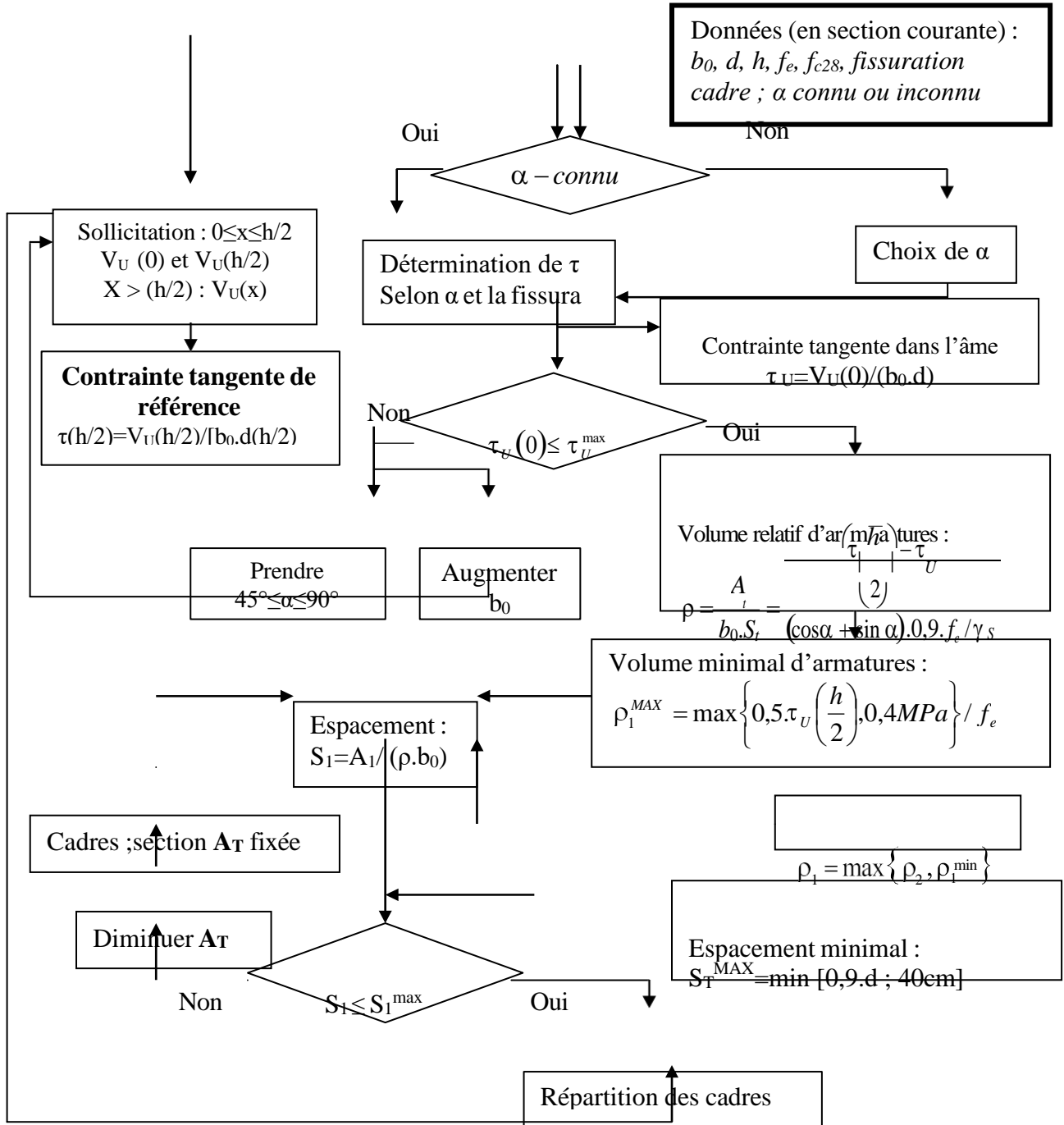


Tableau des armatures

Section en cm^2 de N armatures de diamètre \emptyset en mm

N \emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : **D.T " EUROCODE 2"**

➤ **Logiciels :**

- **ETABS 18.0.1** Analyse des structures
- **AUTOCAD 2018** Dessin
- **EXCEL 2016** Calcul
- **WORD 2016** Traitement du texte
- **SOCOTEC et EXPERT**..... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple)