

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Saad Dahleb Blida 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie civil

Option : Structure

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT MULTIFONCTIONNEL EN BETON ARME (R+14+ 2 SSOL) CONTREVENTE PAR PORTIQUES ET VOILES

Présenté par :

- Mlle. Rabet Wissem
- Mlle. Hammadi Loubna Amani

Devant les membres de jury :

- | | | |
|-----------------------------|-----------------------|------------|
| ▪ Mme. Aouali N | U. Saad Dahleb- Blida | Promotrice |
| ▪ Mme. Aouali Berbar D..... | U. Saad Dahleb- Blida | Présidente |
| ▪ Mr. Slitane..... | U. Saad Dahleb- Blida | Examineur |

Promo 2023

Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été ardue et nous souhaitons exprimer toute notre gratitude et notre reconnaissance envers les nombreuses personnes qui nous ont apporté leur aide.

En premier lieu, nous tenons à rendre grâce à Dieu pour sa bienveillance, sa protection et son assistance abondante.

Nous tenons également à remercier chaleureusement notre encadrante de mémoire, Mme Aouali N., pour son sens de l'orientation, sa patience et ses conseils précieux.

Un immense et particulier merci est adressé à nos parents, frères et sœurs qui nous ont soutenus et accompagnés tout au long de ce parcours, contribuant ainsi à notre réussite.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos amis et camarades pour leur présence et leur soutien incommensurables tout au long de cette aventure.

En conclusion, nous tenons à nous remercier mutuellement pour notre discipline, notre travail assidu, notre dévouement et surtout la confiance que nous nous sommes accordés pour mener à bien ce mémoire.

Une fois de plus, nous souhaitons remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre réussite et nous demandons à Dieu de vous bénir et de vous protéger.

Résumé

L'objectif de cette étude est la conception d'une structure multiservices de R+14 étages, de forme irrégulière, comprenant également deux sous-sols, qui est située dans la wilaya de Blida, classée dans la zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de la structure est assurée par les poutres, les poteaux et les murs.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été réalisées à l'aide du logiciel (ETABS 9.7.4). Le calcul des dimensions et de l'armature de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables, notamment le BAEL91 modifié 99 et le RPA99 version 2003. L'armature des éléments structuraux (poteaux, poutres) a été réalisée à l'aide du logiciel de renforcement SOCOTEC.

ملخص

هدف هذه الدراسة هو تصميم هيكل متعدد الخدمات من R + 14 طوابق، بشكل غير منتظم ومكون أيضاً من طابقين سفليين، والذي يقع في ولاية البليدة، والتي تصنف في المنطقة رقم III وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية RPA 99 الإصدار 2003. تضمن استقرار الهيكل بواسطة الكمرات والأعمدة والجدران .

تم إجراء دراسة وتحليل هذا المشروع باستخدام برنامج (ETABS 9.7.4) يتوافق حساب الأبعاد وتسليح جميع العناصر المقاومة مع القواعد القابلة للتطبيق، بما في ذلك BAEL91 المعدلة 99 و RPA99 الإصدار 2003. تم تنفيذ تسليح العناصر الهيكلية (الأعمدة والكمرات) باستخدام برنامج تسليح SOCOTEC.

Abstract

The aim of this study is to design a multiservice structure with R+14 floors, irregularly shaped and including two basement, located in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, columns, and walls made of reinforced concrete.

The study and analysis of this project were carried out using the software (ETABS 9.7.4). The calculation of dimensions and reinforcement of all the resistant elements complies with the applicable rules, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003). The reinforcement of the structural elements (columns, beams) was conducted using SOCOTEC reinforcement software.

DEDICACES

Je souhaite dédier ce mémoire à :

Mes parents :

Ma mère, dont l'engagement envers ma réussite se manifeste à travers son amour, son soutien, les sacrifices consentis et ses précieux conseils. Je lui exprime ma gratitude éternelle et mes sentiments à travers ce modeste travail. Sa présence et son assistance dans ma vie ont été inestimables.

Mon père, qui peut être fier de voir ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à progresser dans la vie. Merci pour les nobles valeurs, l'éducation et le soutien constants venus de toi.

À mon très cher frère Ramy, tantes, oncles et grands-parents, que Dieu vous assiste. Que Dieu vous bénisse tous.

À mon binôme Wissem, à mes chers collègues et à mes chères amies, en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs que nous avons partagés, je vous dédie ce travail.

À mes professeurs, qui verront dans ce travail le fruit de connaissances bien acquises.

À mes chers amis Shay, Mirna, Zahia, Yousra, Razane et Houda.

À mon pays, l'Algérie, et à tous mes frères et sœurs musulmans à travers le monde.

Hammadi Loubna Amani ;

DEDICACES

Avant tout, je tiens à remercier DIEU
De m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste
travail.

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur
tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

A ma chère sœur Wissal pour son encouragement permanent, et son
soutien moral.

A mon oncle pour son soutien tout au long de mon parcours
universitaire.

À mon binôme Amani, en témoignage de l'amitié qui nous unit et des
souvenirs que nous avons partagés, je lui dédie ce travail.

A mes meilleures amies :

Mahdia, Soumia, Raouaa, Alaa.

Que ce travail soit l'accomplissement de nos vœux tant allégués, et le
fruit de votre soutien infaillible.

Merci d'avoir été toujours là pour moi.

Rabet Wissem ;

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : f_e en fonction du type d'acier	9
Tableau II.1 : Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification	15
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).	16
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).	16
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).	17
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).	17
Tableau II.6 : Charge permanente du balcon.	18
Tableau II.7 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.	18
Tableau II.8 : Dégression des surcharges pour poteau central.	19
Tableau II.9 : Classification des poteaux d'après ces positions.	21
Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.	22
Tableau II.11 : Choix des sections de poteau central.	24
Tableau II.12 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.	25
Tableau II.13 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive.	26
Tableau II.14 : Choix des sections de poteau de rive.	27
Tableau II.15 : Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.	28
Tableau II.15 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle.	29
Tableau II.17 : Choix des sections de poteau d'angle.	31
Tableau II.18 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.	32
Tableau II.19 : Récapitulatif de la section des poteaux.	32
Tableau III.1 : Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELU et L'ELS.	36
Tableau III.2 : Vérification de l'ELS.	38
Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement de l'acrotère.	38
Tableau III.4 : Charge permanente au niveau des paliers d'escalier.	42
Tableau III.5 : Charge permanente au niveau du paillage d'escalier.	42
Tableau III.6 : Calcul des armatures longitudinales.	45
Tableau III.7 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS.	47
Tableau III.8 : Vérification de compression du béton.	48
Tableau III.9 : Calcul des sollicitations de dalle pleine.	49
Tableau III.10 : Ferrailage de la dalle pleine.	49
Tableau III.11 : Vérification de CNF.	50

Tableau III.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.	51
Tableau III.13 : Calcul de la flèche.	53
Tableau.III.14 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	63
Tableau.III.15 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	63
Tableau III.16 : Vérification de la contrainte de béton.	65
Tableau III.17 : Calcul de la flèche.	66
Tableau IV.1 : Facteur de qualité	73
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.	76
Tableau IV.3 : choix de section des poteaux	77
Tableau IV.4 : Participation massique du modèle avec voiles.	78
Tableau IV.5 : choix de section des poteaux.	79
Tableau IV.6 : Participation massique du modèle avec voiles.	81
Tableau IV.7 : Vérification du critère de l'effort normal réduit	82
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X	83
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y	84
Tableau IV.10 : Vérification l'effet p- Δ inter étages sens (x-x)	85
Tableau IV.11 : Vérification l'effet p- Δ inter étages sens (y-y)	86
Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})	90
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr})	91
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr})	91
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	92
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	92
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N_{\min} , M_{corr})	93
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	93
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	93
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	94
Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés	94
Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées	95
Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées	96
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées	96
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	98
Tableau V.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	99
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés	100

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres Principales (situation durable)	105
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres Principales (situation accidentelle)	106
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres Principales (situation accidentelle)	106
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	106
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	106
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	106
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	106
Tableau V.24 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	107
Tableau V.25 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	107
Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres principales	107
Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres secondaires	107
Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres secondaires	108
Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres.	109
Tableau V.30 : Vérification des poutres à l'ELS	110
Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales	111
Tableau V.32 : Récapitulatif du calcul de la flèche	112
Tableau V.33 : Ferrailage des voiles (situation accidentelle).	121
Tableau V.34 : Ferrailage des voiles (situation accidentelle).	122
Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	122
Tableau V.36 : Choix des armatures.	123
Tableau V.37 : Vérification a l'ELS.	123
Tableau V.38 : Ferrailage des trumeaux (situation accidentelle).	124
Tableau V.39 : Ferrailage des trumeaux (situation accidentelle).	125
Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	125
Tableau V.41 : Choix des armatures.	126
Tableau V.42 : Vérification a l'ELS.	126
Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles.	133
Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.	133
Tableau VI.3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle	134
Tableau VI.4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux longitudinal.	143
Tableau VI.5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux transversale.	145
Tableau VI.6 : Résultats des moments et efforts relevés de SAP.	147
Tableau VI.4 : Récapitulatif du ferrailage des nervures	148

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Position du projet.	1
Figure 1.2: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
Figure 1.3 : Essai Brésilien	6
Figure 1.4 : Diagramme des contraintes du béton	7
Figure 1.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier	10
Figure II.1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.	14
Figure II.2 : Détails d'un plancher à corps creux.	14
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	16
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.	16
Figure II.5 : Coupe verticale de plancher courant à corp creux	17
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	17
Figure II.7: Constitution du mur extérieur.	18
Figure II.8 : Section du poteau le plus sollicité centrale.	22
Figure II.9 : Section du poteau le plus sollicité de rive	25
Figure II.10 : Section du poteau le plus sollicité d'angle.	29
Figure II.11 : Schéma de l'acrotère.	33
Figure II.12 : Schéma du voile.	34
Figure III.1 : Section de calcul de l'acrotère.	37
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.	38
Figure III.3 : Eléments d'un escalier.	39
Figure III.4 : schéma d'un escalier d'RDC (2 volées)	40
Figure III.5 : Schéma statique du 2 ^{ème} volée	43
Figure III.6 : Diagramme des sollicitations à l'ELU	44
Figure III.7 : Diagramme des sollicitations à l'ELS	45
Figure III.8 : ferrailage d'escalier	48
Figure III.9: Dimensions d'une dalle.	49
Figure III.10 : Ferrailage de la dalle pleine.	53
Figure III.11 : Plancher en corps creux	54
Figure III.12 : Ferrailage de la dalle de compression.	55
Figure.III.13 : Schéma de poutrelle.	56
Figure.III.14 : Schéma statique des poutrelles	60
Figure.III.15 : Schéma statique de la Poutrelle à six travées.	60
Figure.III.16 : Diagramme des moments fléchissant ELU	60

Figure.III.17 : Diagramme des moments fléchissant ELS	61
Figure.III.18 : Diagramme des efforts tranchants ELU	61
Figure.III.19 : Diagramme des efforts tranchants ELS	61
Figure.III.20 : Schéma statique de la Poutrelle à cinq travées.	61
Figure.III.21 : Diagramme des moments fléchissant ELS	61
Figure.III.22 : Diagramme des moments fléchissant ELS	61
Figure.III.23 : Diagramme des efforts tranchants ELU	62
Figure.III.24 : Diagramme des moments fléchissant ELS	62
Figure.III.25 : Coupe schématique de la poutrelle	62
Figure.III.26 : Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.	68
Figure IV.1 : Spectre de réponse	71
Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial	74
Figure IV.3 : Vue en 3D du modèle initial	75
Figure IV.4 : Vue en plan du modèle initial	75
Figure IV.5 : Vue en plan du 2 ^{ème} modèle.	77
Figure IV.6 : Vue en plan du 3 ^{ème} modèle.	79
Figure IV.7 : Vue en 3D du 3 ^{ème} modèle (1)	80
Figure IV.8 : Vue en 3D du 3 ^{ème} modèle (2)	80
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux	102
Figure V.2 : Disposition des Poutres.	105
Figure V.3 : Arrêt des barres	111
Figure V.4 : Disposition des voiles.	113
Figure V.5 : Schéma de ferrailage d'un voile.	115
Fig.V.6 : Schéma de voile V1	117
Figure V.5 : Schéma de ferrailage d'un voile.	120
Figure V.7. Schéma de voile (V ₃).	124
Figure V.8. Schéma d'un linteau.	127
Figure V.9 : Schéma de ferrailage d'un voile(v ₁).	128
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	131
Figure VI.2 : Semelles filantes	132
Figure VI.3 : Diagramme des contraintes	138
Figure VI.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux	139
Figure VI.5 : Entre axes du panneau le plus sollicité	140
Figure VI.6: Présentation des chargements simplifiés.	143

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_H : Section des armatures horizontales.
- a_{\min} : Epaisseur minimale.
- A_{\min} : Section minimale des armatures longitudinales.
- A_r : Section des armatures de répartition.
- A_s : section d'acier comprimée.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Largeur.
- Br : Aire d'une section réduite de béton.
- c : enrobage.
- C_p : Facteur de la force horizontale
- d : Hauteur utile.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Δf_t : La flèche totale.
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».
- Δ^x_K : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression.
- f_{c28} : Résistance mécanique du béton.
- f_e : Résistance caractéristique de l'acier.
- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_{tj} : Résistance du béton à la traction.
- f_v : La flèche due aux charges de longues durée.
- F_p : Forces horizontale.
- e : épaisseur.
- E : module de Young.
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
- E_{vj} : Module de déformation Longitudinale différé.

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

g : Largeur de la marche, accélération de la pesanteur.

G : Poids propre, Module de glissement.

H : Hauteur.

h_K : hauteur de l'étage « K ».

h_e : Hauteur libre d'étage.

H_t : Hauteur de la dalle, totale.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie.

L : Portée, longueur.

L_e : Longueur élastique.

L_f : Longueur de flambement.

L_{max} : Portée maximale.

L_r : Longueur de recouvrement.

M : Moment fléchissant, masse.

M_a : Le moment maximal sur appuis.

M_e : Le moment sur appui intermédiaire de droite.

M_t : Le moment maximal en travée.

M_u : Le moment à l'ELU.

M_w : Le moment sur appui intermédiaire de gauche.

M^{corr} : Moment correspondant.

M^{max} : Moment maximum.

η : Coefficient de fissuration, facteur de correction d'amortissement.

N : l'effort normal de compression

N^{corr} : Effort correspondant.

N^{max} : Effort normal maximal.

N^{min} : Effort normal minimal.

N_{ser} : Effort normal service.

N_u : Effort normal ultime (compression).

P_k : Poids total au-dessus du niveau K.

q : Charge répartie.

Q : Surcharge d'exploitation, facteur de qualité.

R : Rayon de la section, coefficient de comportement, réaction.

S : La surface.

S_t : Espacement.

T : Effort tranchant

T_e : Effort tranchant à droit de l'appui.

T_{max} : effort tranchant maximale.

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

τ_u : contrainte de cisaillement

V : Effort tranchant, distance.

ν : Coefficient de poisson.

W_p : Poids de l'acrotère.

X_i, Y_i : Centre de gravité.

α : Angle de pente, coefficient réducteur.

λ : L'élancement.

λ_g : Espacement géométrique.

σ : Contrainte ultime de cisaillement.

σ_{bc} : Contrainte limite de service en compression du béton.

σ_s : Contrainte de l'acier.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton

ρ_b : Le poids volumique du béton

ρ_a : Coefficient correcteur

μ_x, μ_y : Coefficients de *PIGEAUD*

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier

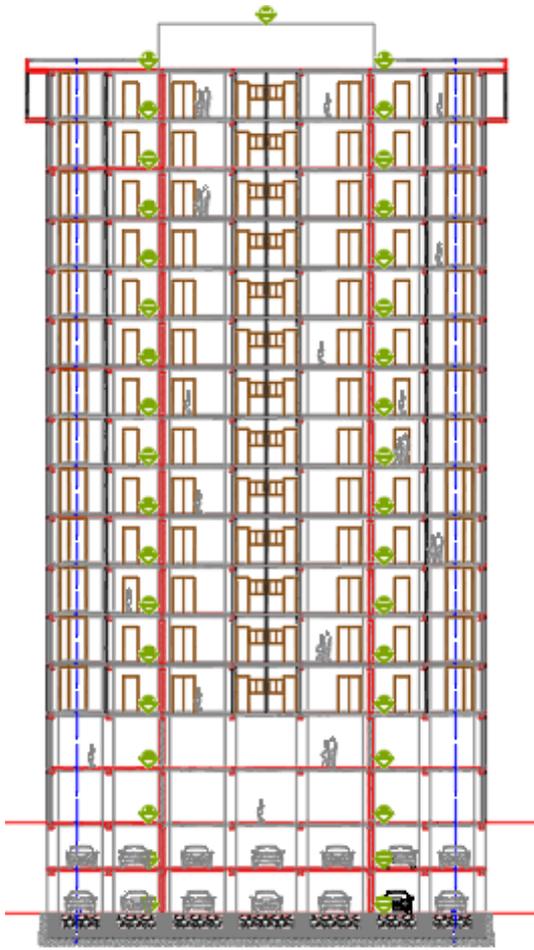
δ_{eK} : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.

\emptyset : Diamètre des armatures.

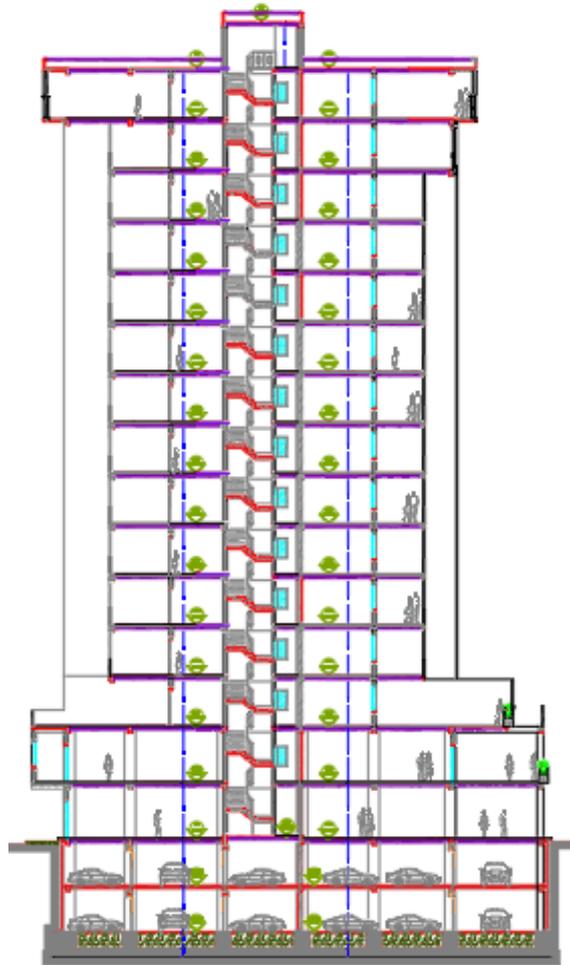
\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

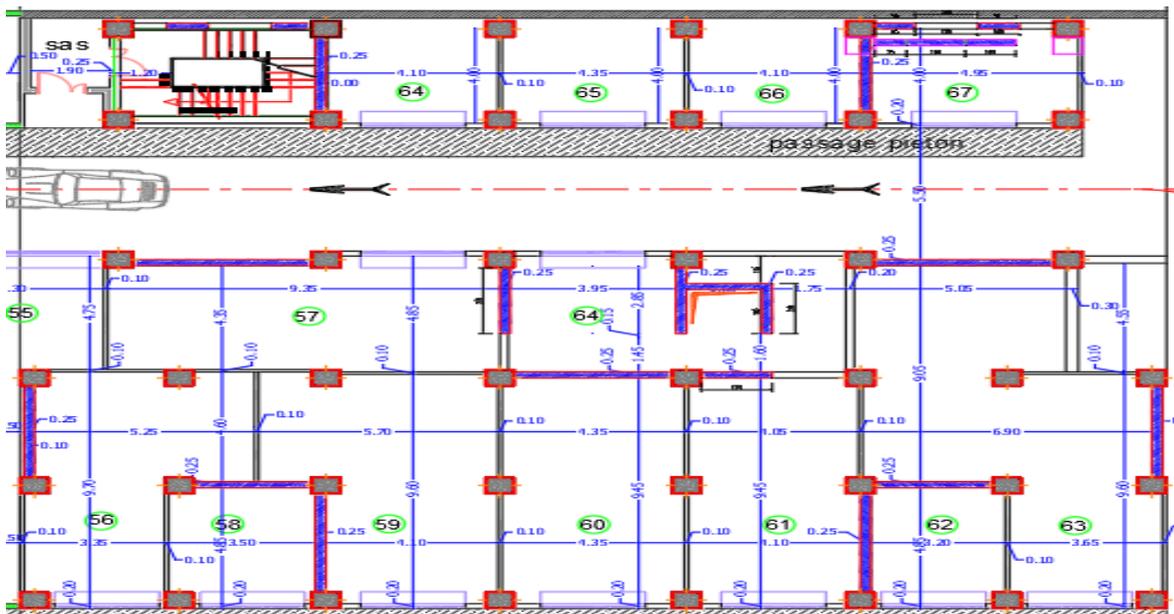
Plans :



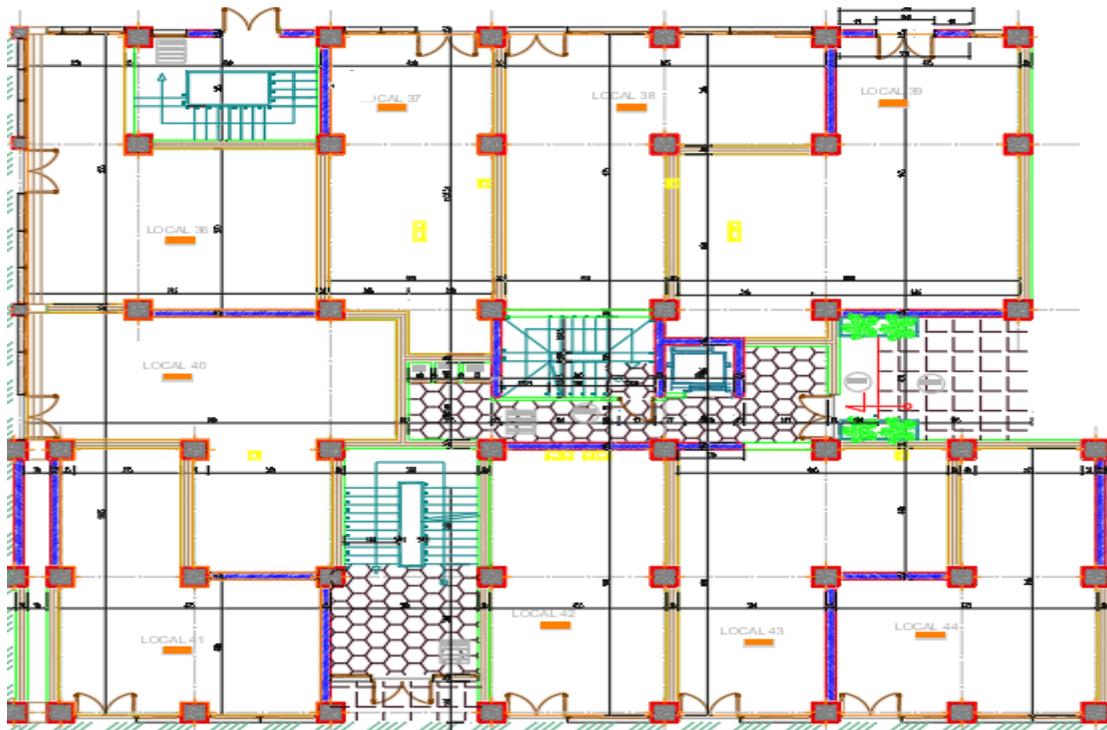
Coupe (A-A)



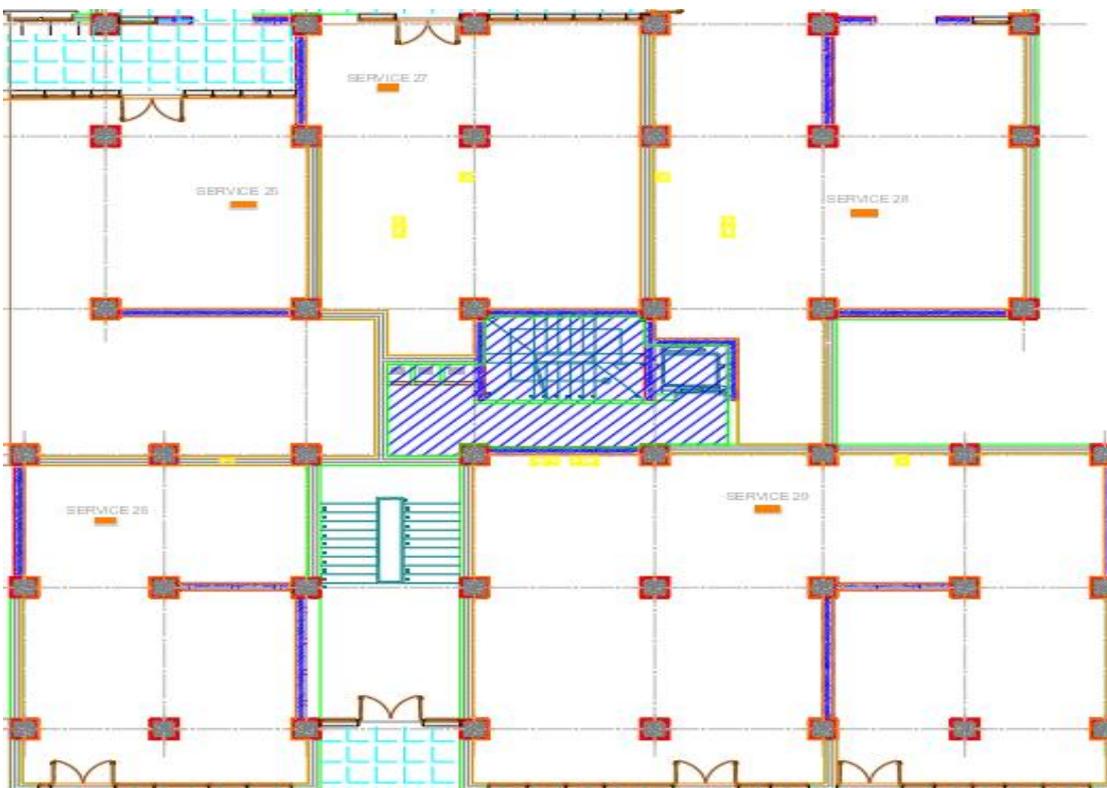
Coupe (B-B)



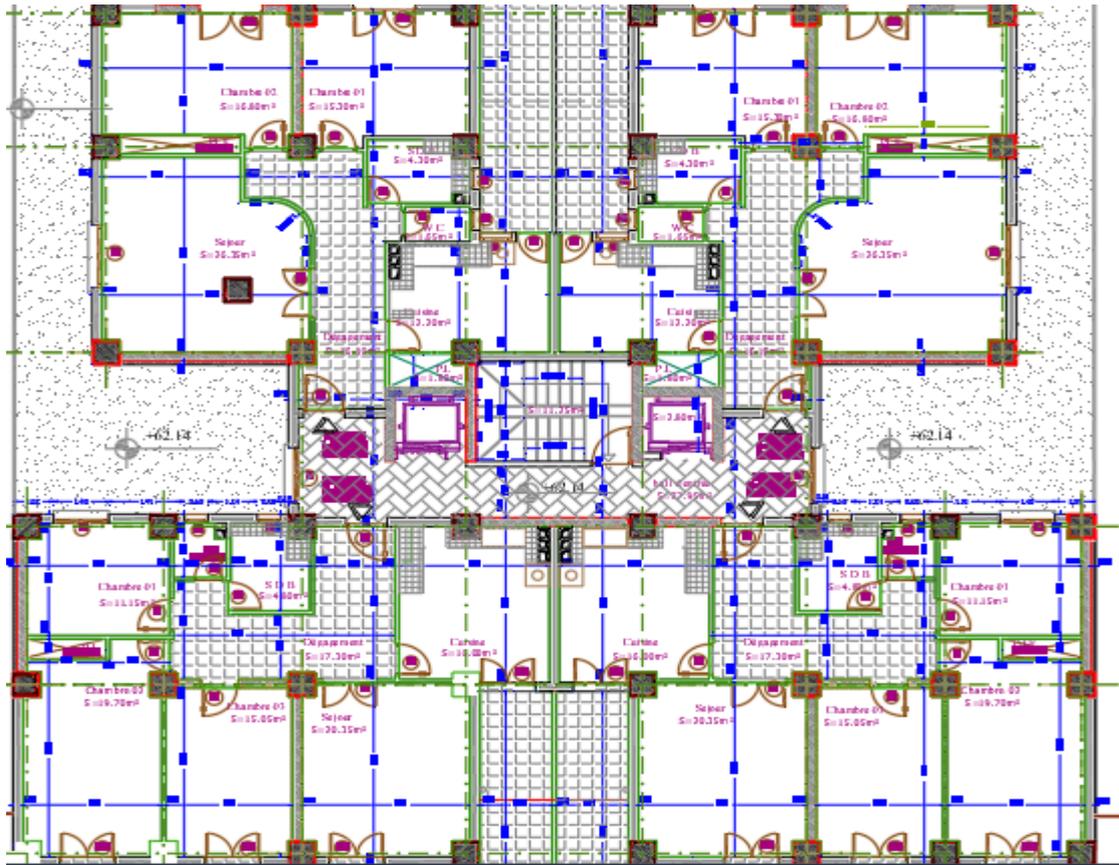
Coupe des sous-sols



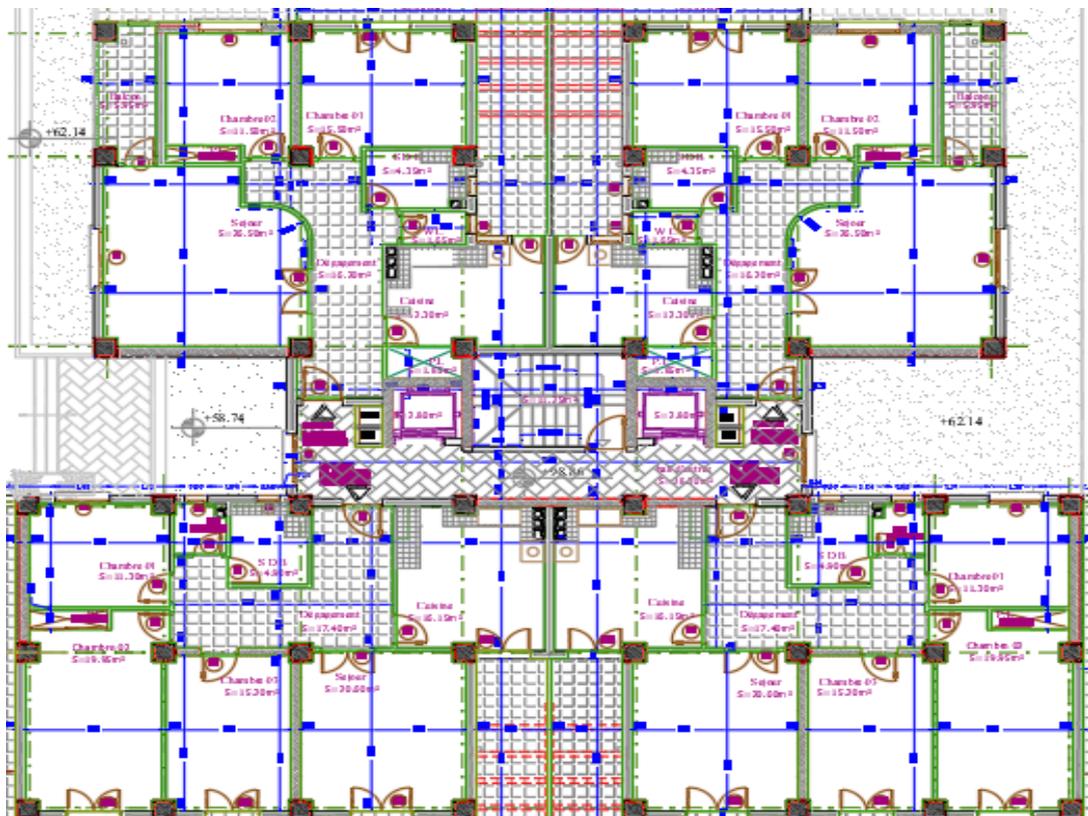
Coupe de RDC



Coupe de 1^{er} étage



Coupe 2-13^{ème} étage



Coupe 14^{ème} étage

Introduction Générale

Les séismes, avec leurs secousses sismiques imprévisibles et leur potentiel destructeur, représentent un danger pour l'humanité. Aucun pays, y compris l'Algérie, n'est à l'abri de ces phénomènes. La construction parasismique s'avère être la seule solution envisageable pour minimiser les dégâts matériels et préserver des vies humaines.

Dans ce contexte, les ingénieurs doivent concevoir des structures solides et résistantes en utilisant les connaissances scientifiques, techniques et les meilleures pratiques de mise en œuvre. L'aspect économique, esthétique et fonctionnel doit également être pris en compte, tout en respectant les réglementations en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé le calcul d'un bâtiment en béton armé. Ce bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (zone III) et comprend un rez-de-chaussée, quatorze étages, une terrasse inaccessible et deux sous-sols. Les calculs sont basés sur les règles et les méthodes définies par les réglementations suivantes : BAEL91 modifié 99, RPA99 V 2003 et CBA99. Les différentes étapes de ce travail sont les suivantes :

Dans un premier temps, nous présenterons en détail le bâtiment, en définissant les différents éléments et en décrivant les caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude de structure, la phase de prédimensionnement des éléments (poteaux, poutres, voiles, etc.) est essentielle avant d'entamer l'étude dynamique, comme expliqué dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre abordera le calcul des éléments secondaires tels que les acrotères, les escaliers, les planchers, etc.

Le quatrième chapitre sera consacré à la modélisation tridimensionnelle (3D) de la structure à l'aide du logiciel ETABS 9.7.4, ainsi qu'à la détermination des modes de vibrations. En renforçant la structure avec des voiles, nous étudierons son comportement, y compris la vérification des déplacements.

Pour garantir la résistance de la structure, il sera nécessaire de calculer le ferrailage des éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres et les voiles. Ces calculs seront basés sur les résultats finaux obtenus à partir de l'étude dynamique. Cette étape constituera le cinquième chapitre.

Enfin, nous réaliserons une étude des fondations, suivie d'une conclusion générale et de références bibliographiques.

SOMMAIRE :

Résumé

Dédicaces

Listes des tableaux

Listes des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Introduction Générale	1
I.2. Description du Projet	2
I.2.1 Caractéristiques d'ouvrage	2
I.2.2 Caractéristiques géométriques	2
I.3. Eléments de l'ouvrage	3
I.3.1 Ossature	3
I.3.2 Les planchers	3
I.3.3 Escaliers	3
I.3.4 Maçonnerie	3
I.3.5 Revêtement	4
I.3.6 Ascenseurs	4
I.3.7 Infrastructure	4
I.4. Caractéristiques des matériaux	4
I.4.1 Béton	4
I.4.1.1 Définition	4
I.4.1.2 Composition du béton	5
I.4.1.3 Résistance caractéristique du béton	5
I.4.2 Acier	9
I.4.2.1 Définition	9
I.4.2.2 Résistance caractéristique de l'acier	9
I.4.2.3 Contrainte limite	10
I.5. Conclusion	11

Chapitre II : PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction	12
II.2. Prédimensionnement des planchers	12
II.2.1 Dalle pleine	12
II.2.2 Dalle en corps creux	13
II.3. Prédimensionnement des Poutres	13

II.4. Prédimensionnement des Poteaux	15
II.4.1 Charges permanentes	16
II.4.1.1 Plancher terrasse inaccessible	16
II.4.1.2 Plancher de l'étage courant	17
II.4.2 Charges d'exploitation	18
II.4.3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation	19
II.4.4 Choix final de la section des poteaux	32
II.5. Prédimensionnement des Voiles	34
II.6. Conclusion	35

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1. L'acrotère	36
III.1.1 Evaluation des charges	36
III.1.2 Ferrailage de l'acrotère	37
III.2. Les escaliers	39
III.2.1 Introduction	39
III.2.2 Hypothèses de calcul	39
III.2.3 Eléments d'un escalier	39
III.2.4 Dimensionnement d'escalier	40
III.2.5 Evaluation des charges	42
III.2.6 Calcul de ferrailage	45
III.2.7 Vérification l'ELS	46
III.3. Dalle pleine	49
III.3.1 Evaluation des charges	49
III.3.2 Ferrailage de la dalle	49
III.3.3 Vérification à l'ELS	51
III.4. Plancher à corps creux	54
III.4.1 Prédimensionnement des poutrelles	54
III.4.2 Ferrailage de la dalle de compression	54
III.4.3 Etude des poutrelles	55
III.5. Conclusion	68

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction	69
IV.2. Etude sismique	69
IV.2.1 Modélisation de rigidité	69
IV.2.2 Modélisation de la masse	69
IV.3. Choix de la méthode de calcul	69
IV.3.1 La méthode statique équivalente	70
IV.3.2 La méthode modale spectrale	70
IV.3.2.1 Utilisation des spectres de réponse	70
IV.3.2.2 Résultante des forces sismiques de calcul	71

IV.3.2.3 Calcul de la force sismique par méthode statique équivalente	72
IV.4. Résultats de l'analyse sismique	74
IV.5. Vérification du critère de l'effort normal réduit	82
IV.6. Vérification des déplacements inter étage	83
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	84
IV.8. Justification du choix du coefficient de comportement	86
IV.9. Conclusion	87

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Ferrailage des Poteaux	89
V.1.1 Introduction	89
V.1.2 Combinaison d'action	89
V.1.3 Recommandation selon RPA99 version 2003	90
V.1.4 Calcul de ferrailage	90
V.1.5 Choix des armatures	94
V.1.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	95
V.1.7 Vérification de l'effort tranchant	97
V.1.8 Ferrailage transversal des poteaux	98
V.1.9 Longueur de recouvrement	100
V.1.10 Ferrailage des poteaux de sous-sol	101
V.1.11 Schéma de ferrailage des poteaux	102
V.2. Ferrailage des Poutres	104
V.2.1 Introduction	104
V.2.2 Recommandation selon RPA99	104
V.2.3 Calcul de ferrailage	104
V.2.4 Choix des armatures	107
V.2.5 Vérification vis-à-vis de l'ELS	110
V.2.6 Calcul des armatures transversales	110
V.2.7 Recouvrement des armatures longitudinales	111
V.2.8 Arrêt des barres	111
V.2.9 Vérification de la flèche	112
V.2.10 Schéma de ferrailage des poutres	113
V.3. Ferrailage des voiles	114
V.3.1 Introduction	114
V.3.2 Le système de contreventement	114
V.3.3 Déterminer des armatures	117
V.3.4 Calcul de ferrailage	120
V.3.5 Schéma de ferrailage	128

Chapitre VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction	130
---------------------------	-----

VI.2. Les principaux rôles de la fondation	130
VI.3. Choix du type de fondations	130
VI.4. Calcul des fondations	130
VI.5. Dimensionnement de la fondation	131
VI.5.1 Semelle isolé	131
VI.5.2 Semelle filants sous voiles	132
VI.5.3 Semelle filants sous poteaux	133
VI.5.4 Déterminer de la largeur de la semelle	133
VI.6. Etude du radier général	134
VI.6.1 Prédimensionnement du radier	134
VI.6.2 Déterminer des efforts	135
VI.6.3 Calcul des sollicitations à la base du radier	136
VI.6.4 Combinaison d'actions	137
VI.6.5 Vérification de la contrainte de cisaillement	137
VI.6.6 Vérification de la stabilité du radier	137
VI.6.7 Vérification au poinçonnement	137
VI.7. Ferrailage du radier	140
VI.7.1 Ferrailage de la dalle	140
VI.7.2 Identification du panneau le plus sollicité	140
VI.7.3 Calcul des armatures à l'ELU	141
VI.7.4 Ferrailage suivant X-X	141
VI.7.5 Ferrailage suivant Y-Y	142
VI.7.6 Vérification à l'ELU	143
VI.8. Etude de la nervure	144
VI.8.1 Calcul à l'ELU	145
VI.8.2 Calcul du ferrailage	146
VI.8.3 Armatures de peau	148

CONCLUSION GENERAL

REFERENCES

ANNEXE.



**Chapitre I : PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX**

I.1. INTRODUCTION :

L'étude en génie civil nous incite à faire un calcul précis, afin d'assurer : la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation pour un cout optimal.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le (BAEL91, et le RPA99/modifiée2003).

I.2. Description du Projet :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est d'une structure en (RDC+14 étages+ 2 sous-sols) à plusieurs usages.

Il sera implanté à la wilaya de Blida, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version2003) comme étant une zone de forte sismicité (zone III).



Figure I.1 : Position du projet

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose en RDC+14 étages + 2 sous-sol.

- Deux niveaux de sous-sol d'usage parking.
- RDC d'usage commercial.
- 1^{er} étage d'usage de service.
- 2^{ème} étage jusqu'à 14^{ème} étage a usage d'habitation.
- Notre ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation

- Hauteur totale est de49,38m
- Hauteur du rez de chaussée et de 1^{er} étage est3,40 m

- Hauteur de l'étage courant de 2eme au 14eme est3,06m
- Hauteur de l'étage 1er et 2ème sous-sol est2,80m

b. Dimensions en plan

- Longueur totale (sens longitudinal)L = 29,4 m
- Largeur total (sens transversal)L= 26,75 m

I.3. Eléments de l'ouvrage :

I.3.1 Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien.

I.3.2 Les Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles). Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière.

I.3.3 Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisés en béton armé coulé sur place.

Les deux types d'escalier a été utilisés :

- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.
- Escalier à trois volées et deux palier intermédiaire.

I.3.4 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 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 sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.3.5 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

I.3.6 Ascenseurs :

La structure comporte de deux cages d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 14ème étage.

I.3.6 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La catégorie de site S3 : site meuble.

1.4 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

I.4.1 Béton

I.4.1.1 Définition

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

- Béton** Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau en proportions déterminées. Il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle "béton armé". La variation de la résistance et des autres propriétés du béton et de l'acier sont contrôlées par des mesures effectuées en laboratoire sur éprouvettes.
- Le ciment** est un composé minéral formant avec l'eau une pâte qui durcit progressivement. Le ciment utilisé est un CPJ 32,5 (ciment portland composé de classe 32,5).
- Les granulats** qui rentrent dans la confection du béton sont le sable et le gravier.
- Eau de gâchage** doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tel que la résistance.

I.4.1.2 Composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

- 350 Kg de ciment (CM II A).
- 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de :

- Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$).
- Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$).
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

I.4.1.3 Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

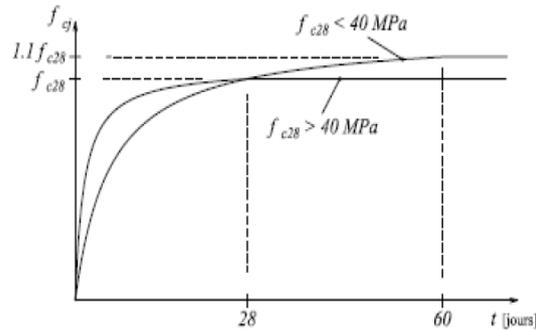


Figure 1.2: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

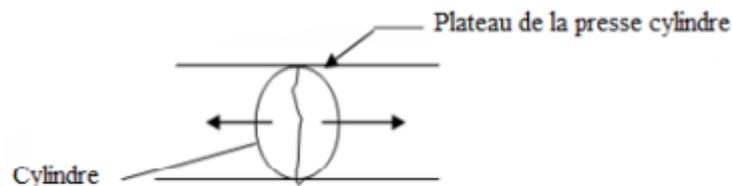


Figure 1.3 : Essai Brésilien

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

c. Contrainte limite :

c.1 Etat limite ultime

- **Contrainte ultime de compression**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

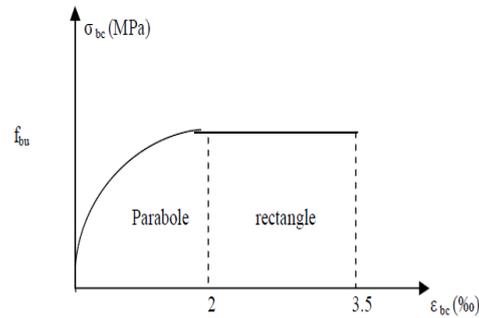


Figure 1.4 : Diagramme des contraintes du béton

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

- $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 22,17 \text{ MPa pour } \gamma_b = 1,15$$

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\sigma \leq \sigma_{adm}$

$$\sigma_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\sigma_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc :

$$\sigma_{adm} = 3,33 \text{ MPa fissuration peu nuisible.}$$

$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

d. déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

- **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 30 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 34179,55 \text{ MPa.}$$

- **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{i28} = 34179,55 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 11393,18 \text{ MPa}$$

- **Module déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$G_{Els} = 18493,45 \text{ MPa}$.

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta L}{L_0}} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.4.2 Acier

I.4.2.1 Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.4.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisées

Tableau 1.1 : f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE500.

I.4.2.3 Contrainte limite

• **Etat limite ultime**

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

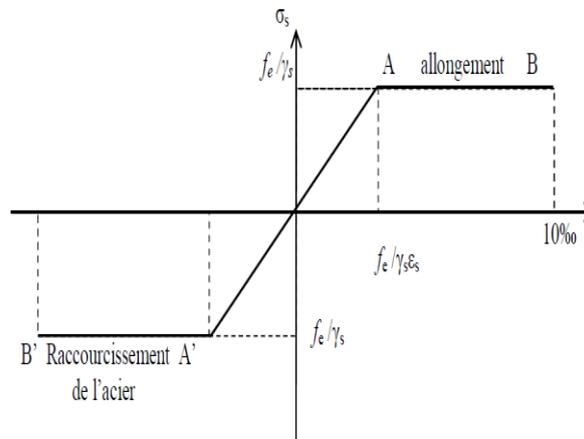


Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\ 000 \text{ MPa.}$$

σ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$

• **Etat limite de service**

Nous avons pour cet état :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{max}(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{max}(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Avec : η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

a. Allongement de rupture :

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

b. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s : Allongement relatif de l'acier.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- Résistance mécanique du béton : $f_{c28} = 30$ MPa; $f_{t28} = 2,4$ MPa.
- La Résistance mécanique élastique d'armature : $f_e = 500$ MPa.

❖ **Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :**

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

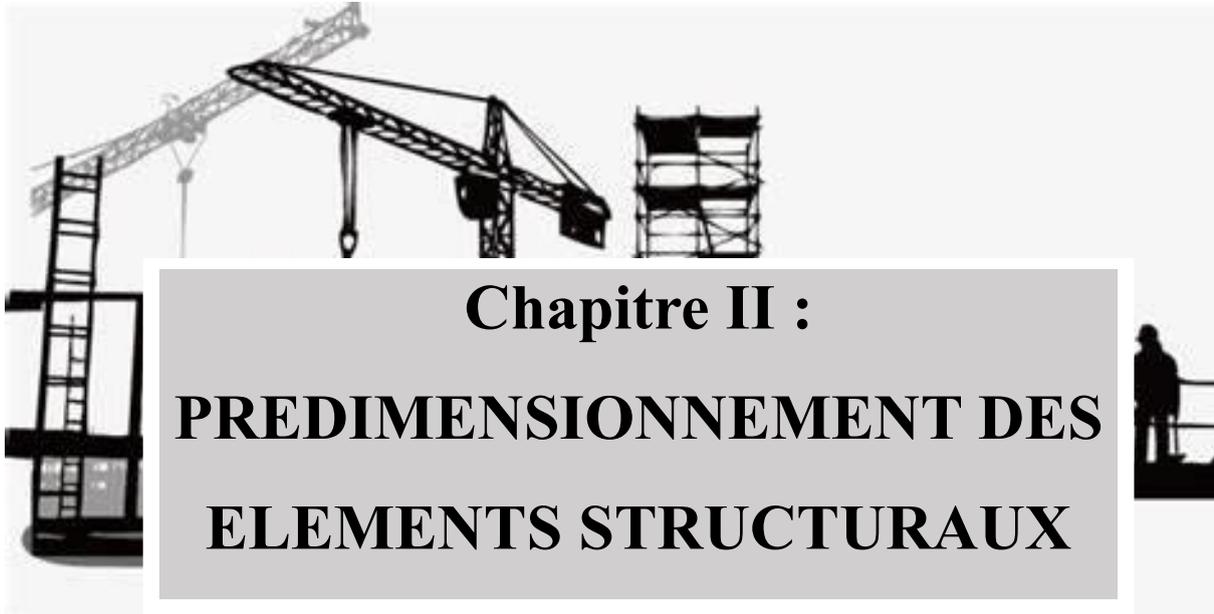
- $C = 5$ cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives telles les industries chimiques ;
- $C = 3$ cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- $C = 1$ cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

❖ **Coffrage :**

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

I.5. CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons déterminé les différents éléments que contiennent notre ouvrage, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui vont suivre, tout en respectant les règles du BAEL91/modifiées.99, et les Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).



Chapitre II :
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au prédimensionnement des éléments tels que : les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99version2003 et le CBA93.

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement des dalles :

II.2.1 Dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des trois conditions suivantes :

•Sécurité en matière d'incendie :

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

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

$e = 11,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

•**Isolation phonique :** selon les règles du CBA93 **B 7.6.2.0** en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13cm pour avoir une bonne isolation phonique.

• Résistance à la flexion :

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

Et d'après ses règles la portée plus sollicitée est $L_x = 4,95\text{m} \Rightarrow \frac{L_{min}}{50} \leq e \leq \frac{L_{min}}{40}$

Pour les étages courants : $\frac{465}{35} \leq e \leq \frac{465}{30}$ $13,28 \leq e \leq 15,5\text{cm}$

D'après les résultats on peut adopter

- Une épaisseur de 15 cm pour les tous les types des dalles des balcons.
- Une épaisseur de 18 cm pour les tous les types des dalles des étages.

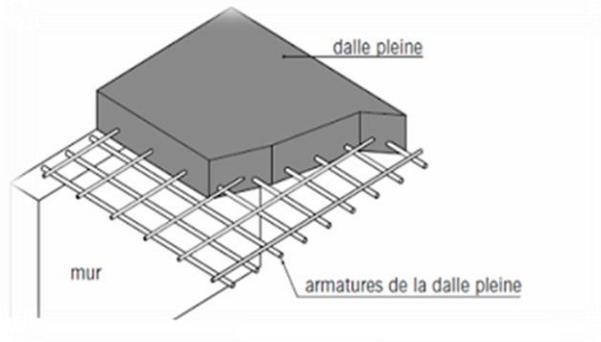


Figure II.1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

II.2.2 Dalle en corps creux :

L'épaisseur de la dalle en corps creux dépend de la condition suivante CBA93.art: B6.7.4.2.4:

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

L : portée maximale entre nus d'appuis

Ht : hauteur de la dalle

Avec la portée maximale est 4,1m

$$L = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{465}{25} \leq h_t \leq \frac{465}{20} \rightarrow 18,6 \leq h_t \leq 23,25$$

On prend l'épaisseur de la dalle en corps creux $e = 20\text{cm} \rightarrow (16+4)$

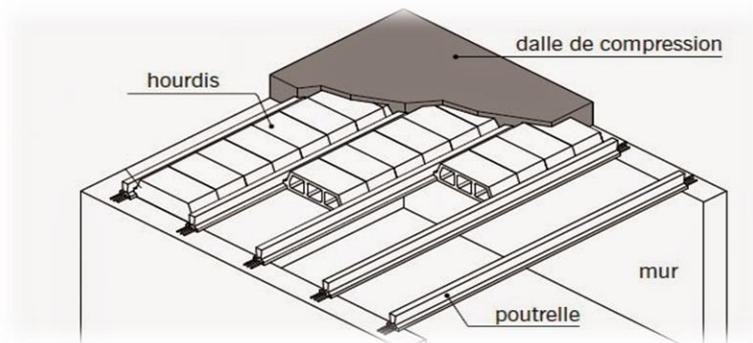


Figure II.2 : Détails d'un plancher à corps creux.

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de le B.A.E.L 91 modifiée 99.
- Vérification de la rigidité.

•Selon le B.A.E.L 91 modifié 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée de la poutre de la plus grande travée considérée

H : hauteur de la poutre

B : largeur de la poutre

A) Poutres principales (PP) :

$$555/15 \leq h \leq 555/10 \rightarrow 37 \leq h \leq 55 \text{ on prendre } h=45\text{cm}$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ on prendre } b=30\text{cm}$$

B) Poutres secondaires (PS) :

$$415/15 \leq h \leq 415/10 \rightarrow 27,6 \leq h \leq 41,5 \text{ on prendre } h=40\text{cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ on prendre } b=30\text{cm}$$

•Vérification de la rigidité et selon de « RPA 99(ver 2003) » pour la zone III :

Tableau II.1 : Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	45 cm	30 cm	Vérifie
$b \geq 20\text{cm}$	40 cm	30 cm	Vérifie
$h/b \leq 4$	1,5	1,3333	Vérifie
$h/L \geq 1/16$	0,08108	0,09638	Vérifie

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte pour les sections suivantes :

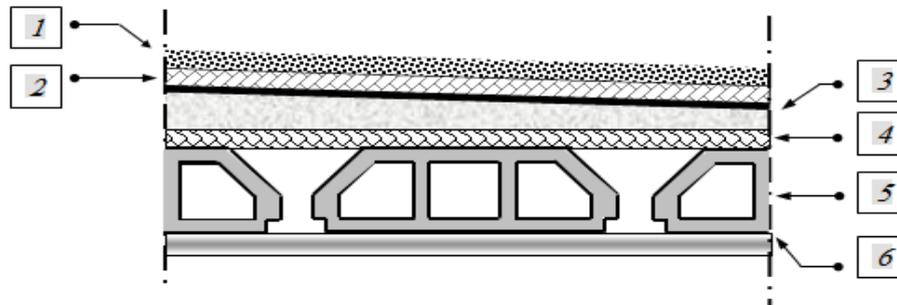
- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres RDC : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$ (changement dans le plan dans ce niveau).

II.4. Prédimensionnement des poteaux :

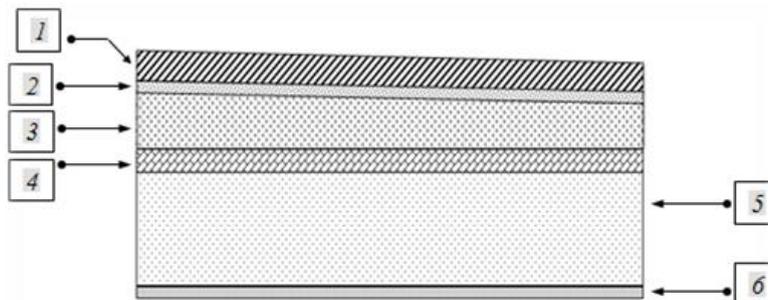
Les poteaux en béton armé sont des éléments structurels essentiels qui offrent une résistance et une durabilité exceptionnelles, ils combinent les propriétés de résistance à la compression du béton avec la résistance à la traction de l'acier pour créer une structure solide

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple l'ELU, il ressort ainsi que la vérification des trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement) est la plus déterminante.
- Les règles RPA.7.1.

II.4.1 Charges permanentes :**II.4.1.1 Plancher terrasse inaccessible :****a) Dalle en corps creux :****Figure II.3 :** Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.**Tableau II.2 :** Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+4)	0,16+0,04	-	2,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,28

b) Dalle pleine :**Figure II.4 :** Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.**Tableau II.3 :** Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				7,28

II.4.1.2 Plancher de l'étage courant :

a) Dalle en corps creux :

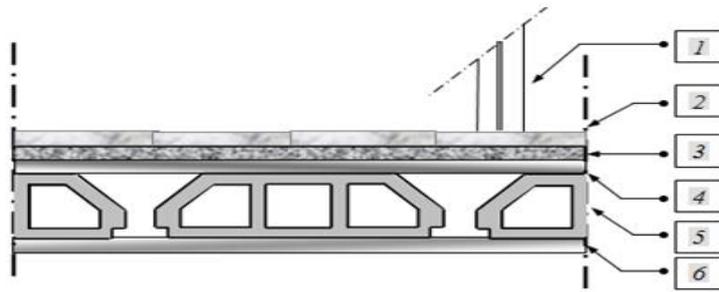


Figure II.5 : Coupe verticale de plancher courant à corps creux

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (20+4)	0,16+0,04	-	2,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,29

b) Dalle pleine :

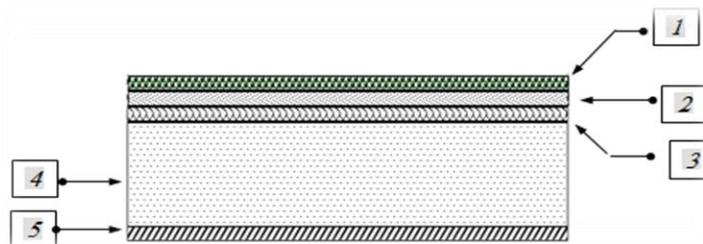


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloisons légères	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,11

c) Balcon :

Tableau II.6 : Charge permanente du balcon.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage		20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G			4,91

d) Maçonnerie mur extérieurs :

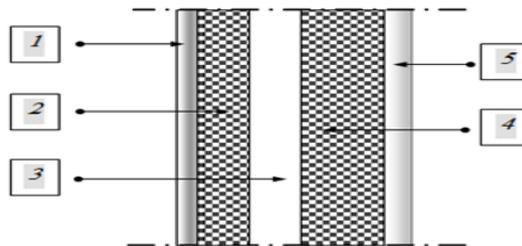


Figure II.7: Constitution du mur extérieur.

Tableau II.7: Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

N ⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,05	-	0
4	Brique creuse	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,81

II.4.2 Charges d'exploitation :

- Acrotère Q = 1,0 KN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible) Q = 1,0 KN/m²
- Plancher à usage habitation Q = 1,5 KN/m²
- Plancher à usage de service Q = 2,5 KN/m²
- Plancher à usage commerce Q = 5,0 KN/m²
- Escaliers Q = 2,5 KN/m²
- Balcon Q = 3,5 KN/m²

II.4.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n ».

Tableau II.8 : Dégression des surcharges pour poteau central.

Niveau des planchers	Qi (KN/m ²)	Charge d'exploitation	∑Charges d'exploitation
N 1	Q0	1	Q0
N 2	Q1	1,5	Q0+ Q1
N 3	Q2	1,5	Q0+0,95(Q1+ Q2)
N 4	Q3	1,5	Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)
N 5	Q4	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)
N 6	Q5	1,5	Q0+0,80(Q1+.....+Q5)

Selon poteau rectangulaire :

•Selon le B.A.E.L : $0 < \lambda < 70$ Pour : $\lambda = 35$

λ : L'élancement du poteau considéré. $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration de la section du béton seul avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec $I = \frac{b.a^3}{12}$ et $B = b.a$

On trouve :

$$a = \frac{2\sqrt{3}}{\lambda} L_f = \frac{2\sqrt{3}}{35} * 0,7 * 306 = 21,42cm \text{ on prend } 30cm$$

Dans le cas de bâtiment $L_f = (0,7)L_0$

• **Dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec : N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q ;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement , i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : surface de la section du béton

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.

A_s : section d'acier comprimée.

B_r : section réduite d'un poteau. $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ [cm}^2\text{]}$

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

- $a \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ si $\lambda = 50$
- $a = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ si $50 < \lambda < 100$

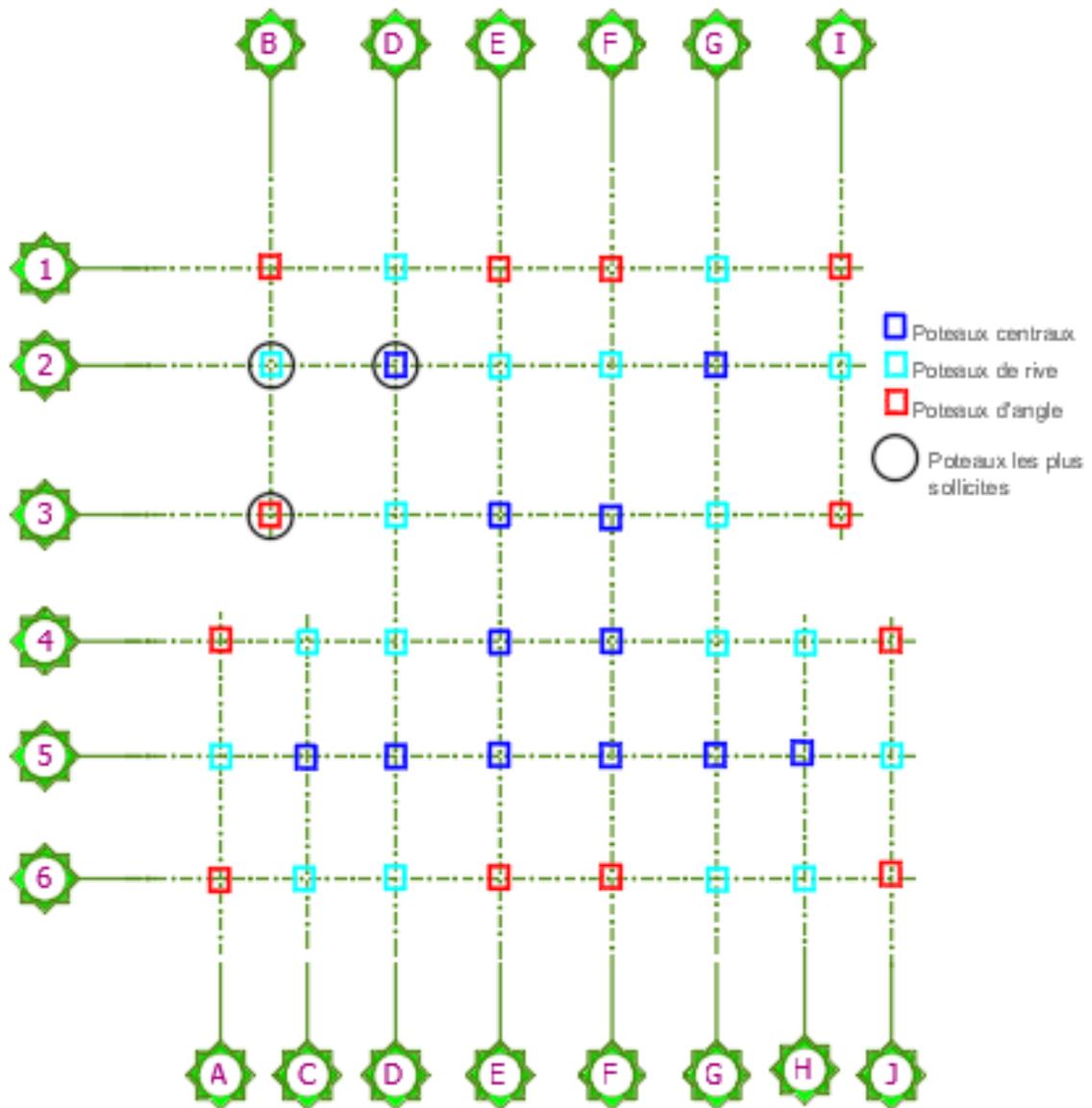
Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,531 N_u$$

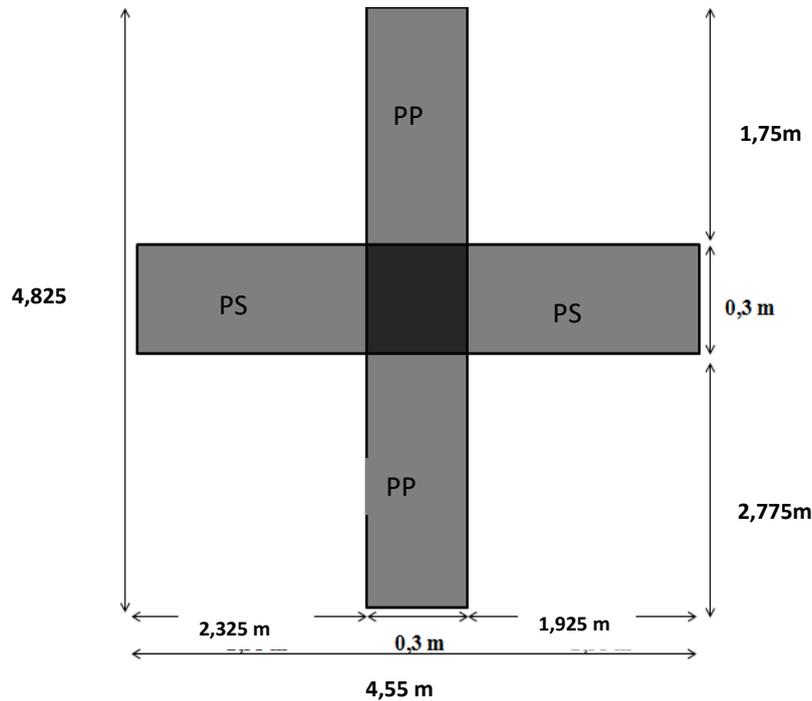
Tableau II.9 : Classification des poteaux d'après ces positions.

Poteaux centrales	Poteaux de rive	Poteaux d'angle
$P_{D-2}, P_{G-2}, P_{E-3}, P_{F-3},$ $P_{E-4}, P_{F-4}, P_{C-5}, P_{D-5},$ P_{G-5}, P_{H-5}	$P_{D-1}, P_{G-1}, P_{B-2}, P_{E-2}, P_{F-2},$ $P_{H-2}, P_{D-3}, P_{G-3}, P_{C-4}, P_{D-4},$ $P_{G-4}, P_{H-4}, P_{A-5}, P_{E-5}, P_{F-5},$ $P_{I-5}, P_{C-6}, P_{D-6}, P_{G-6}, P_{H-6}$	$P_{B-1}, P_{E-1}, P_{F-1}, P_{H-1}$ $, P_{B-3}, P_{H-3}, P_{A-4}, P_{I-4}$ $, P_{A-6}, P_{E-6}, P_{F-6}, P_{I-6}$



1) Poteau central : D2

Figure II.8 : Section du poteau le plus sollicité centrale.



La surface totale est : $S = 21,953 \text{ m}^2$

- Poids des poutres :

Poids des poutres principale : $GP = 0,3 \cdot (0,45 - 0,20) \cdot 4,825 \cdot 30 = 10,856 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaire : $GS = 0,3 \cdot (0,40 - 0,20) \cdot 4,55 \cdot 30 = 8,19 \text{ KN}$.

- Poids propre des poteaux de étage 2 jusqu'à 14^{ème} : $(3,06 - 0,45) \times 30 \times (0,3)^2 = 7,047 \text{ kN}$

- Poids propre des poteaux de RDC et 1^{er} étage : $(3,40 - 0,45) \times 30 \times (0,3)^2 = 7,965 \text{ kN}$

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.

Niveau	Éléments	G (kN)	Gcumulé (kN)	Q (kN)	Qcumulé (kN)	N _u (kN)
Terrasse	Plancher terrasse →	137,86				
	Poutre Principale →	10,85	163,96	21,95	21,95	254,28
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
14 ^{ème}	Plancher terrasse →	116,135				
	Poutre Principale →	10,85	306,19	32,93	54,88	495,68
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
13 ^{ème}	Plancher terrasse →	116,135				
	Poutre Principale →	10,85	448,419	32,93	84,52	732,14
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				

12^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	590,64	32,93	110,86	963,67
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
11^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	732,87	32,93	133,91	1190,26
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
10^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	875,10	32,93	153,67	1411,90
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
9^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1017,33	32,93	170,14	1628,61
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
8^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1159,56	32,93	183,31	1840,38
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
7^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1301,79	32,93	193,19	2047,20
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
6^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1444,02	32,93	199,77	2249,09
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
5^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1586,24	32,93	203,07	2446,04
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
4^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1728,47	32,93	203,07	2638,05
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
3^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	1870,70	32,93	199,77	2825,12
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,047				
2^{ème}	Plancher terrasse →	116,135	2013,078	54,88	201,97	3021,66
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,965				
1^{er}	Plancher terrasse →	116,135	2156,078	109,76	217,89	3238,78
	Poutre Principale →	10,135				
	Poutre secondaire →	8,19				
	Poteau →	7,965				

Tableau II.11 : Choix des sections de poteau central.

Niveau	Br (cm ²)	$\sqrt{a * b}$ (cm)	RPA (cm)	Choix (cm)
14 ^{ème}	135,17	13,62	30*30	30*30
13 ^{ème}	263,49	18,23	30*30	30*30
12 ^{ème}	389,20	21,72	30*30	30*30
11 ^{ème}	512,27	24,63	30*30	30*30
10 ^{ème}	632,72	27,15	30*30	30*30
9 ^{ème}	750,55	29,3	30*30	30*30
8 ^{ème}	865,74	31,42	30*30	35*35
7 ^{ème}	978,32	33,27	30*30	35*35
6 ^{ème}	1088,26	34,98	30*30	35*35
5 ^{ème}	1195,59	36,57	30*30	40*40
4 ^{ème}	1300,28	38,05	30*30	40*40
3 ^{ème}	1402,35	39,44	30*30	40*40
2 ^{ème}	1501,79	40,75	30*30	45*45
1 ^{ér}	1606,27	42,07	30*30	45*45
RDC	1721,69	43,49	30*30	45*45

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par le C.B.A 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 :

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

Avec : B_c : section de poteau.

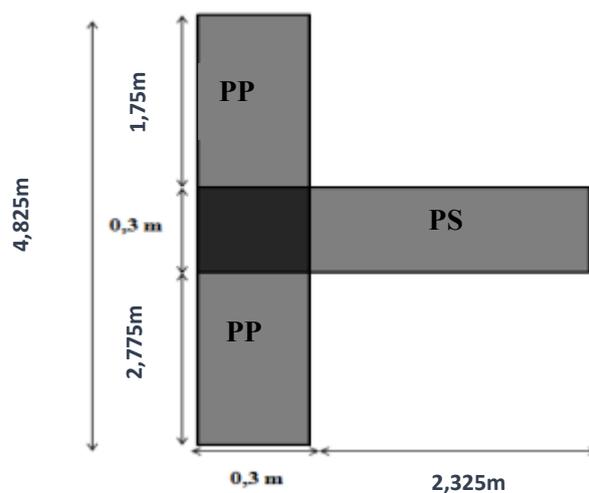
N_d : G + Q

Tableau II.12 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

Étages	Na (KN)	a*b (cm ²)	B _c (cm ²)	ν	Observation
14 ^{ème} étage	185,91	30*30	900	0,006	Vérifiée
13 ^{ème} étage	361,07	30*30	900	0,013	Vérifiée
12 ^{ème} étage	532,94	30*30	900	0,019	Vérifiée
11 ^{ème} étage	701,51	30*30	900	0,025	Vérifiée
10 ^{ème} étage	866,79	30*30	900	0,032	Vérifiée
9 ^{ème} étage	1028,78	30*30	900	0,038	Vérifiée
8 ^{ème} étage	1187,47	35*35	1225	0,032	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1342,87	35*35	1225	0,036	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1494,98	35*35	1225	0,04	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1643,79	40*40	1600	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1789,32	40*40	1600	0,037	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1931,54	40*40	1600	0,04	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2070,48	45*45	2025	0,034	Vérifiée
1 ^{ème} étage	2215,82	45*45	2025	0,036	Vérifiée
RDC	2374,88	45*45	2025	0,039	Vérifiée

2) Poteau de rive : B2

Figure II.9 : Section du poteau le plus sollicité de rive



La surface totale est : $S = 11,94 \text{ m}^2$

- Poids des poutres principale : $GP = 0,3 \cdot (0,45 - 0,20) \cdot 4,825 \cdot 30 = 10,85 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire : $GS = 0,3 \cdot (0,40 - 0,20) \cdot 2,475 \cdot 30 = 4,45 \text{ KN}$

● Poids propre des poteaux de étage 2 jusqu'à 14ème : $(3,06 - 0,45) \times 30 \times (0,3)^2 = 7,047\text{kN}$

● Poids propre des poteaux de RDC et 1er étage : $(3,40 - 0,45) \times 30 \times (0,3)^2 = 7,965\text{kN}$

- Poids de l'acrotère = $2,355 \times 4,825 = 11,36 \text{ KN}$
- Poids de le mur extérieur = $2,85 \times 4,525 \times (3,06 - 0,45) = 33,65\text{kN}$

Tableau II.13 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive.

Niveau	Éléments	G (kN)	Gcumulé (kN)	Q (kN)	Qcumulé (kN)	Nu (kN)
Terrasse	Plancher terrasse →	86,35	108,71	23,88	23,88	182,59
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
14 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	227,90	17,91	41,79	370,36
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
13 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	347,09	17,91	57,91	555,45
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
12 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	466,28	17,91	72,24	737,85
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
11 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	585,47	17,91	84,78	917,57
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
10 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	704,66	17,91	95,53	1094,60
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
9 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	823,85	17,91	104,49	1268,94
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
8 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	943,04	17,91	111,65	1440,59
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
7 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	1062,23	17,91	117,03	1609,56
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
6 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	1181,42	17,91	120,61	1775,84
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				

	Poteau →	7,047				
5 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	1300,61	17,91	122,40	1939,43
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
4 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	1419,80	17,91	122,40	2100,34
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
3 ^{ème}	Plancher terrasse →	96,83	1538,99	17,91	120,61	2258,56
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
2 ^{ème}	Plancher terrasse →	63,17	1625,44	29,85	121,80	2377,06
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,965				
1 ^{er}	Plancher terrasse →	63,17	1711,89	59,70	130,46	2506,75
	Poutre Principale →	10,85				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,965				

Tableau II.14 : Choix des sections de poteau de rive

Niveau	Br (cm ²)	$\sqrt{a * b}$ (cm)	RPA (cm)	Choix (cm)
14 ^{ème}	97,06	11,85	30*30	30*30
13 ^{ème}	196,88	16,03	30*30	30*30
12 ^{ème}	295,27	19,18	30*30	30*30
11 ^{ème}	392,23	21,80	30*30	30*30
10 ^{ème}	487,77	24,08	30*30	30*30
9 ^{ème}	581,87	26,12	30*30	30*30
8 ^{ème}	674,55	27,97	30*30	35*35
7 ^{ème}	765,80	29,97	30*30	35*35
6 ^{ème}	855,62	31,25	30*30	35*35
5 ^{ème}	944,01	32,72	30*30	40*40
4 ^{ème}	1030,98	34,10	30*30	40*40
3 ^{ème}	1116,51	35,41	30*30	40*40
2 ^{ème}	1200,61	36,65	30*30	45*45

1^{er}	1263,61	37,54	30*30	45*45
RDC	1332,55	38,50	30*30	45*45

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par le C.B.A 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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : B_c : section de poteau.

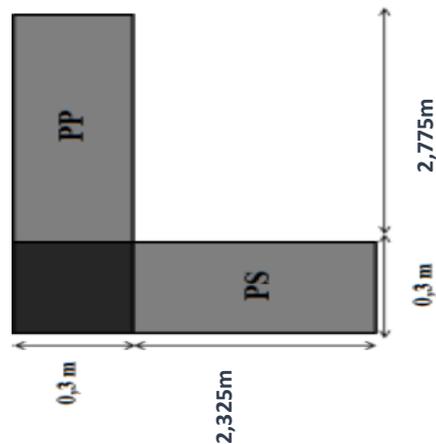
N_d : G + Q

Tableau II.15 : Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.

Etages	N_d (KN)	$a*b$ (cm²)	B_c (cm²)	ν	Observation
14^{ème} étage	132,59	30*30	900	0,004	Vérifiée
13^{ème} étage	269,70	30*30	900	0,009	Vérifiée
12^{ème} étage	405,01	30*30	900	0,015	Vérifiée
11^{ème} étage	538,53	30*30	900	0,019	Vérifiée
10^{ème} étage	670,26	30*30	900	0,024	Vérifiée
9^{ème} étage	800,20	30*30	900	0,029	Vérifiée
8^{ème} étage	928,34	35*35	1225	0,025	Vérifiée
7^{ème} étage	1054,26	35*35	1225	0,028	Vérifiée
6^{ème} étage	1179,26	35*35	1225	0,032	Vérifiée
5^{ème} étage	1302,03	40*40	1600	0,027	Vérifiée
4^{ème} étage	1423,02	40*40	1600	0,029	Vérifiée
3^{ème} étage	1542,21	40*40	1600	0,032	Vérifiée
2^{ème} étage	1659,60	45*45	2025	0,027	Vérifiée
1^{ème} étage	1747,25	45*45	2025	0,028	Vérifiée
RDC	1842,35	45*45	2025	0,030	Vérifiée

3) Poteau d'angle : B3

Figure II.10 : Section du poteau le plus sollicité d'angle.



La surface totale est : $S = 7,239 \text{ m}^2$

- Poids des poutres principale : $GP = 0,3 \cdot (0,45 - 0,20) \cdot 2,925 \cdot 30 = 6,58 \text{ kN}$
- Poids des poutres secondaire : $GS = 0,3 \cdot (0,40 - 0,20) \cdot 2,475 \cdot 30 = 4,45 \text{ kN}$
- Poids propre des poteaux de étage 2 jusqu'à 14ème : $(3,06 - 0,45) \times 30 \times (0,3)^2 = 7,047 \text{ kN}$
- Poids propre des poteaux de RDC et 1er étage : $(3,40 - 0,45) \times 30 \times (0,3)^2 = 7,965 \text{ kN}$
- Poids de l'acrotère = $2,355 \cdot 5,4 = 12,717 \text{ kN}$
- Poids du mur extérieur = $2,85 \cdot 5,1 \cdot (3,06 - 0,45) = 37,93 \text{ kN}$

Tableau II.15 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle.

Niveau	Éléments	G (kN)	Gcumulé (kN)	Q (kN)	Qcumulé (kN)	N _u (kN)
Terrasse	Plancher terrasse →	58,18				
	Poutre Principale →	6,581	76,263	14,47	14,47	124,67
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
14 ^{ème}	Plancher terrasse →	76,23				
	Poutre Principale →	6,58	170,57	10,85	25,33	268,28
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
13 ^{ème}	Plancher terrasse →	76,23				
	Poutre Principale →	6,58	264,89	10,85	35,11	410,27
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
12 ^{ème}	Plancher terrasse →	76,23				
	Poutre Principale →	6,58	359,21	10,85	43,79	550,63
	Poutre secondaire →	4,45				

	Poteau →	7,047				
11^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	453,52	10,85	51,39	689,36
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
10^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	547,84	10,85	57,91	826,46
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
9^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	642,15	10,85	63,34	961,93
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
8^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	736,47	10,85	67,68	1095,77
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
7^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	830,79	10,85	70,94	1227,98
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
6^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	925,10	10,85	73,11	1358,57
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
5^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	1019,42	10,85	74,20	15487,52
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
4^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	1113,73	10,85	74,20	1614,85
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
3^{ème}	Plancher terrasse →	76,23	1208,05	10,85	73,11	1740,54
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,047				
2^{ème}	Plancher terrasse →	38,29	1265,35	18,09	73,84	1818,98
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,965				
1^{er}	Plancher terrasse →	38,29	1322,64	36,19	79,09	1904,21
	Poutre Principale →	6,58				
	Poutre secondaire →	4,45				
	Poteau →	7,965				

Tableau II.16 : Choix des sections de poteau d'angle.

Niveau	Br (cm ²)	$\sqrt{a * b}$ (cm)	RPA (cm)	Choix (cm)
14 ^{ème}	66,27	10,14	30*30	30*30
13 ^{ème}	142,61	13,94	30*30	30*30
12 ^{ème}	218,09	16,78	30*30	30*30
11 ^{ème}	292,70	19,10	30*30	30*30
10 ^{ème}	366,45	21,14	30*30	30*30
9 ^{ème}	439,33	22,96	30*30	30*30
8 ^{ème}	511,35	22,96	30*30	30*30
7 ^{ème}	582,49	24,61	30*30	35*35
6 ^{ème}	652,78	26,13	30*30	35*35
5 ^{ème}	722,19	28,87	30*30	35*35
4 ^{ème}	790,74	30,12	30*30	35*35
3 ^{ème}	858,43	31,29	30*30	40*40
2 ^{ème}	925,25	32,41	30*30	40*40
1 ^{ér}	966,95	33,09	30*30	40*40
RDC	1012,25	33,81	30*30	40*40

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par le C.B.A 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 :

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

Avec : B_c : section de poteau.

N_d : G + Q

Tableau II.17 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.

Etages	N _a (KN)	a*b (cm ²)	B _c (cm ²)	ν	Observation
14 ^{ème} étage	90,74	30*30	900	0,003	Vérifiée
13 ^{ème} étage	195,91	30*30	900	0,007	Vérifiée
12 ^{ème} étage	300,00	30*30	900	0,011	Vérifiée
11 ^{ème} étage	403,00	30*30	900	0,014	Vérifiée
10 ^{ème} étage	504,92	30*30	900	0,018	Vérifiée
9 ^{ème} étage	605,92	30*30	900	0,022	Vérifiée
8 ^{ème} étage	705,50	30*30	900	0,026	Vérifiée
7 ^{ème} étage	804,16	35*35	1225	0,021	Vérifiée
6 ^{ème} étage	901,73	35*35	1225	0,024	Vérifiée
5 ^{ème} étage	998,24	35*35	1225	0,027	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1093,62	35*35	1225	0,029	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1187,94	40*40	1600	0,024	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1281,17	40*40	1600	0,026	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1339,19	40*40	1600	0,027	Vérifiée
RDC	1401,73	40*40	1600	0,029	Vérifiée

Choix final de la section des poteaux :

Après avoir calculer le prédimensionnement des éléments structuraux et faire toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les dimensions présentées sur le tableau suivant

Tableau II.18 : Récapitulatif de la section des poteaux.

Etages	Choix final du poteau de rive cm ²	Choix final du poteau central cm ²	Choix final du poteau d'angle cm ²
14 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
13 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
12 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
11 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
10 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
9 ^{ème} étage	30*30	30*30	30*30
8 ^{ème} étage	35*35	35*35	30*30
7 ^{ème} étage	35*35	35*35	35*35
6 ^{ème} étage	35*35	35*35	35*35
5 ^{ème} étage	40*40	40*40	35*35
4 ^{ème} étage	40*40	40*40	35*35
3 ^{ème} étage	40*40	40*40	40*40
2 ^{ème} étage	45*45	45*45	40*40
1 ^{er} étage	45*45	45*45	40*40
RDC	45*45	45*45	40*40

➤ **Acrotère :**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie de plancher terrasse, il est conçu pour la protection de l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due { l'effort sismique et une surcharge latérale(Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande 1 m.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Il est sollicité à la flexion composée.

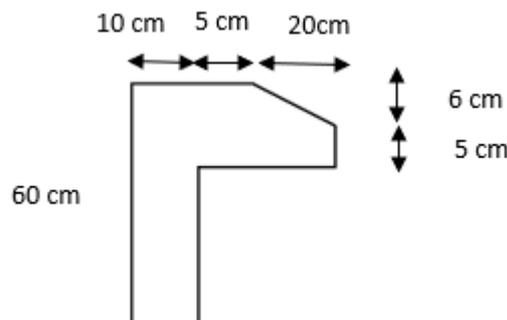


Figure II.11 : Schéma de l'acrotère.

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

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

S : La surface totale.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,05 \times 0,11) + (0,20 \times 0,05) + (0,05 \times \frac{0,12}{2}) = 0,0785 \text{ m}^2.$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G = 25 \times 0,0785 = 1,962 \text{ KN/m}$

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en BA, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales. L'épaisseur minimale est de 15cm et il est en fonction de la hauteur libre d'étage selon les conditions de RPA art 7.7.1

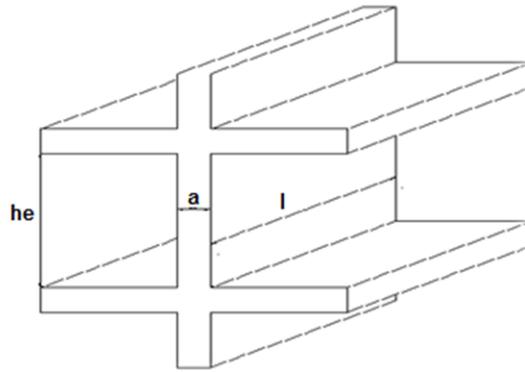


Figure II.12 : Schéma du voile.

Dans notre cas $a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\}$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile.

Pour les étages 2 jusqu'à 14ème : $h_e = (3,06 - 0,45) = 2,61$ m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 13,05 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Pour les étages RDC et 1^{er} : $h_e = (3,4 - 0,45) = 2,95$ m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 14,75 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

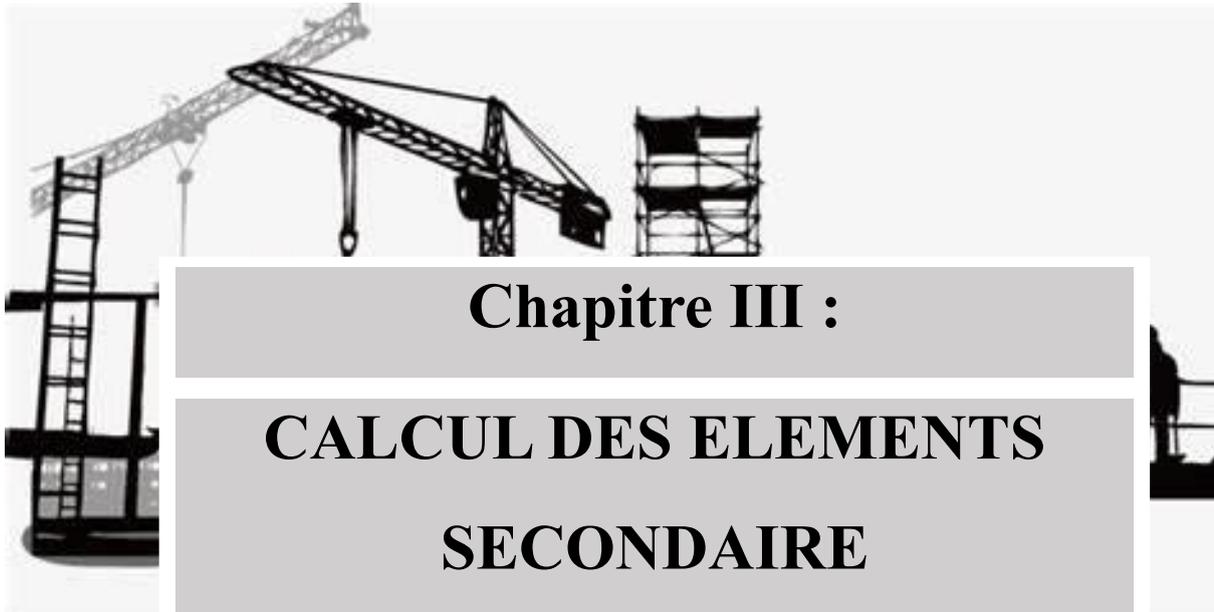
Pour les deux étages de sous sols : $h_e = (2,8 - 0,45) = 2,35$ m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 11,75 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Conclusion : On adopte pour épaisseur de : $a = 20$ cm

II.6. Conclusion :

Les différentes règles nous ont permis de pré dimensionner tous les éléments structuraux de notre ouvrage. Mais les résultats trouvés ne sont pas définitifs car ils peuvent être modifiés après l'étude dynamique. Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.



III.1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

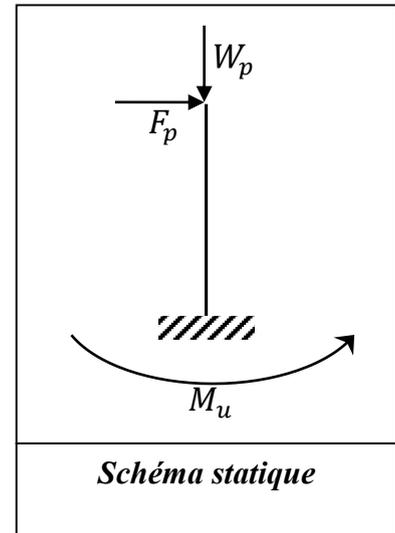
III.1.1 Evaluation des charges :

- Charges permanentes : Le poids total de l'acrotère $G=2,355$ kN/m
- Charge d'exploitation : $Q=1,0$ kN/m
- L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p) : D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul F_p sont calculées suivant la formule : $F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$]). ^[4]

C_p : Facteur de la force horizontale [$C_p = 0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère [$W_p = 1.962$ kN].



$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1.962 = 0,963 \text{ kN}$$

$$Q = \max \{1,5Q ; F_p\}$$

$$1,5Q = 1,50 \text{ kN} \Rightarrow Q \cdot h = 1,884 \text{ kN}$$

Tableau III.1 : Les efforts et le moment de l'acrotère à L'ELU et L'ELS.

<i>E.L.U</i>		
Effort normal de compression	$N_u = 1,35W_p$	2,648 kN
Effort tranchant	$V_u = 1,5Q$	2,826 kN
Moment fléchissant	$M_u = 1,5hQ$	1,695 kN.m
<i>E.L.S</i>		
Effort normal de compression	$N_s = W_p$	1,962 kN
Effort tranchant	$V_s = Q$	1,884 kN
Moment fléchissant	$M_s = hQ$	1,13 kN.m

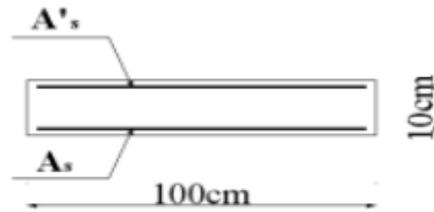


Figure III.1 : Section de calcul de l'acrotère.

III.1.2 Ferrailage de l'acrotère :

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

A. Calcul de l'excentricité

- L'excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = M_u/N_u = 0,53\text{m}$
- L'excentricité additionnelle : $e_a = \text{Max}(2\text{cm}; l/250) = 2\text{cm}$
- L'excentricité de 2^{ème} ordre : $e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\emptyset)$

$$l_f = 2l = 1,2\text{m} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s} \right) = 0$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.00144\text{m}$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,551\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,551\text{m} \\ \frac{h_o}{2} - C' = \frac{12}{2} - 2 = 0.04\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimée}$$

B. Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,822 \text{ kN.m}$$

C. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,822 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 17} = 0,016 < \mu_R$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,02$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,936 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0,528 \text{ cm}^2$$

D. Vérification de la section d'acier : Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

$$A_{min} = 0,23bd * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,883\text{cm}^2$$

$A_{min} = 0,883\text{cm}^2 > A_s = 0,528 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on

prend :

$$A = A_{min} = 0,883\text{cm}^2$$

Soit $A_{adopté} = 2,51\text{cm}^2$ avec 5T8

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

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \min\{2h, 25\text{ cm}\} = \min\{24, 25\} \rightarrow \text{On prend un espacement } S_t = 20\text{ cm}$$

E. Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{2,51}{4} = 0,63\text{ cm}^2$$

On a choisi 5T8 avec un espacement S= 20 cm.

F. Vérification à L'ELS :

Tableau III.2 : Vérification de l'ELS.

a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :		
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ'_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
0,68MPa	18Mpa	7,34MPa	1,29MPa	250MPa
OK		OK		

G. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement de l'acrotère.

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0,035\text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min}(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{ MPa})$	3 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{ MPa})$	$0,035 < 3$ vérifiée

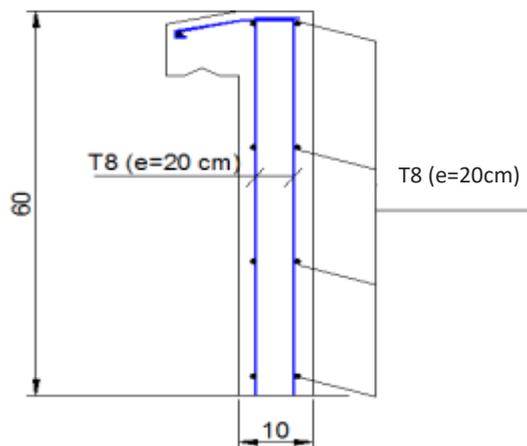


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Les escaliers :

III.2.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale. Ils sont calculés en flexion simple.

III.2.2 Hypothèses de calcul :

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

III.2.3 Eléments d'un escalier :

- L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- La contremarche : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- Le palier : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.

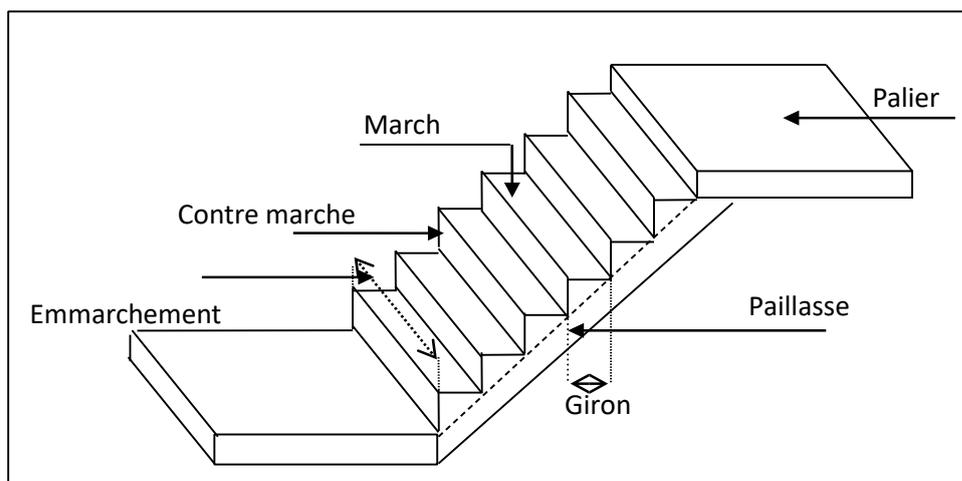


Figure III.3 : Eléments d'un escalier.

III.2.4 Dimensionnement d'escalier :

On à 3 types d'escalier dans notre structure. On prend les escalier d'RDC pour notre étude :

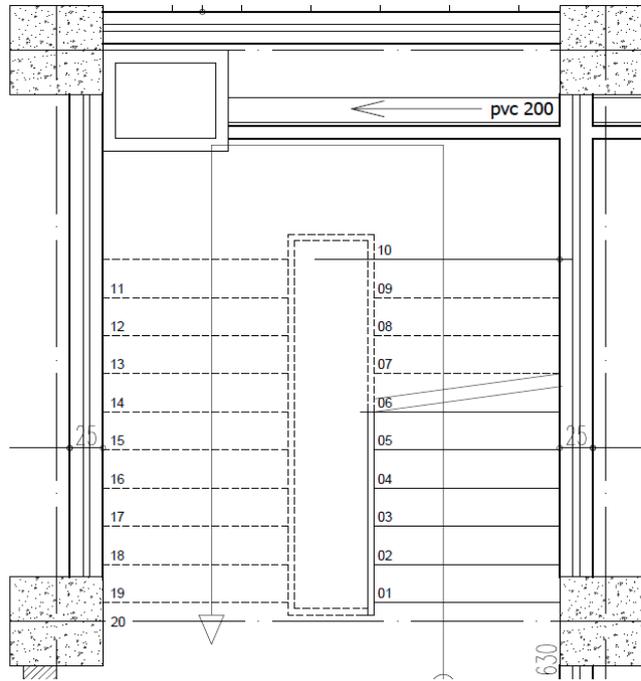


Figure III.4 : Schéma d'un escalier d'RDC (2 volées)

a) La marche et contre marche :

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

- $2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$
- $n \times h = H \dots\dots\dots(2)$
- $(n-1) g = L \dots\dots\dots(3)$

De 1, 2 et 3 on trouve :

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

Avec:

- n : Le nombre des contre marches.
- (n-1) : Le nombre des marches.
- H : Hauteur de l'escalier (170cm).
- L : Longueur total (285cm).
- g : largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.

On trouve :

$$64n^2 - 689n + 340 = 0$$

$$\Rightarrow n_1 = 10.24 \quad n_2 = 0.52$$

On prend :

- $n = 10$
- $g = 31.6 \text{ cm}$
- $h = 17 \text{ cm}$

$$54 \leq 2h + g = 65.6 \leq 66 \quad \text{bon}$$

b) L'emmarchement :

En fonction de la destination de l'escalier et du nombre d'utilisateurs, on a :

- 120 à 200 cm pour bâtiment publics (175cm.....vérifier)

c) Angle de pente courants :

L'angle de la pente des escaliers se répartit ainsi :

- Escalier courant (de 24° à 45°)

α : Angle de pente.

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{L} = 30.81^\circ$$

d) Epaisseur de la paille :

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

$$l = 1.65 + \frac{2.85}{\cos \alpha} = 4.96 \text{ m}$$

$$16.5 \leq e \leq 24.8 \quad \text{on prend } e = 20 \text{ cm}$$

Avec :

- e : épaisseur de la paille
- l : longueur total

III.2.5 Evaluation des charges :

- a) Au niveau des paliers :
- Charge permanente :

Tableau III.4 : Charge permanente au niveau des paliers d'escalier.

	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	3 cm	$0.03 \times 18 = 0.54 \text{ KN/m}^2$
Dalle leine	20 cm	$0.2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$
Enduit du ciment	2 cm	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
	ΣG	6.7 KN/m²

- Charge d'exploitation : est donnée par : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- b) Au niveau de la paillasse :
- Charge permanente :

Tableau III.5 : Charge permanente au niveau du paillage d'escalier.

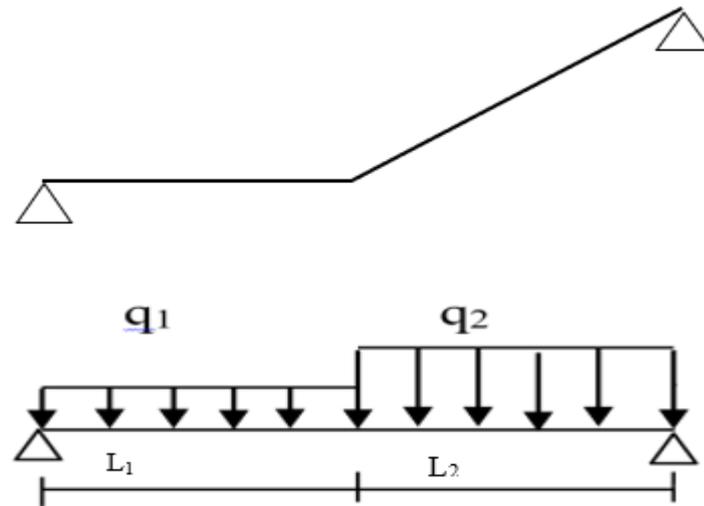
	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$20/\cos 30.81 = 23.3 \text{ cm}$	$25 \times 0.233 = 5.83 \text{ KN/m}^2$
Carrelage (marche)	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (marche)	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Carrelage (contre marche)	2 cm	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (C. marche)	3 cm	$0.03 \times 20 = 0.6 \text{ KN/m}^2$
P.P de la marche	$17/2 = 8.5 \text{ cm}$	$0.085 \times 25 = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Garde core	-	1 KN/m ²
Enduit de ciment	2 cm	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
	ΣG	11.115 KN/m²

- Charge d'exploitation : est donnée par : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- c) Calcul des sollicitations (2^{ème} volée) :

Avec :

- $L_1 = 1.65 \text{ m}$
- $L_2 = 3.31 \text{ m}$

Figure III.5 : Schéma statique du 2^{ème} volée

• **A'ELU :**

- Palier : $q_{u1} = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 = 1.35 \times 6.7 + 1.5 \times 2.5 = 12.8 \text{ KN/ml}$
- Paillasse : $q_{u2} = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 = 1.35 \times 11.115 + 1.5 \times 2.5 = 18.75 \text{ KN/ml}$

❖ **Réaction d'appuis :**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 12.8(1.65)(4.135) + 18.75(3.31)(1.655) = R_A \cdot 4.96$$

$$R_A = 38.31 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 12.8(1.65)(0.82) + 18.75(3.31)(3.305) = R_B \cdot 4.96$$

$$R_B = 44.84 \text{ KN}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$$-0 \leq x \leq 1.3$$

$$M(x) = 38.31x - 6.4x^2$$

$$T(x) = 38.31 - 12.8x$$

$$M(0) = 0 \quad M(1.65) = 45.78$$

$$T(0) = 38.31 \quad T(1.65) = 17.19$$

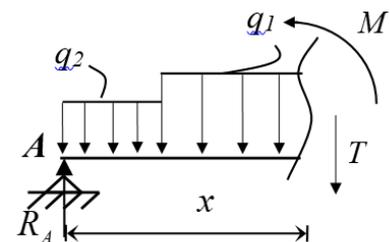
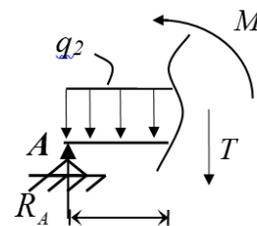
$$-0 \leq x \leq 3.31$$

$$M(x) = -9.37x^2 + 17.19x + 45.79$$

$$T(x) = 17.19 - 18.75x$$

$$M(0) = 45.79 \quad M(3.31) = 0 \quad T(0) = 17.19 \quad T(3.31) = -44.87$$

$$\text{Avec } T(0.917) = 0 \quad M(0.917) = 53.67 \text{ KN.m}$$



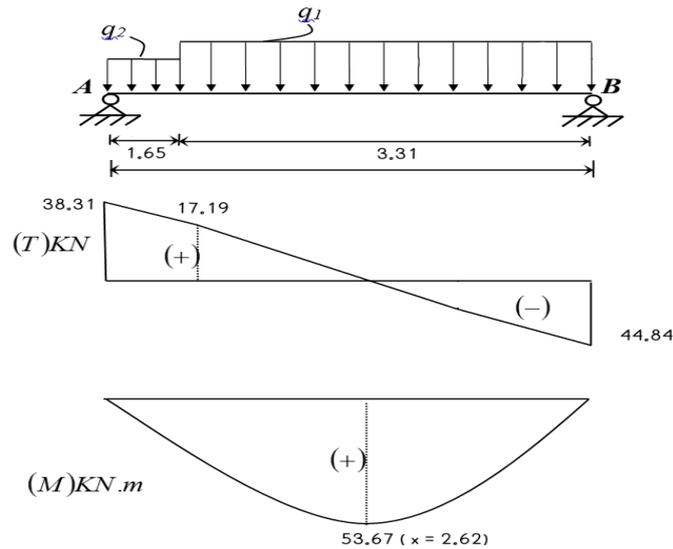


Figure III.6 : Diagramme des sollicitations à l'ELU

• **AP'ELS :**

- Palier : $q_{u1} = (G + Q) \times 1 = 6.7 + 2.5 = 9.2 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $q_{u2} = (G + Q) \times 1 = 11.115 + 2.5 = 13.62 \text{ KN/m}^2$

❖ **Réaction d'appuis :**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow 9.2(1.65)(4.135) + 13.62(3.31)(1.655) = R_A \cdot 4.96$$

$$R_A = 27.69 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 9.2(1.65)(0.82) + 13.62(3.31)(3.305) = R_B \cdot 4.96$$

$$R_B = 32.54 \text{ KN}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$$-0 \leq x \leq 1.65$$

$$M(x) = 27.69x - 4.6x^2$$

$$T(x) = 27.69 - 9.2x$$

$$M(0) = 0 \quad M(1.65) = 33.17 \quad T(0) = 27.69 \quad T(1.65) = 12.51$$

$$-0 \leq x \leq 3.31$$

$$M(x) = 32.54x - 6.81x^2$$

$$T(x) = 32.54 - 13.62x$$

$$M(0) = 0 \quad M(3.31) = 33.1 \quad T(0) = 32.54 \quad T(3.31) = -12.54$$

$$\text{Avec } T(2.39) = 0 \quad M(2.39) = 38.87 \text{ KN.m}$$

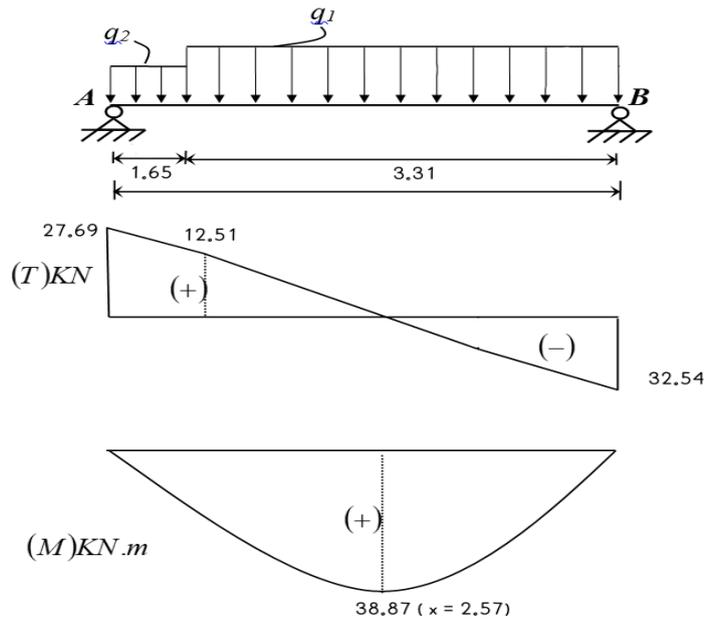


Figure III.7 : Diagramme des sollicitations à l'ELS

III.2.6 Calcul de ferrillage :

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 434.78 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1.15 ; F_e = 500 \text{ Mpa} ; e = 20 \text{ cm} ; Mu(2.62) = 53.67 \text{ KN}$$

ELU :

- En appuis : $M_a = 0,5 \times Mu = 0,5 \times 53.67 = 26.83 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times Mu = 0,85 \times 53.67 = 45.62 \text{ KN.m}$

Tableau III.6 : Calcul des armatures longitudinales.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm^2)	Choix	A_{adps}/ml (cm^2)
Appui	26.83	0.048	Oui	0	0,06	175.68	3.51	5T12	5.65
Travée	45.62	0,08	Oui	0	0,1	172.8	6.07	5T14	7.7

Espacement :

- **En travée :** $e \leq \frac{100}{4} = 25$ On prend : e=25 cm.
- **Sur appuis :** $e \leq \frac{100}{4} = 25$ On prend : e=25 cm.

Armature de répartition :

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{4} = 1.52 \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} = 3.03$$

Le choix est de 4T8=2.01m² avec e =25 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} = 0.87 \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} = 1.76$

Le choix est de 2T8 =1.01 cm² avec e=25cm

A. Vérification de la Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.4cm^2$$

➤ **En travée :** $A_s = 7.7cm^2 > A_s^{min} = 1.2cm^2$ vérifie

➤ **Sur appui :** $A_s = 5.65cm^2 > A_s^{min} = 1.2cm^2$ vérifie

B. Vérification de l'Effort tranchant : On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

L'effort tranchant : $T_u = 46 KN$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 Mpa\right) = 4Mpa$$

$$\tau_u = \frac{44.84 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.25Mpa \leq 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

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

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 44.84 \times 10^3 - \frac{53.67 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -286KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

D. Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{46 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.25Mpa < 0.05f_{c28} = 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7 Vérification à l'ELS :

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 :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15$

- En appuis : $M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 38.87 = 19.44 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 38.87 = 33.04 \text{ KN.m}$

Tableau III.7 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	σ_{bc}	Vérification
Appui	19.44	5.65	4.74	18451.27	4.99	18	Vérifiée
Travée	33.04	7.7	5.4	23585.58	7.56	18	Vérifiée

Avec :

- $b y^2 + 30 (A_s + A_s') y - 30 (A_s d + A_s' d') = 0 \quad A_s' = 0$
- $I = 1/3 b y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y - d')^2]$

- **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- $$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M}$$
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{496} = 0.04 < \frac{1}{20} \frac{M_t}{M} = 0.042 \dots \dots \dots \text{pas vérifiée}$
- $$\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe}$$
- $\frac{A_{st}}{b.d} = 0.0011 < \frac{4.2}{fe} = 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$
- $\frac{h}{L} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{pas vérifiée}$

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

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 8.66 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 15.51 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 9.96$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15 A_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 74058 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 27431 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = 238.38$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 45582 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 5.58$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 2.23$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.0043$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 0.353$$

Tableau III.8 : Vérification de compression du béton.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
45.08	7.7	0,0043	238	5.58	2.23	0,353	74058	27431	45582

Donc : Δf_t = f_v - f_i = 6.85 < 9.96 mm.....vérifié

Schéma de ferrailage

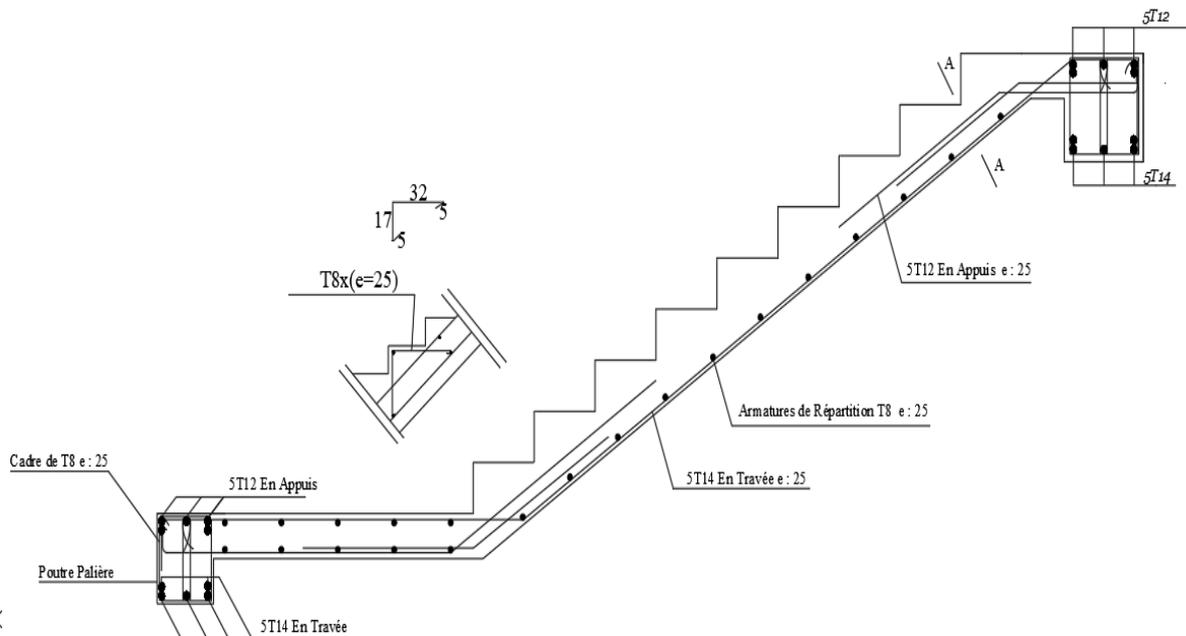


Figure III.8 : ferrailage d'escalier

III.3. Dalle Pleine :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

III.3.1 Evaluation des charges :

Les charges (KN /m ²)		Q (KN/m ²)	
		Combinaison	
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
6.86	2.5	13.01	9.36

Tableau III.9 : Calcul des sollicitations de dalle pleine.

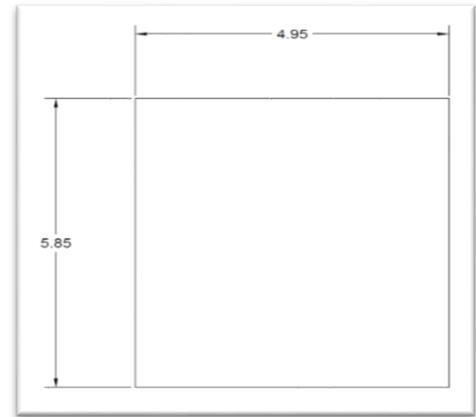


Figure III.9: Dimensions d'une dalle.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.95}{5.85} = 0.85$$

$$\mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0,6864$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 16.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11.07 \text{ KNm}$$

III.3.2. Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=18cm ; d=16.2cm ; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$;
 $\bar{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$

ELU :

- En appuis : $M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 16.13 = 8.07 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{t_x} = 0,85 \times M_{u_x} = 0,85 \times 16.13 = 13.71 \text{ KN.m}$

$$M_{t_y} = 0,85 \times M_{u_y} = 0,85 \times 11.07 = 9.41 \text{ KN.m}$$

Tableau III.10: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (kNm)	M	As' (cm ²)	α	Z(cm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	13.71	0,03	0	0,038	15.95	2	5T8	2.51	24
	y-y	9.41	0,021	0	0,027	16.03	1.25	4T8	2.01	32
Appuis	x-x	8.07	0,018	0	0,022	16.06	1.16	4T8	2,01	32
	y-y									

a) Espacement :**- Travée :**

$$\text{Sens } x - x : \text{esp} = \frac{100 - 0.8 \times 5}{4} = 24 < \min(3h, 33\text{cm}) \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\text{Sens } y - y : \text{esp} = \frac{100 - 0.8 \times 4}{3} = 32.26 < \min(3h, 33\text{cm}) \dots \dots \text{vérifie}$$

Appuis :

$$\text{Sens } x - x : \text{esp} = \frac{100 - 0.8 \times 4}{3} = 32.26 < \min(3h, 33\text{cm}) \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\text{Sens } y - y : \text{esp} = \frac{100 - 0.8 \times 4}{3} = 32.26 < \min(3h, 33\text{cm}) \dots \dots \text{vérifie}$$

Condition de non fragilité :

$$A_x \geq \alpha_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} b \times h = 1.55\text{cm}^2$$

$$A_y \geq \alpha_0 \times b \times h = 1.44$$

Dalle rectangulaire $\alpha \leq 1$

$\alpha_0 = 8 \times 10^{-4} \dots \dots$ (pour les barres a haute adhéence).

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.95}{5.85} = 0.85$$

Tableau III.11: Vérification de CNF.

	Travée	Appui	Vérifie
x-x	$A_x = 2.51 \geq A_s^{min}$	$A_x = 2.01 \geq A_s^{min}$	Oui
y-y	$A_y = 2.01 \geq A_s^{min}$	$A_y = 2.01 \geq A_s^{min}$	Oui

b) Calcul des armatures transversales

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = \frac{13.01 \times 4.95 \times 5.85}{2 \times 4.95 + 5.85} = 23.92\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{13.01 \times 4.95}{3} = 21.46\text{kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 23.92\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{23.92 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.147\text{MPa} \leq 0.05f_{c28} = 1.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

III.3.3 Vérification à l'ELS :**Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.95}{5.85} = 0.85$$

$$\mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0,6864$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 11.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.97 \text{ KNm}$$

ELS :

- En appuis : $M_a = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 11.6 = 5.8 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{t_x} = 0,85 \times M_{s_x} = 0,85 \times 11.6 = 9.86 \text{ KN.m}$
 $M_{t_y} = 0,85 \times M_{s_y} = 0,85 \times 7.97 = 6.77 \text{ KN.m}$

a) Vérification des contraintes :**1. Vérification des contraintes des armatures**

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18$

Tableau III.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	9.86	2.51	3.13	7428	4.15	18	Vérifié
	y-y	6.77	2,01	2.83	7145	2.68	18	
Appuis	x-x	5.8	2,01	2.83	7145	2.3	18	Vérifié
	y-y						18	

Avec :

- $b y^2 + 30 (A_s + A_s') y - 30 (A_s d + A_s' d') = 0 \quad A_s' = 0$
- $I = 1/3 b y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d)^2]$

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps : **Sens x-x :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M}$
- $\frac{h}{l_x} = \frac{18}{495} = 0.036 < \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0.042 \dots \dots \dots \text{pas vérifiée}$

$$\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe}$$

$$- \frac{A_{st}}{b.d} = 0.0015 < \frac{4.2}{fe} = 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$- \frac{h}{l_x} = 0.036 < \frac{1}{27} = 0.037 \dots \dots \dots \text{pas vérifie}$$

Sens y-y :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M}$$

$$- \frac{h}{l_y} = \frac{18}{585} = 0.030 < \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0.042 \dots \dots \dots \text{pas vérifie}$$

$$\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe}$$

$$- \frac{A_{st}}{b.d} = 0.00124 < \frac{4.2}{fe} = 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$- \frac{h}{l_y} = 0.03 < \frac{1}{27} = 0.037 \dots \dots \dots \text{pas vérifie}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 1.67 \text{ mm} \qquad f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 4.74 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 9.95$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 48874 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 49780 \text{ cm}^4 \qquad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = 285$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 52095 \text{ cm}^4 \qquad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 16 \qquad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 6.4$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.0015$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 0.005$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Calcul de la flèche.

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Δ	σ_s	Δ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
10.67	2.51	0,0015	285	16	6.4	0,005	48874	49780	52095

Donc : $\Delta f_t = f_v - f_i = 3.07 < 9.96 \text{ mm} \dots\dots\dots$ vérifie

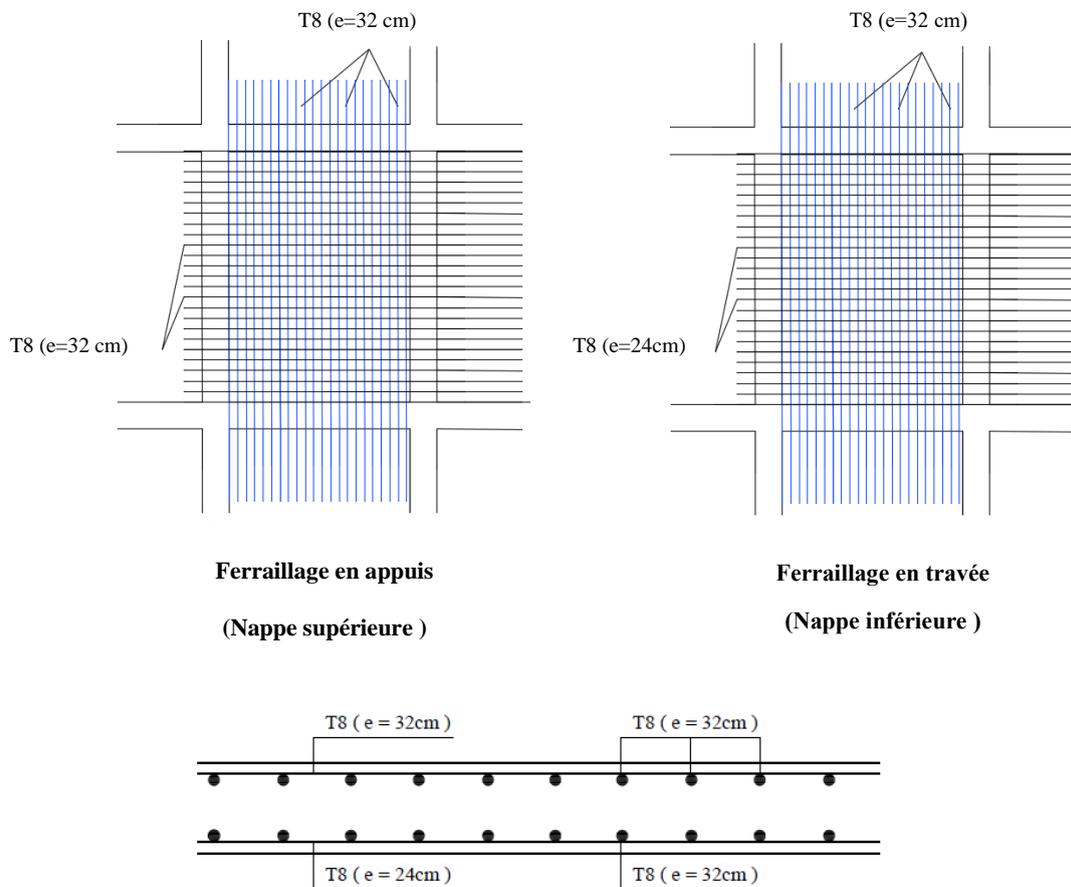


Figure III.10 : Ferraillage de la dalle pleine.

III.4 Plancher à corps creux :

III.4.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

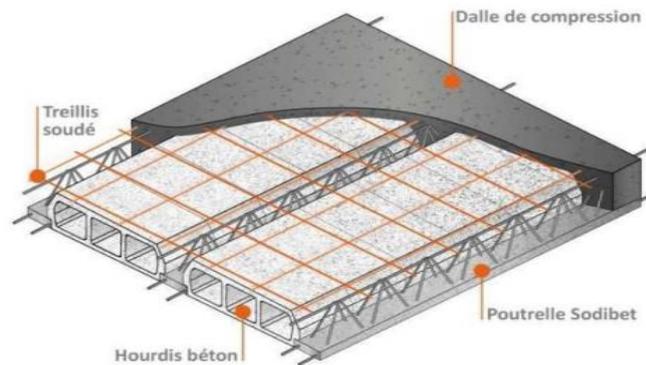


Figure III.11 : Plancher en corps creux

III.4.2. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (**BAEL 91/B.6.8,423**) qui sont : ^[1]

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} & \rightarrow A = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} & \rightarrow A = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [3]$$

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A. Les armatures parallèles aux poutrelles : ^[1]

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Tel que : L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 * 65}{235} = 1,1\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on obtient : $A_{\perp} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$

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

B. Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

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

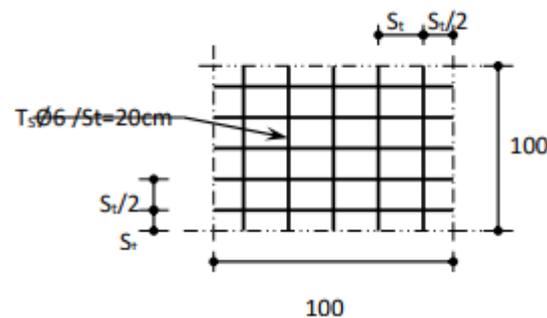


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.4.3. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

1. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure :

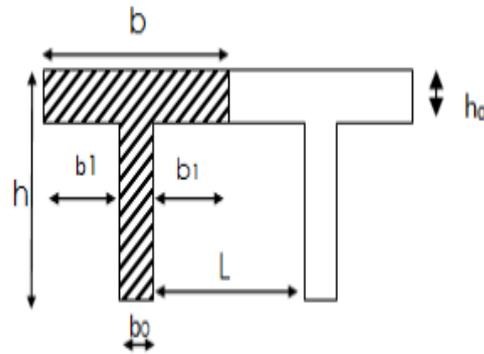


Figure.III.13 : Schéma de poutrelle.

$b = 65\text{cm}$: Distance entre axes de deux poutrelle.

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle.

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

b_1 : est le débord : $b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26,5\text{cm}$

Les deux dispositions de poutrelles à calculer :

1er cas :



2ème cas :



Figure.III.13 : Schéma statique des poutrelles

2. Calcul des moments :

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

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement **BAEL 91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » hypothèses suivantes sont remplies : ^[1]

1. La charge d'exploitation est dite modérée $Q \leq (5\text{kN/m}^2, 2G)$

- Etage courant $Q \leq (5kN/m^2, 2 * 5,29) \rightarrow$ Vérifié
- Terrasse $Q \leq (5kN/m^2, 2 * 6,28) \rightarrow$ Vérifié
- 2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées. \rightarrow vérifié
- 3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{Vérifié}$$
- 4. Fissuration considérée comme non préjudiciable.
 Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

La méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_o; (1 + 0,3 \alpha)M_o\} - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_o}{2} & \text{Dans une travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha)\frac{M_o}{2} & \text{Dans une travée de rive} \end{cases}$

Avec : M_o : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée.

(M_w, M_e) : Les valeurs absolues de chaque moment sur appui intermédiaire de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée qui doit être au moins égale à :

0,6 M_o Pour une poutre à 2 travées.

0,5 M_o Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

0,4 M_o Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

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

b. Méthode de CAQUOT :

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

La méthode :

- **Moment sur appuis :** $\begin{cases} M_a = 0,15 M_o & \text{Appui de rive} \\ M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} & \text{Appuis intermédiaires} \end{cases}$ Avec : $M_o = \frac{ql^2}{8}$
- **Moment en travée :** $M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec : M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée.

(M_w, M_e) : Les valeurs absolues de chaque moment sur appui intermédiaire de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

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

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

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

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

Avec : l : La portée de la travée libre.

• **Effort tranchant :**

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

Avec : T_w : effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : effort tranchant à droit de l'appui.

c. Méthode des éléments finis « ETABS/SAP » :

Par cette méthode, les moments et les efforts tranchants seront calculés a l'aide du ces logiciel.

Etapes de calcul des poutrelles :

1) Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'oeuvre.

- Poutrelle de travée $L = 4,95\text{m}$
- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $0,65 \times 0,2 \times 6 = 0,78 \text{ kN/ml}$
- Charge permanente : $G = 0,9 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Ferraillage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée)

- **Combinaisons des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,19 \text{ kN / ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 1,55 \text{ kN / ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_u = 6,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} \rightarrow M_{ser} = 4,74 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$; hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,7 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 17} \rightarrow \mu_u = \mathbf{0.0082} \gg \mu_r = \mathbf{0,372}$$

⇒ Donc, les armatures de compression sont nécessaires.

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges soumises avant coulage. Ils sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

2) Après le coulage de la table de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

3. Evaluation des charges aux poutrelles :

Plancher terrasse :

- **Charge permanente :** $G = 6,28 \times 0,65 = 4,082 \text{ kN/ml}$
- **Charge d'exploitation :** $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Plancher courant étage 2ème jusqu'à 14ème :

- **Charge permanente :** $G = 5,29 \times 0,65 = 3,43 \text{ kN/ml}$
- **Charge d'exploitation :** $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

Plancher étage 1er :

- **Charge permanente :** $G = 5,29 \times 0,65 = 3.43 \text{ kN/ml}$

- **Charge d'exploitation** : $Q = 2,5 \cdot 0,65 = 1.625 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges :

➤ Plancher terrasse :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,485 \text{ kN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4,732 \text{ kN / ml}$$

➤ Plancher courant étage 2ème jusqu'à 14ème :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,6 \text{ kN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4,08 \text{ kN / ml}$$

➤ Plancher étage 1ér :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,068 \text{ kN / ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 4,08 \text{ kN / ml}$$

Conclusion : Le plancher de l'étage courant étage 1ér est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes : Poutrelle à cinq travées :

1er cas :

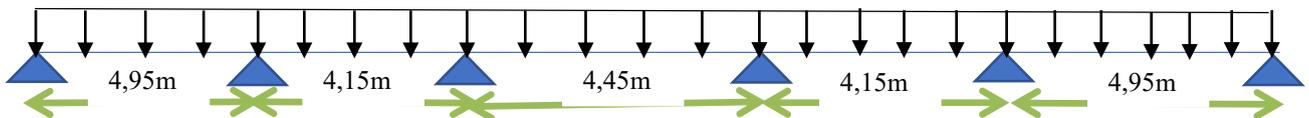


Figure.III.14 : Schéma statique de la Poutrelle à six travées.

Méthode : élément finis (SAAP2000)

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

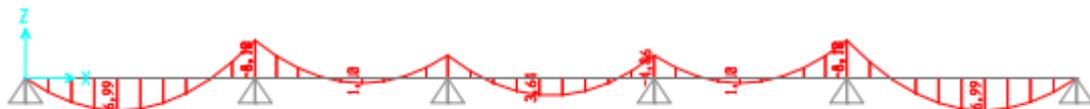


Figure.III.15 : Diagramme des moments fléchissant ELU

ELS :

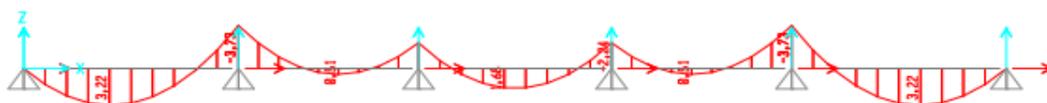


Figure.III.16 : Diagramme des moments fléchissant ELS

Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

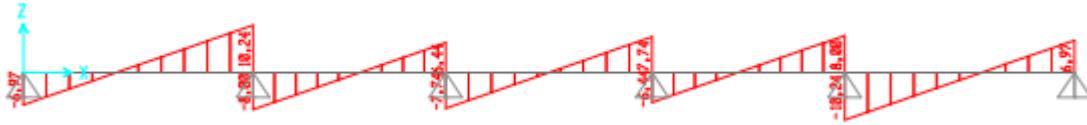


Figure.III.17 : Diagramme des efforts tranchants ELU

ELS :

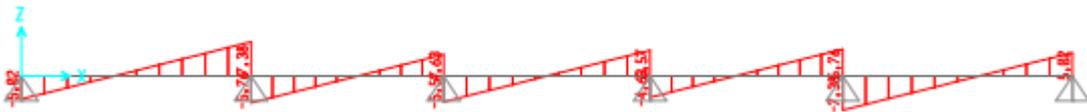


Figure.III.18 : Diagramme des efforts tranchants ELS

2^{ème} cas :

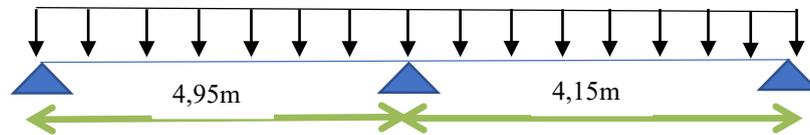


Figure.III.19 : Schéma statique de la Poutrelle à cinq travées.

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :



Figure.III.20 : Diagramme des moments fléchissant ELS

ELS :



Figure.III.21 : Diagramme des moments fléchissant ELS

Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :

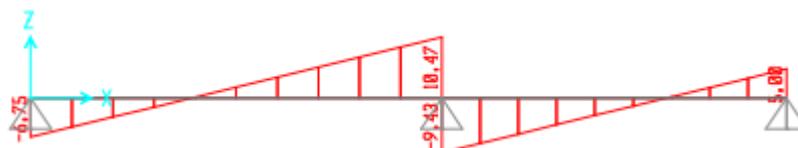


Figure.III.22 : Diagramme des efforts tranchants ELU

ELS :

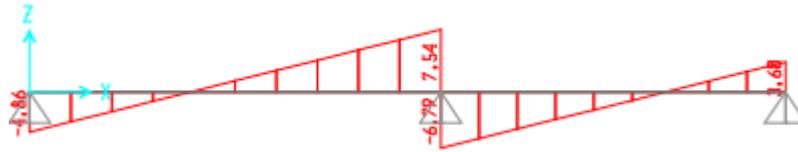


Figure.III.23 : Diagramme des moments fléchissant ELS

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{ELU : } M_{tu}^{max} = 6,54 \text{ kNm} ; M_{au}^{max} = 9,20 \text{ kNm} ; T_u^{max} = 10,24 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } M_{tu}^{max} = 4,71 \text{ kNm} ; M_{au}^{max} = 6,63 \text{ kNm} ; T_u^{max} = 7,38 \text{ kN}$$

- **Calcul du ferrailage de le 1ér cas :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable (le moment le plus grand en travée et sur appuis), et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{ELU : } M_{tu}^{max} = 6,99 \text{ kNm} ; M_{au}^{max} = 8,10 \text{ kNm} ; T_u^{max} = 10,24 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } M_{tser}^{max} = 3,22 \text{ kNm} ; M_{aser}^{max} = 3,73 \text{ kNm} ; T_{ser}^{max} = 7,38 \text{ kN}$$

- **Calcul du ferrailage :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont : $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $b_1 = 26,5\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 18\text{MPa}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_e = 500\text{MPa}$

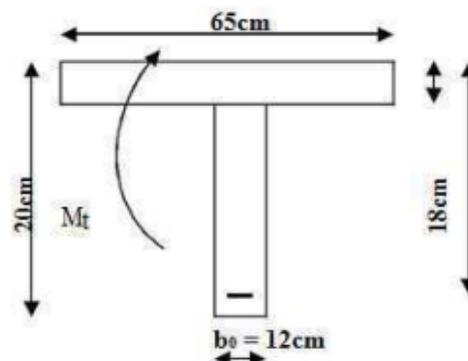


Figure.III.24 : Coupe schématique de la poutrelle

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 90kNm$$

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

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

D'après l'organigramme on aura :

Tableau.III.14 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
6,99	0,019	Oui	0	0,023	17,83	Oui	10‰	435	0,9

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

- Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 8,10 \text{ kNm} < M_{tab}$

Tableau.III.15 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
8,10	0,019	Oui	0	0,023	17,83	Oui	10‰	435	0,9

Condition de non fragilité :

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

Choix : 3T10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

- **Effort tranchant :**

La vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable : $T_u^{max} = 10,24 \text{ kN}$

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

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right] = 4MPa \Rightarrow$ Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d_u} = 0,47 < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Au voisinage des appuis :**

- **Appuis de rives :**

Vérification de la compression du béton :

On a : $T_u = 6,97 \text{ kN}$ d'appui de rive, alors que :

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

$$\sigma_b = \frac{6,97 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,35 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

○ **Appuis intermédiaires :**

Vérification de la compression du béton :

On a : $T_u = 7,74 \text{ kN}$ d'appui de rive, alors que :

$$\sigma_b = \frac{7,74}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{7,74 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,39 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

○ **Vérifications à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

Avec: $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appui) ; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $A_s' = 0$

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

$$I = 1/3 b y^3 + 15 [A_s (d-y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

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

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

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

Tableau III.16: Vérification de la contrainte de béton.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	3,22	2,36	3,66	5680,79	2,07	18	Vérifiée
Appui	3,73	2,36	3,59	5500,11	2,43	18	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

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

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

Avec : $h = 20\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $L = 4,95\text{m}$; $\sigma_{bc} = 18\text{MPa}$; $M_{tser} = 3,22\text{ kNm}$; $A_s = 2,36\text{ cm}^2$; $f_e = 500\text{ MPa}$; On trouve :

- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,0625 \Rightarrow$ non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,014 > 0,0084 \Rightarrow$ non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,041 > 0,014 \Rightarrow$ vérifiée

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L \geq 5\text{m}$$

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

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{495}{500} = 0,99\text{m}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre « y_1 » :

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

Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

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

Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

$$\text{Avec : } \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} : \text{ Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

Tableau III.17: Calcul de la flèche.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$y_1(\text{cm})$	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	$I_0 (\text{cm}^4)$	$I_{fi} (\text{cm}^4)$	$I_{fv} (\text{cm}^4)$
3,73	2,36	8,055	0,012	98,78	3,915	1,56	0,411	16453,75	6937,01	10025,68

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496 \text{MPa}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_s L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 0,3 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 0,77 \text{ mm}$$

Donc : $\Delta f_t = f_v - f_i = 1,07\text{mm} < 9.99\text{mm}$vérifie

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

Selon le « BAEL 99 modifié 99 » :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} & K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} & \text{Art A 5.1.2.3} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right\} & \text{Art A 5.1.2.2} \end{cases}$$

RPA 99 ver 2003 : A 7.5.2.2

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par **BAEL 91 modifiée 99** :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}\right) = 0,571\text{ cm}$$

$\phi_t = 6\text{mm}$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Donc :

Selon le « BAEL 99 modifié 99 » :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0075\text{cm} \\ S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0096\text{cm} \end{cases}$$

RPA 99 ver 2003 : A 7.5.2.2

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ S_t \leq 5\text{cm} \\ S_t \leq 10\text{cm} \end{cases}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ et on adapte $\phi_t = 6\text{mm}$ avec $A_{st} = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

Espacement d'un cadre :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

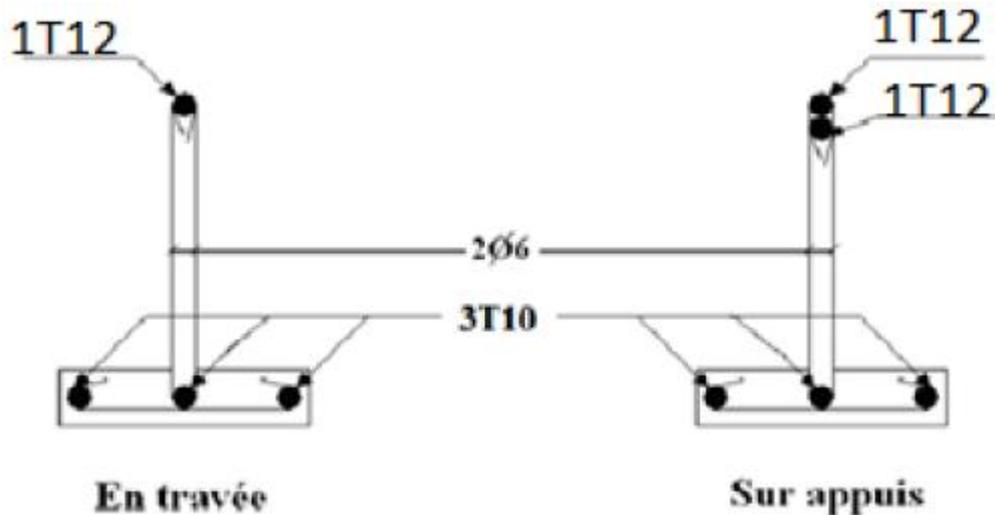
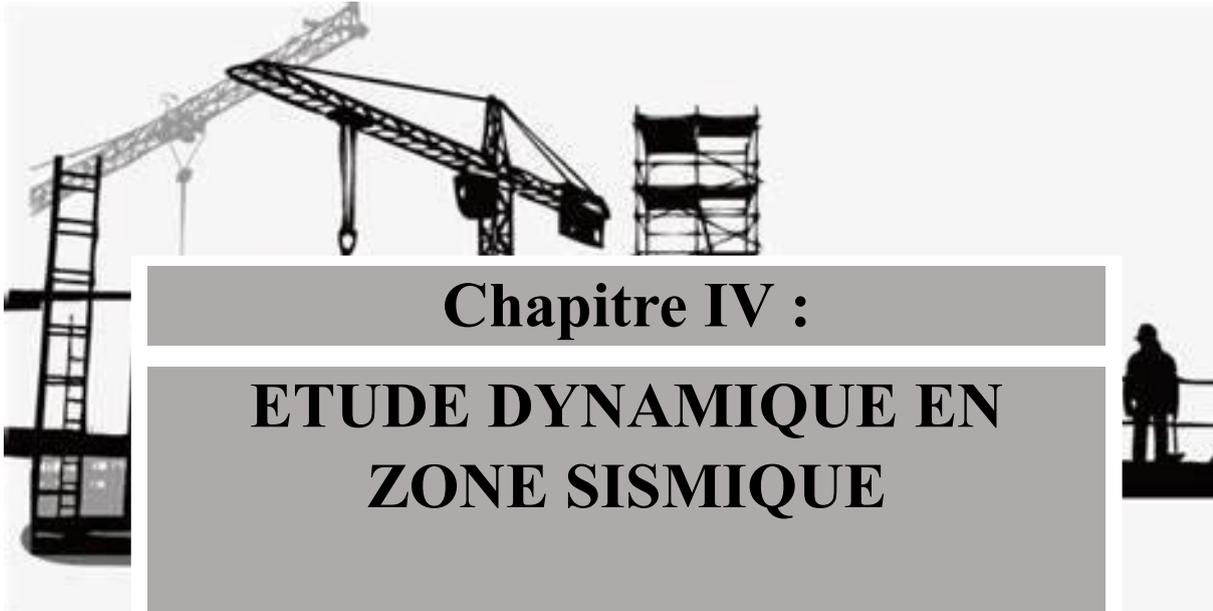


Figure. III.25: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

III.5. Conclusion :

Le ferrailage des éléments secondaires en génie civil est une étape fondamentale pour garantir des structures solides et durables. En combinant les propriétés du béton et de l'acier, le ferrailage permet de construire des ouvrages capables de résister aux charges et aux contraintes imposées par l'environnement, assurant ainsi la sécurité et la fiabilité des constructions.



Chapitre IV :

**ETUDE DYNAMIQUE EN
ZONE SISMIQUE**

IV.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V.09** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 ETUDE SISMIQUE :

IV.2.1 Modélisation de rigidité : ^[7]

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (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).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- 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 (6DDL bloqués).

IV.2.2 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 à usage **habitation**. (Mass source de logiciel ETABS).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25KN/m^3$.
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations. ^[4]

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m, donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale. ^[4]

IV.3 La méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse applicable à tous les cas d'après le *RPA99version2003 (article 4.1.3)*.

Principe : Par cette méthode, 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.1 Utilisation des spectres de réponse :

Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

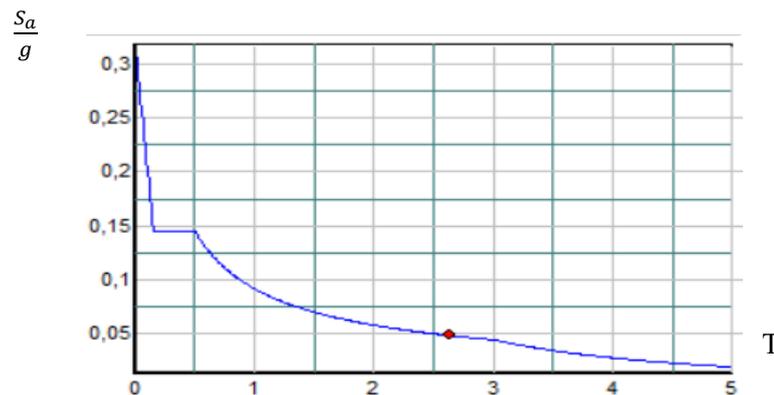


Figure IV.1 : Spectre de réponse

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

IV.3.2.2 Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le *RPA99 version 2003* est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0,8*V_{[4]}}{V_t}$

IV.3.2.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone (RPA99/version 2003).**

Groupe d'usage : **1B**

Zone sismique : **III**  **A = 0,3**

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 a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**. Catégorie S_3 \longrightarrow Site meuble : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$; $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \dots\dots\dots(4.3)$$

Avec : $\xi = 7\%$ \longrightarrow $\eta = 0,8819$

- **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 selon les **arts 4.2.3 (RPA99 version 2003)** sont :

$$T = \min(C_t \times h_n^{3/4} ; 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}) \quad C_t = 0,05$$

h_N :Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$C_t = 0,05 \quad ; \quad h_N = 49,38m \quad \rightarrow T = C_T \times h_n^{3/4} = 0,05 \times (49,38)^{3/4} = 0,93 \text{ S}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 26,75 \text{ m}$$

$$D_y = 29,40 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \frac{49,38}{\sqrt{26,75}} = 0,86 \text{ s}$$

$$T_y = 0,09 \frac{49,38}{\sqrt{29,4}} = 0,81 \text{ s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x)} : T_x = \min (0,93 ; 0,86) = 0,86 \text{ S} ; 1,3 * T_x = 1,118 \text{ S} \\ \text{Sens (y-y)} : T_y = \min (0,93 ; 0,81) = 0,81 \text{ sec} ; 1,3 * T_y = 1,053 \text{ S} \end{array} \right.$$

R : coefficient de comportement

Le coefficient de comportement dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) (RPA 99 version 2003)**.^[4]

Les voiles de contreventement prendre au moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour le cas de notre bâtiment d'un portique autostable sans remplissages en maçonnerie rigide, le système de contreventement choisi est un système portiques voiles avec interaction (**R=5**).

Q : facteur de qualité :

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

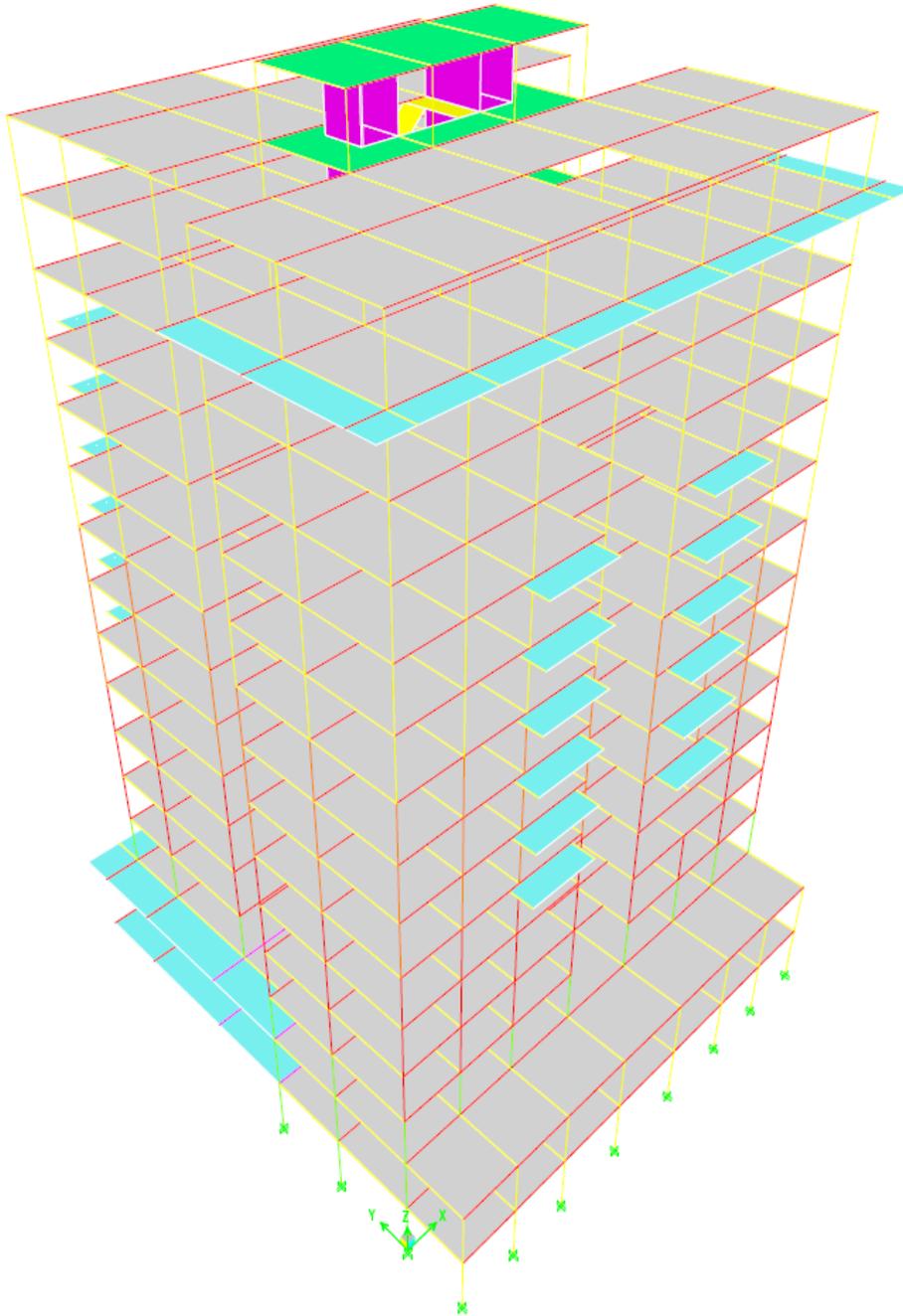
P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99 version 2003)**.^[4]

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X} : Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1,05.} \\ \text{Sens Y - Y} : Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1,05.} \end{array} \right.$$

IV.4. Résultats de l'analyse sismique :**a) Modèle initial :****Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial**

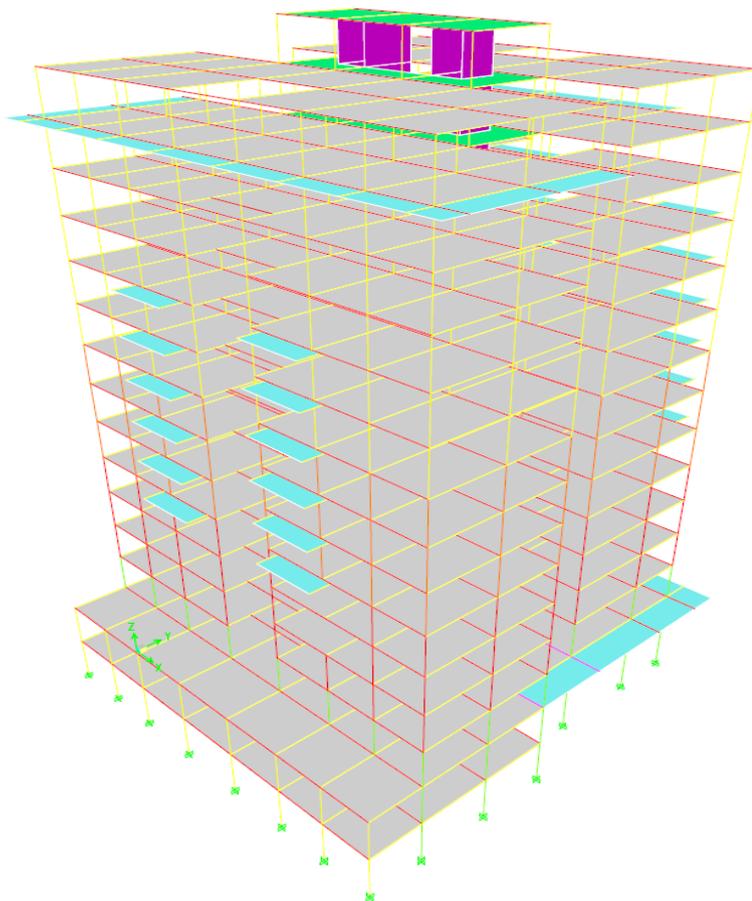


Figure IV.3 : Vue en 3D du modèle initial

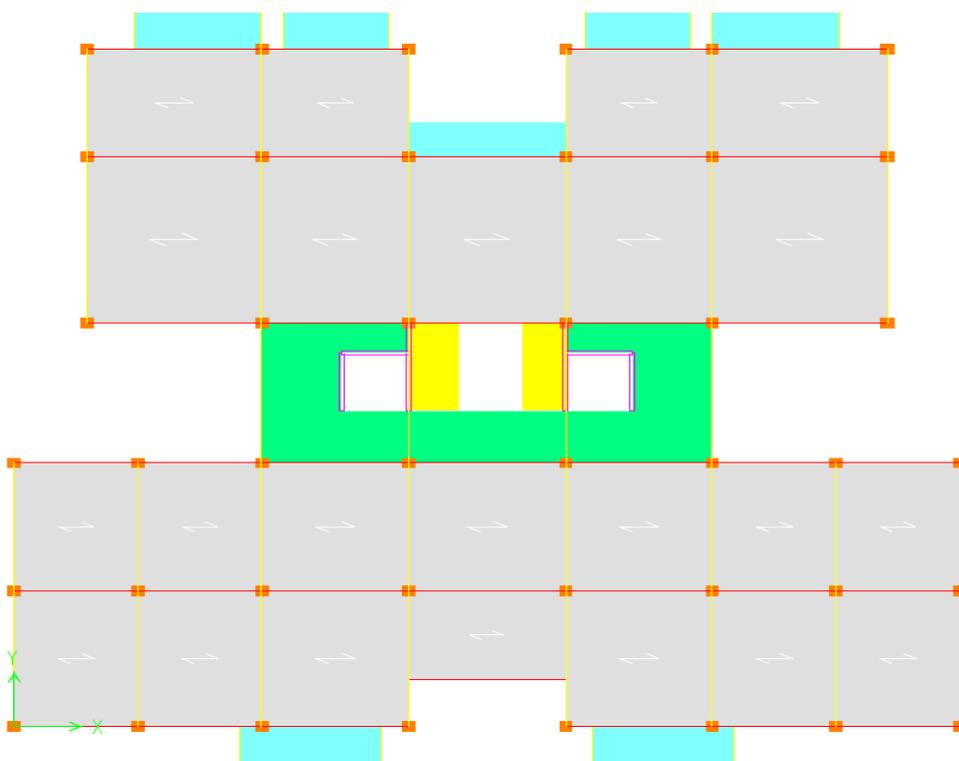


Figure IV.4 : Vue en plan du modèle initial.

- **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,978642	3,7625	3,5265	0	3,7625	3,5265
2	1,687854	67,3036	0,2061	0	71,0662	3,7326
3	0,693805	0,7297	0,6493	0	71,7959	4,3819
4	0,55611	12,6529	0,0289	0	84,4488	4,4108
5	0,393805	0,4682	0,1645	0	84,917	4,5754
6	0,293873	5,3168	0,0212	0	90,2338	4,5966
7	0,276434	0,6838	0,0087	0	90,9176	4,6052
8	0,208427	0,0079	53,6359	0	90,9255	58,2411
9	0,206333	0,0333	24,928	0	90,9588	83,1691
10	0,189476	3,4267	0,0234	0	94,3855	83,1925
11	0,163203	0,0295	0,2587	0	94,415	83,4512
12	0,134854	1,9358	0,0034	0	96,3509	83,4546

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,97$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **13^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une rotation.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant X-X.
- Le 3^{ème} mode est une rotation.

Dans le but d'avoir des translations pour les deux premiers modes, on va rajouter des voiles et augmenter la section des poteaux.

a) 2^{ème} model :

Tableau IV.3 : choix de section des poteaux

Poteaux (étage)	Section
RDC – 2 ^{ème}	60*60
3 ^{ème} – 5 ^{ème}	55*55
6 ^{ème} – 8 ^{ème}	50*50
9 ^{ème} – 14 ^{ème}	45*45

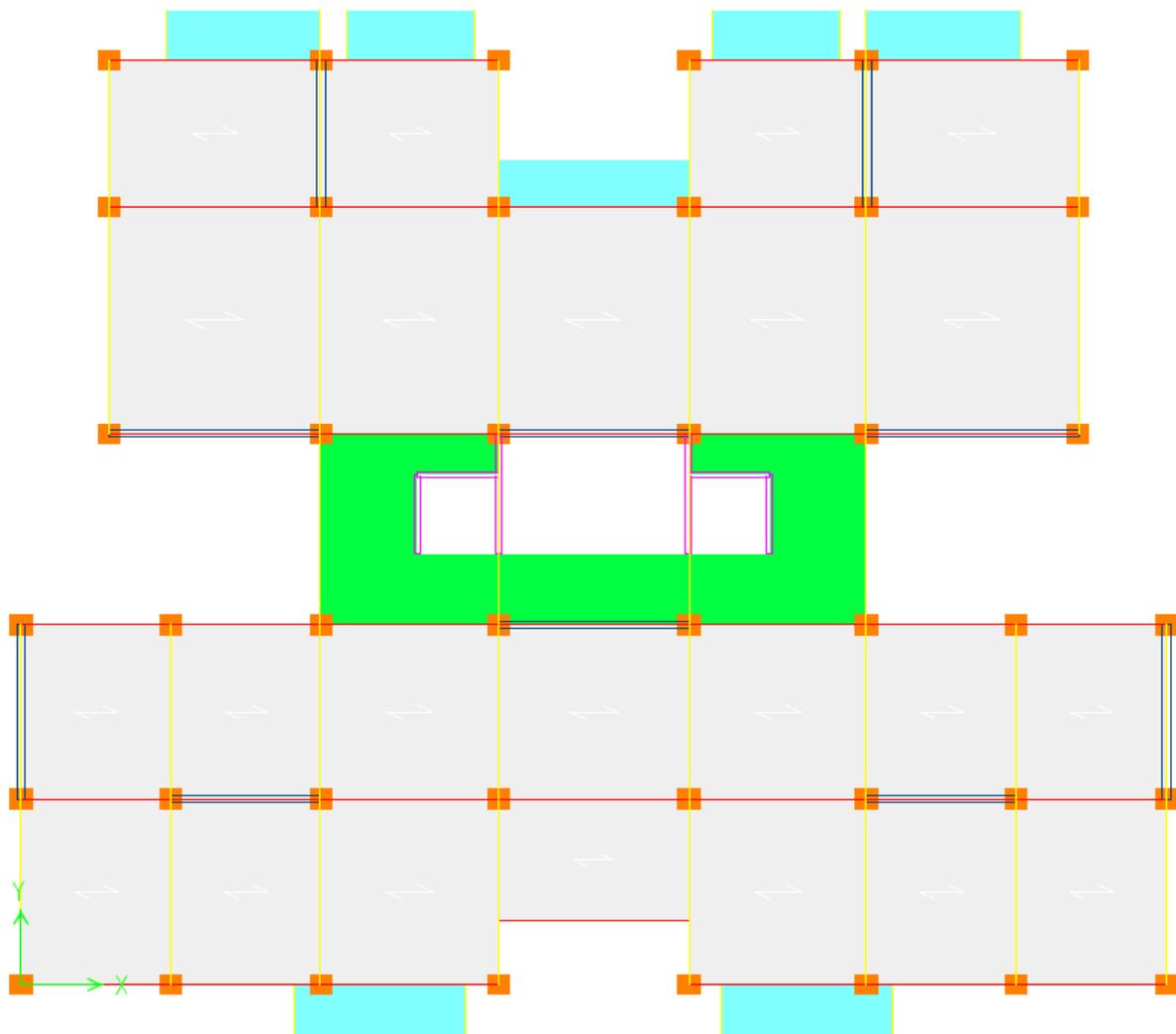


Figure IV.5 : Vue en plan du 2^{ème} modèle.

- **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle avec voiles.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,265944	0,0003	65,0486	0	0,0003	65,0486
2	1,176229	0,0766	0,4293	0	0,0769	65,4779
3	1,078416	64,6957	0	0	64,7725	65,4779
4	0,325519	0,0047	16,6322	0	64,7773	82,1101
5	0,31056	0,3747	0,3475	0	65,152	82,4576
6	0,257838	17,9557	0,0003	0	83,1077	82,4579
7	0,144449	0,0113	7,0924	0	83,119	89,5502
8	0,139943	0,2446	0,4062	0	83,3636	89,9564
9	0,114853	7,3325	0,0002	0	90,6961	89,9566
10	0,08559	0,0247	3,6277	0	90,7208	93,5843
11	0,084095	0,1659	0,6151	0	90,8867	94,1994
12	0,072564	2,662	0,0001	0	93,5487	94,1996

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.265$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est une rotation.
- Le 3^{ème} mode est une translation suivant X-X.

- **Vérification de l'effort tranchant a la base :**

R : coefficient de comportement

Le coefficient de comportement dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) (RPA 99 version 2003)**. ^[4]

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système constitué par des voiles porteurs en béton armé et de portiques (**R=3.5**).

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0.3 \times 1.29 \times 1.05}{3.5} \times 94662.15 = 10990.27 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0.3 \times 1.34 \times 1.05}{3.5} \times 94662.15 = 11416.25 \text{ KN}$$

- **Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultants d'**ETABS V09** on a : $W = 94662,15 \text{ KN}$

$$F_1 = V_x^t = 10146,89 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_y^t = 9486,40 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $V_x^t = 10146,89 > 0.8 \times V_x = 8792.22 \text{ KN}$

$V_y^t = 9486,40 > 0.8 \times V_y = 9133 \text{ KN}$

La condition est vérifiée.

$$r_x = \frac{0.8 \times V_x}{V_t} = 0.86 < 1$$

$$r_y = \frac{0.8 \times V_y}{V_t} = 0.96 < 1$$

Dans le but d'avoir des translations pour les deux premiers modes, on va augmenter l'épaisseur des voiles (en prend 25) et la section des poteaux.

- 3^{ème} model (final) :

Tableau IV.5 : choix de section des poteaux.

Poteaux (étage)	Section
RDC – 1 ^{ème}	70*70
2 ^{ème} – 3 ^{ème}	65*65
4 ^{ème} – 5 ^{ème}	60*60
6 ^{ème} – 7 ^{ème}	55*55
8 ^{ème} – 9 ^{ème}	50*50
10 ^{ème} – 11 ^{ème}	45*45
12 ^{ème} – 13 ^{ème}	40*40
14 ^{ème} -CA	35*35

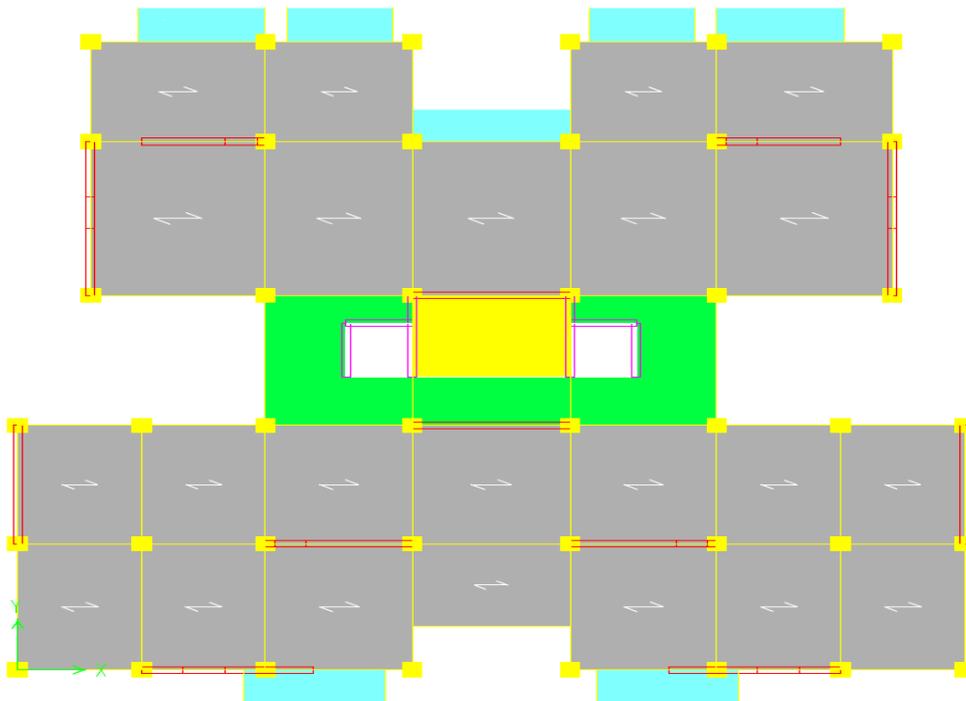


Figure IV.6 : Vue en plan du 3^{ème} modèle.

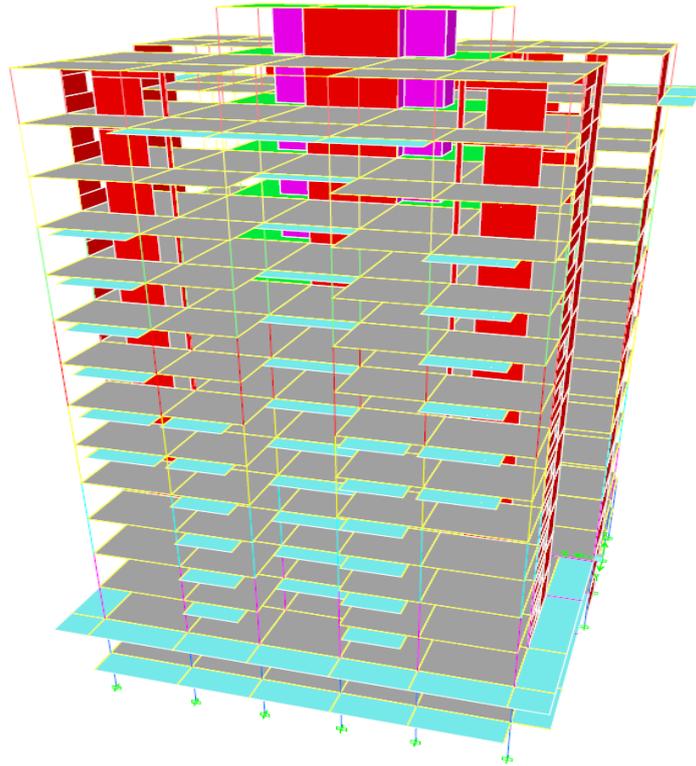


Figure IV.7 : Vue en 3D du 3^{ème} modèle (1)

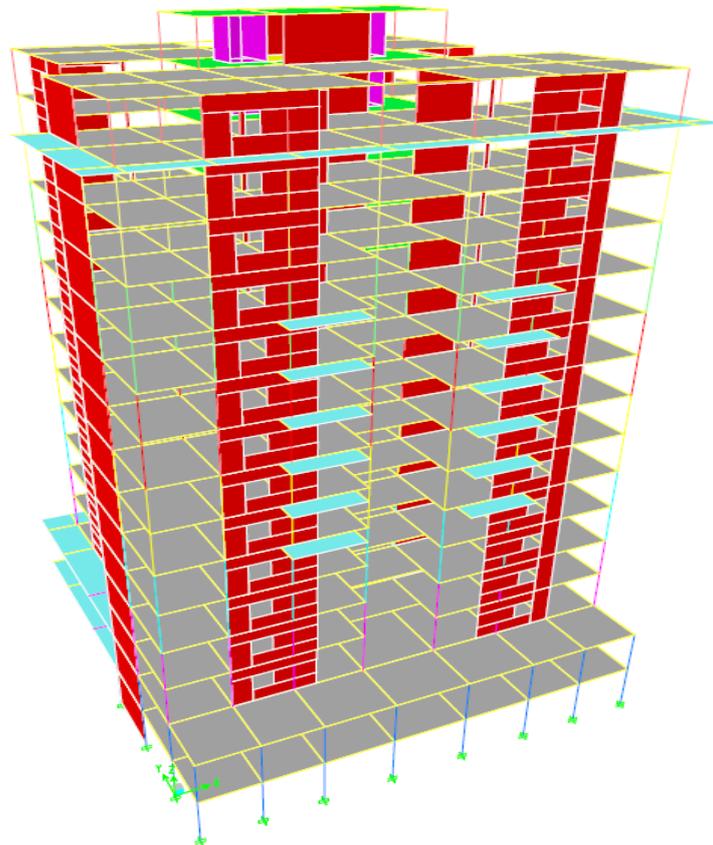


Figure IV.8 : Vue en 3D du 3^{ème} modèle (2)

- **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau IV.6 : Participation massique du modèle avec voiles.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,074896	0	63,5264	0	0	63,5264
2	0,933036	63,6678	0,0001	0	63,6678	63,5265
3	0,802711	0,1681	0,0089	0	63,8359	63,5354
4	0,269615	0,0001	18,2205	0	63,836	81,7559
5	0,22895	18,5178	0,0004	0	82,3538	81,7563
6	0,204693	0,3725	0,0048	0	82,7263	81,7611
7	0,138107	0	0,831	0	82,7263	82,592
8	0,137001	0,0006	0,0004	0	82,727	82,5925
9	0,116598	0,0003	7,2381	0	82,7273	89,8305
10	0,103581	6,6678	0,0019	0	89,3951	89,8325
11	0,089874	0,9102	0,0043	0	90,3053	89,8367
12	0,070095	0,0006	4,3329	0	90,3059	94,1696

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.074$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **12^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant X-X.
- Le 3^{ème} mode est une rotation.

- **Vérification de l'effort tranchant a la base :**

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone : $A = 0.3$**
- **R : coefficient de comportement : $R = 3.5$**
- **Q : facteur de qualité : $Q_x = Q_y = 1.05$.**
- **Calcul de D :**

Sens (x-x) : $T_{analytique} < 1,3 * T_{empirique}$, donc on prend $T_{analytique}$: $T = 1,074$ sec.

Sens (y-y) : $T_{analytique} > 1,3 * T_{empirique}$, donc on prend $1,3 * T_{empirique}$ $T = 1,053$ sec

$$(x - x): T_2 \leq 1,074 \leq 3s ; D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.32s$$

$$(y - y): T_2 \leq 1,053 \leq 3s ; D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.34$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0.3 \times 1.32 \times 1.05}{3.5} \times 111153,86 = 13205.07 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0.3 \times 1.34 \times 1.05}{3.5} \times 111153,86 = 13405.15 \text{ KN}$$

• **Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultants d'ETABS V09 on a :

$$W = 111153,86 \text{ KN}$$

$$F_1 = V_x^t = 11816.97 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_y^t = 11325.92 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $V_x^t = 11816.97 > 0.8 \times V_x = 1056.06 \text{ KN}$

$$V_y^t = 11325.92 > 0.8 \times V_y = 10724.12 \text{ KN}$$

$$r_x = \frac{0.8 \times V_x}{V_t} = 0.89 < 1$$

$$r_y = \frac{0.8 \times V_y}{V_t} = 0.94 < 1$$

La condition est vérifiée.

IV.5 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la

$$\text{Condition suivante : }^{[4]} \quad v = \frac{N_D}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$N_D = G + Q \pm E$$

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

Fc28 : 30,00 MPa

Tableau IV.7 : Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N _d (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	70	70	4900	3292,96	0,224010884	<i>vérifiée</i>
ETAGE1	70	70	4900	3039,03	0,206736735	<i>vérifiée</i>
ETAGE2	65	65	4225	2805,93	0,221375148	<i>vérifiée</i>
ETAGE3	65	65	4225	2606,95	0,205676529	<i>vérifiée</i>
ETAGE4	60	60	3600	2391,83	0,221465741	<i>vérifiée</i>

ETAGE5	60	60	3600	2172,17	0,201126852	<i>vérifiée</i>
ETAGE6	55	55	3025	1899,72	0,209335537	<i>vérifiée</i>
ETAGE7	55	55	3025	1631,47	0,179776309	<i>vérifiée</i>
ETAGE8	50	50	2500	1364,55	0,18194	<i>vérifiée</i>
ETAGE9	50	50	2500	1109,06	0,147874667	<i>vérifiée</i>
ETAGE10	45	45	2025	860,92	0,141715226	<i>vérifiée</i>
ETAGE11	45	45	2025	654,72	0,10777284	<i>vérifiée</i>
ETAGE12	40	40	1600	486,49	0,101352083	<i>vérifiée</i>
ETAGE13	40	40	1600	359,78	0,074954167	<i>vérifiée</i>
ETAGE14	35	35	1225	248,91	0,067730612	<i>vérifiée</i>

IV.6. Vérification des déplacements inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage. [4]

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$ Ou : h_e représente la hauteur d'étage

$$\delta_K^x = R_r \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R_r \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

Avec : $\delta_K^x = R_x \delta_{eK}^x$ et $\delta_K^y = R_y \delta_{eK}^y$ si r_x et $r_y < 1$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1.

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X

Niveau	Dans le sens X-X					Observation
	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\delta_{K-1}(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$	$\bar{\Delta}(\text{cm})$	
RDC	0,0754	0,377	0	0,377	3,4	<i>Vérifiée</i>
ETAGE1	0,2456	1,228	0,377	0,851	3,4	<i>Vérifiée</i>
ETAGE2	0,4753	2,3765	1,228	1,1485	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE3	0,7625	3,8125	2,3765	1,436	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE4	1,0978	5,489	3,8125	1,6765	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE5	1,4709	7,3545	5,489	1,8655	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE6	1,8747	9,3735	7,3545	2,019	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE7	2,3004	11,502	9,3735	2,1285	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE8	2,7421	13,7105	11,502	2,2085	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE9	3,1918	15,959	13,7105	2,2485	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE10	3,6453	18,2265	15,959	2,2675	3,06	<i>Vérifiée</i>

ETAGE11	4,0962	20,481	18,2265	2,2545	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 12	4,5419	22,7095	20,481	2,2285	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE13	4,9785	24,8925	22,7095	2,183	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE14	5,4055	27,0275	24,8925	2,135	3,06	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y

Niveau	Dans le sens Y-Y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
RDC	0,0977	0,4885	0	0,4885	3,4	<i>Vérifiée</i>
ETAGE1	0,315	1,575	0,4885	1,0865	3,4	<i>Vérifiée</i>
ETAGE2	0,5966	2,983	1,575	1,408	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE3	0,9458	4,729	2,983	1,746	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE4	1,3514	6,757	4,729	2,028	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE5	1,8013	9,0065	6,757	2,2495	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE6	2,2872	11,436	9,0065	2,4295	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE7	2,7983	13,9915	11,436	2,5555	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE8	3,3279	16,6395	13,9915	2,648	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE9	3,8665	19,3325	16,6395	2,693	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE10	4,4094	22,047	19,3325	2,7145	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE11	4,9486	24,743	22,047	2,696	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 12	5,4816	27,408	24,743	2,665	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE13	6,003	30,015	27,408	2,607	3,06	<i>Vérifiée</i>
ETAGE14	6,5131	32,5655	30,015	2,5505	3,06	<i>Vérifiée</i>

Remarque :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ». [4]
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ». [4]

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Le règlement **RPA99/V. 2003** préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure : [4]

$$\theta = \frac{p_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

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 de l'étage « K ».

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Di})$$

$$\beta = 0.2$$

Tableau IV.10 : Vérification l'effet p-Δ inter étages sens (x-x)

Etages	Hk(m)	Δx(cm)	Vx(KN)	PK(KN)	Θx	Vérification
Etage14	3,06	2,135	2320,07	1487,11	0,004472172	Vérifiée
Etage13	3,06	2,183	4169,98	15016,41	0,025690021	Vérifiée
Etage12	3,06	2,2285	5465,46	21188,76	0,028233845	Vérifiée
Etage11	3,06	2,2545	6514,22	27600,27	0,031216178	Vérifiée
Etage10	3,06	2,2675	7431,94	34143,39	0,034043195	Vérifiée
Etage9	3,06	2,2485	8267,31	40869,65	0,036325212	Vérifiée
Etage8	3,06	2,2085	9050,13	47622,55	0,03797815	Vérifiée
Etage7	3,06	2,1285	9780,97	54651,15	0,038865979	Vérifiée
Etage6	3,06	2,019	10449,53	61679,74	0,038945804	Vérifiée
Etage5	3,06	1,8655	10125,31	68814,35	0,041432822	Vérifiée
Etage4	3,06	1,6765	11598,37	75817,35	0,035814078	Vérifiée
Etage3	3,06	1,436	12093,55	83061,32	0,032231316	Vérifiée
Etage2	3,06	1,1485	12501,9	90305,29	0,027111075	Vérifiée
Etage1	3,4	0,851	12866,54	100860,28	0,019620453	Vérifiée
RDC	3,4	0,4885	13014,67	111153,86	0,012270918	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification l'effet p- Δ inter étages sens (y-y)

Etages	Hk(m)	Δx (cm)	Vx(KN)	PK(KN)	Θ_x	Vérification
Etage14	3,06	2,5505	2296,05	1487,11	0,005398407	Vérifiée
Etage13	3,06	2,607	3995,78	15016,41	0,032017259	Vérifiée
Etage12	3,06	2,665	5110,92	21188,76	0,036106238	Vérifiée
Etage11	3,06	2,696	6032,38	27600,27	0,040310956	Vérifiée
Etage10	3,06	2,7145	6861,62	34143,39	0,044141633	Vérifiée
Etage9	3,06	2,693	7596,58	40869,65	0,047347574	Vérifiée
Etage8	3,06	2,648	8257,52	47622,55	0,049906782	Vérifiée
Etage7	3,06	2,5555	8895,17	54651,15	0,051309704	Vérifiée
Etage6	3,06	2,4295	9531,52	61679,74	0,051377841	Vérifiée
Etage5	3,06	2,2495	10129,56	68814,35	0,049940513	Vérifiée
Etage4	3,06	2,028	11103,46	75817,35	0,045253981	Vérifiée
Etage3	3,06	1,746	11602,2	83061,32	0,040848987	Vérifiée
Etage2	3,06	1,408	11496,33	90305,29	0,036143916	Vérifiée
Etage1	3,4	1,0865	11902,97	100860,28	0,027077941	Vérifiée
RDC	3,4	0,4885	12094,25	111153,86	0,013204783	Vérifiée

IV.8. Justification du choix du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (**Système 2**) ainsi définie par, le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.^[4]

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 116433,15 \text{ KN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 41706,85 \text{ KN}$

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 36\% > 20\% \text{ vérifie}$$

Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

IV.9. Conclusion :

Etant donné que :

- ❖ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ❖ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ❖ L'effet P-Delta est vérifié.
- ❖ Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3.5$) est justifié.



Chapitre V :

**FERRAILLAGE DES
ELEMENTS RESISTANTS**

Le ferrailage des éléments structuraux doit respecter les réglementations en vigueur, notamment le CBA 93 et le RPA99 dans leur version de 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles.

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1 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 :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=17 MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=434,78 MPa$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500MPa$

V.1.2 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 : $G+Q$

b.Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm$.

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.1.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **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 :

$$A_{s_{\min}} \geq 0.9\%b \times h$$

$$0.9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0.9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

A : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 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

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

V.1.4 Calcul de ferrailage :

1. Situation durable :

➤ Combinaison : 1,35G+1,5Q

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

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N_{\max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	solicitation	$A_s/\text{coté}$ (cm^2)	$A_{s_{\min}}$ (cm^2)
RDC-1 ^{er}	70*70	-3292,96	17,294	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-3005,79	35,338	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-2457,35	40,521	SEC	0	32,4

6eme-7eme	55*55	-1946,65	41,165	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-1471,32	40,397	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-1024,17	36,191	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-600,39	31,669	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-256,24	-33,755	SEC	0	11,02

b. (M_{max} , N_{corr}) :

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

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN,m)	M_{max} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-3101,02	-114,886	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-2554,91	-96,752	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-2053,96	-86,027	SEC	0	32,4
6eme-7eme	55*55	-1587,1	-83,619	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-1152,67	-80,03	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-747,74	-74,034	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-367,12	-59,725	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-126,93	34,883	SEC	1,14	11,02

c. (N_{min} , M_{corr}) :

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

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN,m)	M_{corr} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-1518,45	- 11,591	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-1238,54	-20,475	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-1019,8	- 17,57	SEC	0	32,4
6eme-7eme	55*55	-817,52	-15,521	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-632,91	-13,328	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-403,33	-30,155	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-182,95	11,991	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-69,41	-20,731	SEC	0,7	11,02

2. Situation accidentelle

➤ Combinaison : G+Q+E

a. (N_{max}, M_{corr}) :

Tableau V.4: Ferrillages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN,m)	M_{corr} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-2641,21	12,389	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-2189,23	25,679	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-1789,63	29,406	SEC	0	32,4
6eme-7eme	55*55	-1417,6	29,882	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-1071,39	29,333	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-745,83	27,015	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-437,4	23,011	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-188,69	-24,487	SEC	0	11,02

b. (M_{max}, N_{corr}) :

Tableau V.5 : Ferrillages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN,m)	M_{max} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-2469,61	165,181	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-1320,32	200,040	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-1643,48	166,173	SEC	0	32,4
6eme-7eme	55*55	-1278,64	168,803	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-1184,10	-117,959	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-627,20	146,326	SEC	3,5	18,22
12eme-13eme	40*40	-345,36	122,003	SEC	4,88	14,4
14eme	35*35	-94,75	99,969	SEC	7,27	11,02

c. ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$) :**Tableau V.6** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N_{\min}; M_{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{\min} (kN,m)	M_{corr} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	142,78	28,811	SPC	02,83	44,1
2eme-3eme	65*65	248,49	40,521	SPC	4,65	38,02
4eme-5eme	60*60	243,49	46,944	SPC	5,05	32,4
6eme-7eme	55*55	200,51	63,677	SPC	5,58	27,22
8eme-9eme	50*50	129,25	69,332	SPC	5,22	22,5
10eme-11eme	45*45	47,15	67,227	SPC	4,56	18,22
12eme-13eme	40*40	31,91	61,610	SPC	4,47	14,4
14eme	35*35	17,90	76,134	SEC	6,3	11,02

➤ **Combinaison : 0,8G+E :**a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :**Tableau V.7** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN,m)	M^{corr} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-1816,02	-25,262	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-1484,09	-13,04	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-1221,17	19,136	SEC	0	32,4
6eme-7eme	55*55	-958,61	19,511	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-724,13	19,214	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-504,4	17,771	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-297,13	15,186	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-142,9	-15,872	SEC	0	11,02

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :**Tableau V.8** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN,m)	M^{\max} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-1628,2	-54,777	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-1345,4	-48,169	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-1080,48	-42,763	SEC	0	32,4

6eme-7eme	55*55	-834,37	-41,622	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-606,06	-39,854	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-393,93	-36,831	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-195,1	-29,028	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-69,01	16,854	SEC	0,4	11,02

c. (N_{min} , M_{corr}) :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN,m)	M_{corr} (kN)	solicitation	As/coté (cm ²)	Asmin(cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	-795,81	-6,747	SEC	0	44,1
2eme-3eme	65*65	-650,3	-9,847	SEC	0	38,02
4eme-5eme	60*60	-531,55	-8,74	SEC	0	32,4
6eme-7eme	55*55	-422,27	-7,782	SEC	0	27,22
8eme-9eme	50*50	-322,97	-6,726	SEC	0	22,5
10eme-11eme	45*45	-208,57	-14,369	SEC	0	18,22
12eme-13eme	40*40	-96,43	-5,975	SEC	0	14,4
14eme	35*35	-39,74	-8,446	SEC	0.12	11,02

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

V.1.5 Choix des armatures :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm ²)	$A_s^{cal/coté}$ (cm ²)	A_{Smin} (cm ²)	A_{Smax} ZC	A_{Smax} ZR	Choix des armatures	A_{Sadop} (cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	02,83	44,1	169	253,5	4T25+8T20	44.77
2eme-3eme	65*65	4,65	38,02	144	216	4T25+8T20	44.77
4eme-5eme	60*60	5,05	32,4	121	181,5	12T20	37.7
6eme-7eme	55*55	5,58	27,22	100	150	4T20+8T16	28.65
8eme-9eme	50*50	5,22	22,5	81	121,5	12T16	24.13
10eme-11eme	45*45	4,56	18,22	64	96	4T16+8T14	20.36
12eme-13eme	40*40	4,47	14,4	49	73,5	12T14	18.46
14eme	35*35	6,3	11,02	36	54	12T14	18.46

V.1.6 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 admissible données par :

- **Béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

- **Acier:**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \varepsilon_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e , 110\sqrt{1.6f_{t28}}))$

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0.8\varepsilon_s$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- (N_{max} , M_{corr}) :

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{sermax} (kN)	$M_{sercorr}$ (kN.m)	$A_{s,adp}$ (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC-1 ^{er}	70*70	-2625,87	12,158	44.77	72,7	250	4,88	18	OK
2eme-3eme	65*65	-2189,23	25,679	44.7	72,2	250	4,9	18	OK
4eme-5eme	60*60	-1789,63	29,406	37.7	72	250	4,92	18	OK
6eme-7eme	55*55	-1417,60	29,882	28.65	71,6	250	4,96	18	OK
8eme-9eme	50*50	-1061,55	29,333	22.5	69,5	250	4,86	18	OK
10eme-11eme	45*45	-745,83	27.015	20.36	64,3	250	4,6	18	OK
12eme-13eme	40*40	-437,40	23,011	18.46	54,4	250	3,95	18	OK
14eme	35*35	-188,69	-24,49	18.46	49,5	250	3,99	18	OK

b. (M_{max}, N_{corr}) :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{sercorr} (kN)	M _{sermax} (kN.m)	A _{sadp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC-1 ^{er}	70*70	-1581,77	-14,698	44.77	45	250	3,04	18	OK
2eme-3eme	65*65	-2030,33	38,646	44.77	69,9	250	4,8	18	OK
4eme-5eme	60*60	-1444,29	-36,236	37.7	61,3	250	4,24	18	OK
6eme-7eme	55*55	-1328,87	-51,994	28.65	75,1	250	5,33	18	OK
8eme-9eme	50*50	-999,08	-49,502	22.5	75,5	250	5,41	18	OK
10eme-11eme	45*45	-676,38	34,998	20.36	64,6	250	4,71	18	OK
12eme-13eme	40*40	-405,50	-41,103	18.46	67,9	250	5,14	18	OK
14eme	35*35	-173,77	-25,274	18.46	49,5	250	4,05	18	OK

c. (M_{corr}, N_{min}) :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{sermin} (kN)	M _{sercorr} (kN.m)	A _{sadp} (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC-1 ^{er}	70*70	-1210,16	1,629	44.77	32,9	250	2,19	18	OK
2eme-3eme	65*65	-969,56	9,090	44.77	31,5	250	2,13	18	OK
4eme-5eme	60*60	-812,70	9,021	37.7	31,6	250	2,14	18	OK
6eme-7eme	55*55	-645,48	8,125	28.65	30,8	250	2,1	18	OK
8eme-9eme	50*50	-526,86	6,534	22.5	30,8	250	2,11	18	OK
10eme-11eme	45*45	-399,47	5,141	20.36	28,8	250	1,98	18	OK
12eme-13eme	40*40	-185,05	-5,299	18.46	19,3	250	1,36	18	OK
14eme	35*35	-41,65	6,305	18.46	12,2	250	1,01	18	OK

V.1.7 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 :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré

Ou 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

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

Selon le BAEL 91 :

$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03 :

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

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

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

Avec :

λ : L'élanement du poteau $(\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a})$

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.

Poteaux carrés :**Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés**

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _{uRPA} (MPa)	τ _{uBAEL} (MPa)	Vérification
RDC-1 ^{er}	70*70	-49,78	0.11	11.77	0.075	2,25	3	OK
2eme-3eme	65*65	-62,53	0.16	11.41	0.075	2,25	3	OK
4eme-5eme	60*60	-58,06	0.18	12.36	0.075	2,25	3	OK
6eme-7eme	55*55	-56,50	0.21	13.49	0.075	2,25	3	OK
8eme-9eme	50*50	-54,00	0.24	14.84	0.075	2,25	3	OK
10eme-11eme	45*45	-49,78	0.27	16.49	0.075	2,25	3	OK
12eme-13eme	40*40	-36,66	0.25	18.55	0.075	2,25	3	OK
14eme	35*35	-25,46	0.23	21.20	0.075	2,25	3	OK

V.1.8 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93** :

$$\begin{cases} \varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right\} \\ S_t \leq \min \{ 0,9d; 40cm \} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right\} \end{cases}$$

At : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

ρa=2,5.....si λg≥5

ρa=3,75.....si λg<5

λg : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

St≤10cm.....Zone nodale (zone III).

St ≤ min { $\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l$ }.....Zone courante (zone III).

ϕl : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 & \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

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

Lf : Longueur du flambement du poteau.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC-1 ^{er}	70*70	4T25+8T20	20	10	20
2eme-3eme	65*65	4T25+8T20	20	10	20

4eme-5eme	60*60	12T20	20	10	20
6ème-7eme	55*55	4T20+8T16	16	10	16
8ème-9ème	50*50	12T16	16	10	16
10ème-11ème	45*45	4T16+8T14	14	10	14
12ème-13ème	40*40	12T14	14	10	14
14ème	35*35	12T14	14	10	14

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u max (kN)	Zone	St (cm)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _s adp (cm ²)
RDC-1 ^{er}	70*70	2.38	3.4	3.75	49,78	N	10	0.53	4T10	3.14
						C	20	1.07	4T10	3.14
2ème-3ème	65*65	2.14	3.29	3.75	62.53	N	10	0.72	4T10	3.14
						C	20	1.44	4T10	3.14
4ème-5ème	60*60	2.14	3.56	3.75	58.06	N	10	0.73	4T10	3.14
						C	20	1.45	4T10	3.14
6ème-7ème	55*55	2.14	3.9	3.75	56.5	N	10	0.77	4T10	3.14
						C	16	1.23	4T10	3.14
8ème-9ème	50*50	2.14	4.28	3.75	54.00	N	10	0.81	4T10	3.14
						C	16	1.3	4T10	3.14
10ème-11ème	45*45	2.14	4.75	3.75	49.78	N	10	0.83	4T8	2.01
						C	14	1.33	4T8	2.01
12ème-13ème	40*40	2.14	5.35	2.5	36.46	N	10	0.68	4T8	2.01
						C	14	0.95	4T8	2.01
14ème	35*35	2.14	6.11	2.5	25.46	N	10	0.55	4T8	2.01
						C	14	0.76	4T8	2.01

V.2.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$

- $\varnothing=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$

V.1.10 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec : N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G+1,5Q$;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement , i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

B : surface de la section du béton

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.

A_s : section d'acier comprimée.

B_r : section réduite d'un poteau. $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [\text{cm}^2]$

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

- $a = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$
- $a = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$

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

l'effort normal pondéré : $N_u = 3763,18 \text{ KN}$

Le sous-sol est de section carré $B = 75 \times 75 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 12 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \cdot 2,8}{i} = 16,33 \leq 50$
- $a = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,81$
- $B_r = (0,75 - 0,02)^2 = 5329 \text{ cm}^2$

D'où :

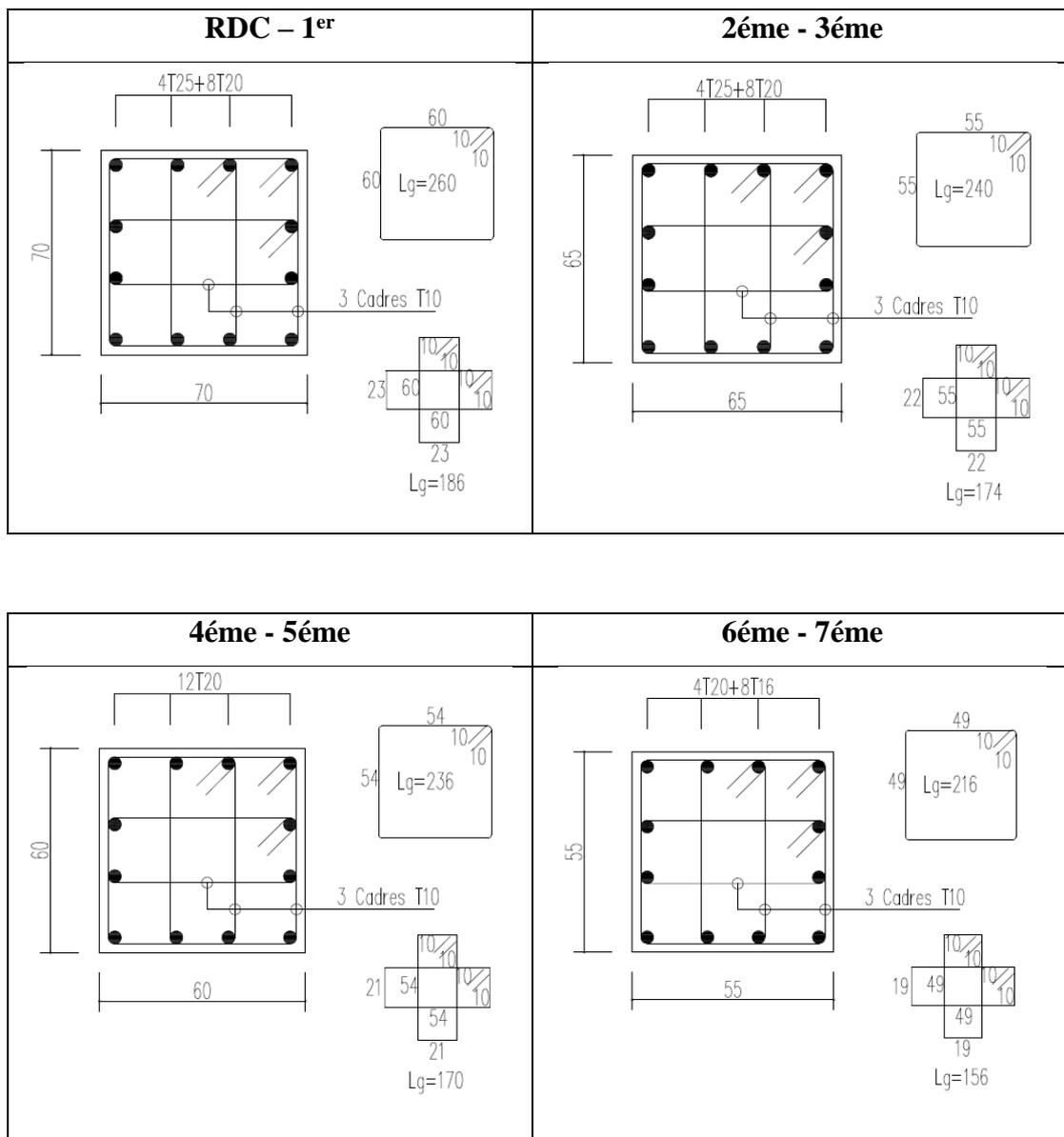
$$A_s \geq \frac{1,15}{500} * \left(\frac{Nu * 10^3}{\alpha} - \frac{5329 * 10^2}{0,9} * \frac{30}{1,5} \right) = -150.12 \text{ cm}^2$$

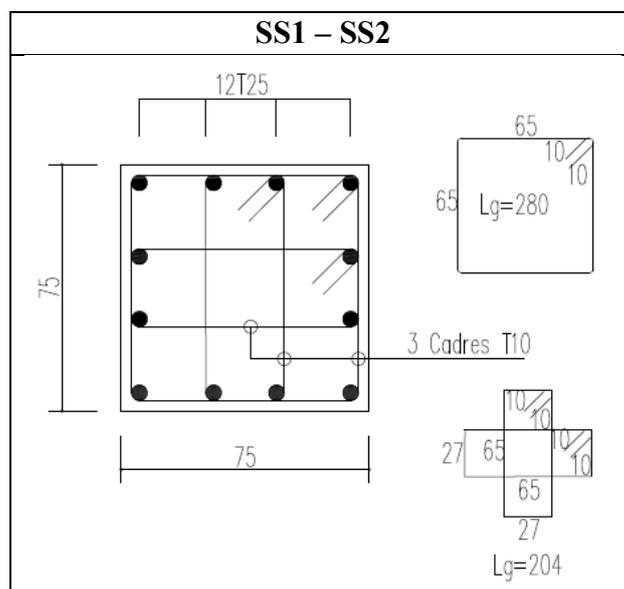
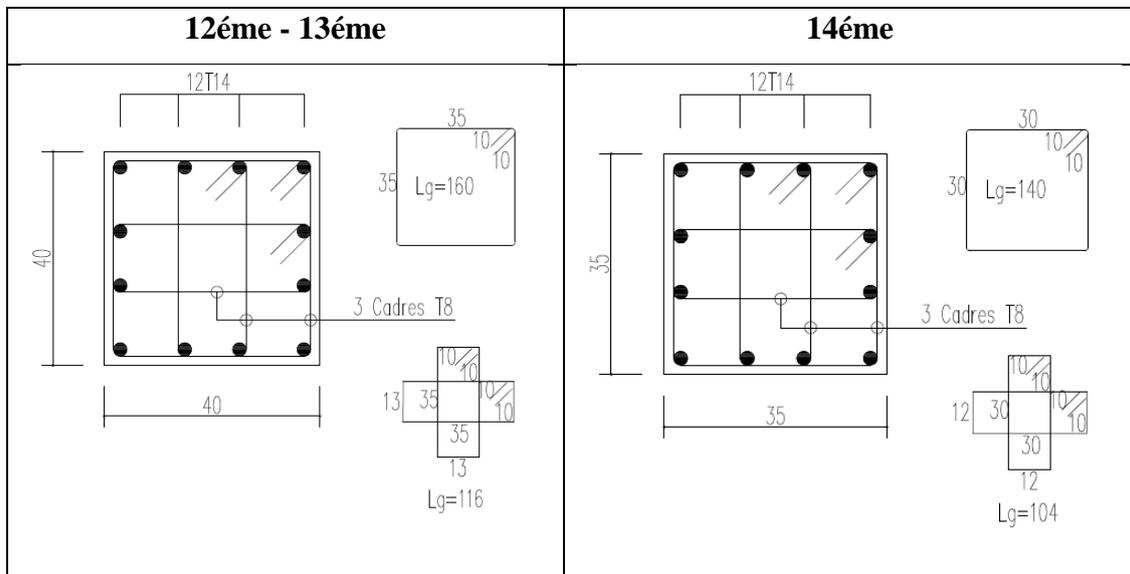
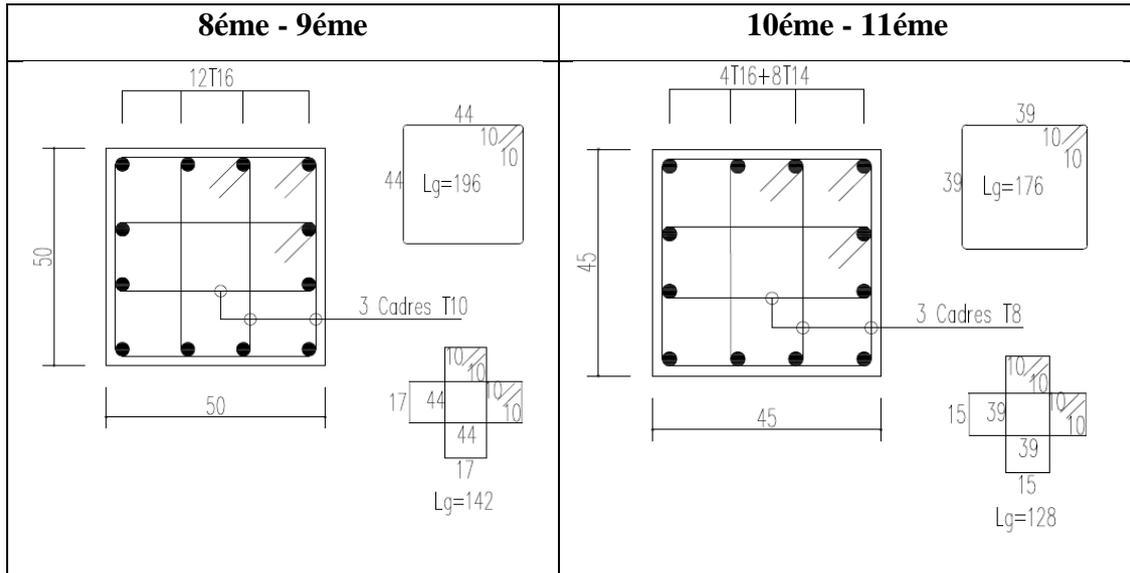
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **3763.18 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver2003** ($A_{smin}=50.62 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 12T25 = 58.91 \text{ cm}^2$$

V.1.11 Schéma de ferrailage des poteaux :

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux





V.2. Ferrailage des poutres :

V.2.1 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. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple. On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle

- $0,8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

V.2.2 Recommandations selon RPA99 :

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.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ 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° .

5- La quantité d'armatures A_t , est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement de deux cadres consécutifs.

V.2.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS 9

On dispose 2 types de poutres :

- Poutre principale : 30×45 (cm²)
- Poutre secondaire : 30×40 (cm²)

- Poutre RDC : 30×50 (cm²)

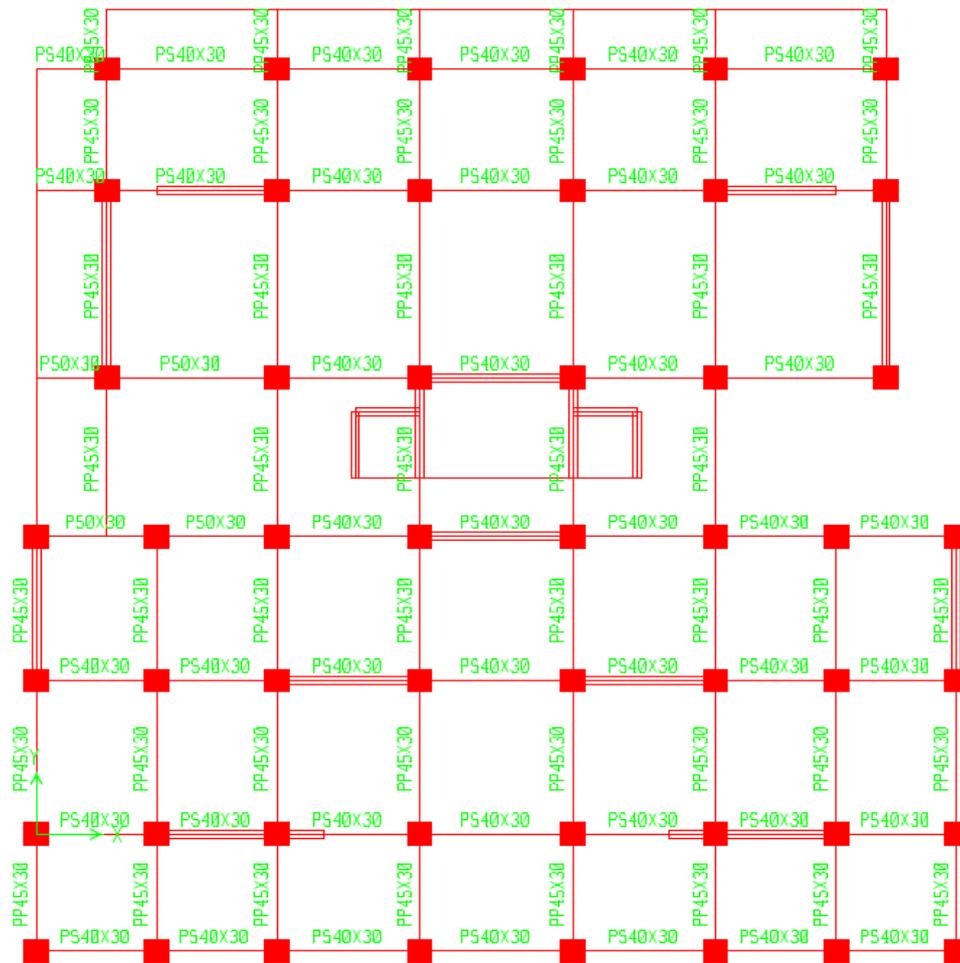


Figure V.2 : Disposition des Poutres.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

- Les poutres seront calculées à la flexion simple (F.S).

1. **Les poutres principales :**

- a) Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres Principales (situation durable)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×45	Travée	132.202	8,24
	Appui	-174.446	11,29

b) Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres Principales (situation accidentelle)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×45	Travée	98.839	6
	Appui	-165.807	10,64

c) Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres Principales (situation accidentelle)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×45	Travée	63.358	3,75
	Appui	-84.026	5,05

2. Les poutres secondaires :

a) Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×35	Travée	13.16	0,86
	Appui	-10.574	0,69

b) Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×35	Travée	52.449	3,55
	Appui	-155.328	11,78

c) Situation accidentelle : $0,8G \pm E$

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×35	Travée	5.595	0,36
	Appui	-6.367	0,41

3. Les poutres 50*30 :

a) Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×50	Travée	6.192	0,31
	Appui	-19.027	0,97

b) Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ **Tableau V.24** : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×50	Travée	19.702	1,01
	Appui	-61.166	3,19

c) Situation accidentelle : $0,8G \pm E$ **Tableau V.25** : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s (cm ²)
30×50	Travée	3.542	0,18
	Appui	-9.631	0,49

V.2.4 Choix des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{min}} = 0.5\% \times B \\ A_{s_{max}} = 4\% \times B \\ A_{s_{max}} = 6\% \times B \end{array} \right.$$

1. Les poutres principales :**Tableau V.26** : Choix des armatures pour les poutres principales

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	$A_{s_{min}RP}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
30×45	Travée	132.20	54	81	6.75	8,24	3T16 +2T14	9.11
	Appui	-174.44				11,29	6T16	

2. Les poutres secondaires :**Tableau V.27** : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	$A_{s_{min}RP}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
30×40	Travée	52.449	48	72	6	3,55	3T16 +2T12	8.29
	Appui	-155.33				11,55	6T16	

3. Les poutres 30*50 :

Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Section (cm ²)	Position	M_{max} (KNm)	A_s^{max} (ZC) (cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sminRP} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
30×50	Travée	19.702	60	90	7.5	1,01	6T14	9.24
	Appui	-61.166				3,19	6T14	9.24

❖ Vérification à l'ELU

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

Section (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Vérification
30x45	1.49	Vérifiée
30x40	1.32	Vérifiée
30x50	1.66	Vérifiée

$A_{adop} > A_{min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandée par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 ArtA.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ;

Il faut vérifier que :

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

Avec :

T_{max} : effort tranchant max à l'ELU.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau} = \text{Min} (0.133f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3.9\text{MPa}$$

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres.

Type de poutre	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principale	30×45	156.46	1.28	3.9	ok
Secondaire	30×40	10.20	0.09		ok
Poutre RDC	30×50	19.90	0.15		ok

Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):

Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Section (cm ²)	T_u (KN)	\bar{T}_u (KN)	Vérification
30x45	156.46	874.8	Vérifiée
30x40	10.20	777.6	Vérifiée
30x50	19.90	972	Vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99).

Lorsqu'au droit d'un appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un

moment égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

Section (cm ²)	T_u (KN)	M_u (KN.m)	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$	Vérification
30x45	156.46	-174.446	635	Vérifiée
30x40	10.20	-10.574	42.83	Vérifiée
30x50	19.90	-19.027	66.80	Vérifiée

V.2.5 Vérification vis à vis de l'ELS :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V.30 : Vérification des poutres à l'ELS

Type de poutre	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Principale	30×45	Travée	58,779	4,88	18	49,9	250	ok
		Appui	-124,92	10,4		106,1		ok
Secondaire	30×40	Travée	2,949	0,32		3,15		ok
		Appui	-4,662	0,51		4,76		ok
poutre RDC	30×50	Travée	5,967	0,41	4,36	ok		
		Appui	-17,809	1,23	13	ok		

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa)

$$\text{Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = \min(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \cdot K}{0.8f_e} \quad \text{avec } K = 1 \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 99 version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S_t \cdot b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} \phi ; \frac{b}{10}\right) = 1.28\text{cm}$$

On prend : φ = 1 cm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		St _{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Principales	30×45	156.46	1.29	36.45	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8
Secondaire	30×40	10.20	0.09	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8
Poutre RDC	30×50	19.90	0.15	40.5	12	25	10	20	1.8	4T8

V.2.7 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r=50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=16mm.....L_r=80cm
- b. Ø=14mm.....L_r=70cm
- c. Ø=12mm.....L_r=60cm

V.2.8 Arrêt des barres :

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

Armatures supérieures : $\left\{ \begin{array}{l} h' \geq \frac{L_{max}}{4} \\ h' \geq \frac{L_{max}}{5} \end{array} \right.$

Avec : L_{max} = max(L_{gauche} ; L_{droite})

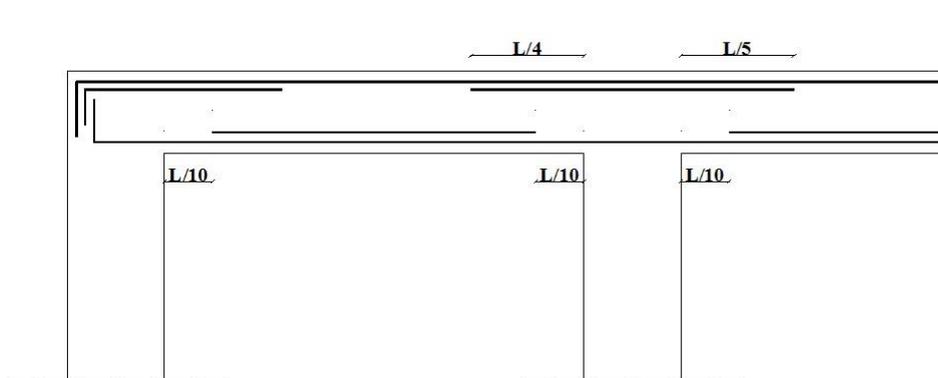


Figure V.3 : Arrêt des barres

V.2.9 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$ Tel que :

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5$$

Avec l : la longueur du poutre.

Poutre porteuse (30x45) : $f_{adm} = \frac{585}{1000} + 0.5 = 1.09 \text{ cm}$

Poutre porteuse (35x50) : $f_{adm} = \frac{495}{1000} + 0.5 = 1 \text{ cm}$

Poutre non porteuse (30x40) : $f_{adm} = \frac{495}{1000} + 0.5 = 1 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

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

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_v}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_i}$$

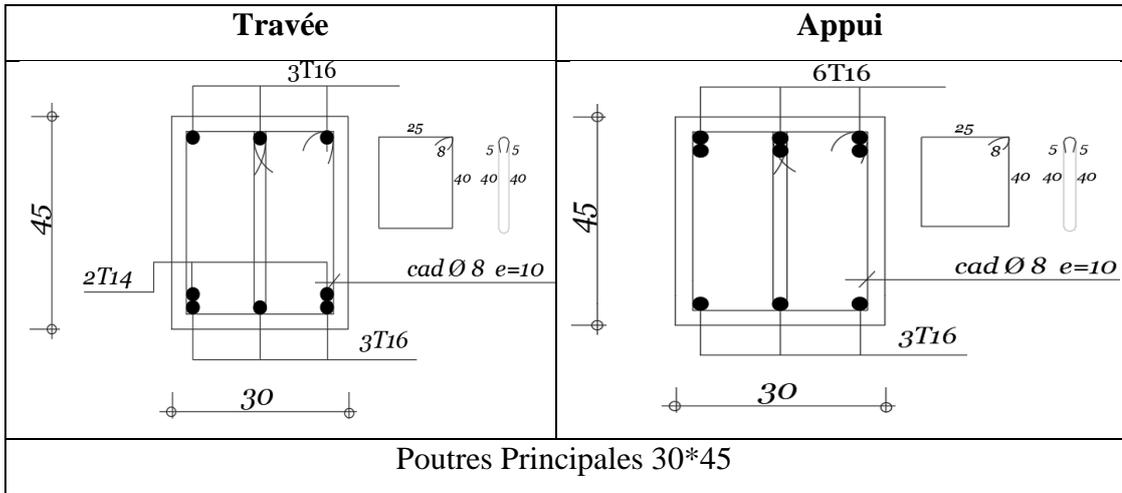
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.32 : Récapitulatif du calcul de la flèche

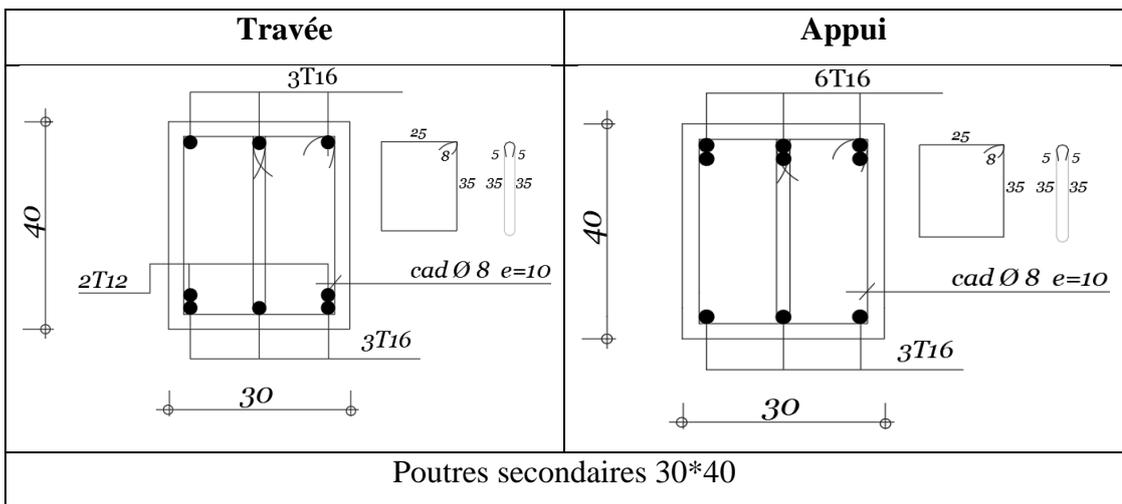
Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	As (cm ²)	f _i (mm)	f _v (mm)	f _T (mm)	F _{adm} (mm)	Vérification
Poutre Porteuse	30x45	58,779	9.11	4.044	7.802	3.758	10.9	OK
Poutre non Porteuse	30x40	2,949	8.29	0.085	0.254	0.169	10	ok
Poutre RDC	30x50	5,967	9.24	0.01	0.271	0.181	10	ok

V.2.6 Schéma de ferrailage des poutres :

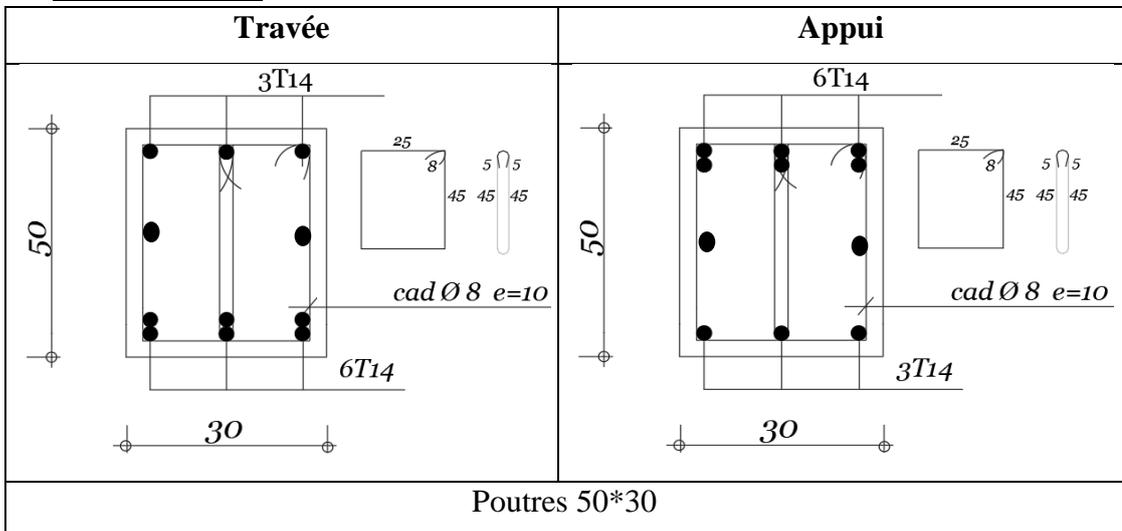
1. Poutres principales :



2. Poutres secondaires :



3. Poutres 50*30 :



V.3. Les voiles :

V.3.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

V.3.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

a) Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)

- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

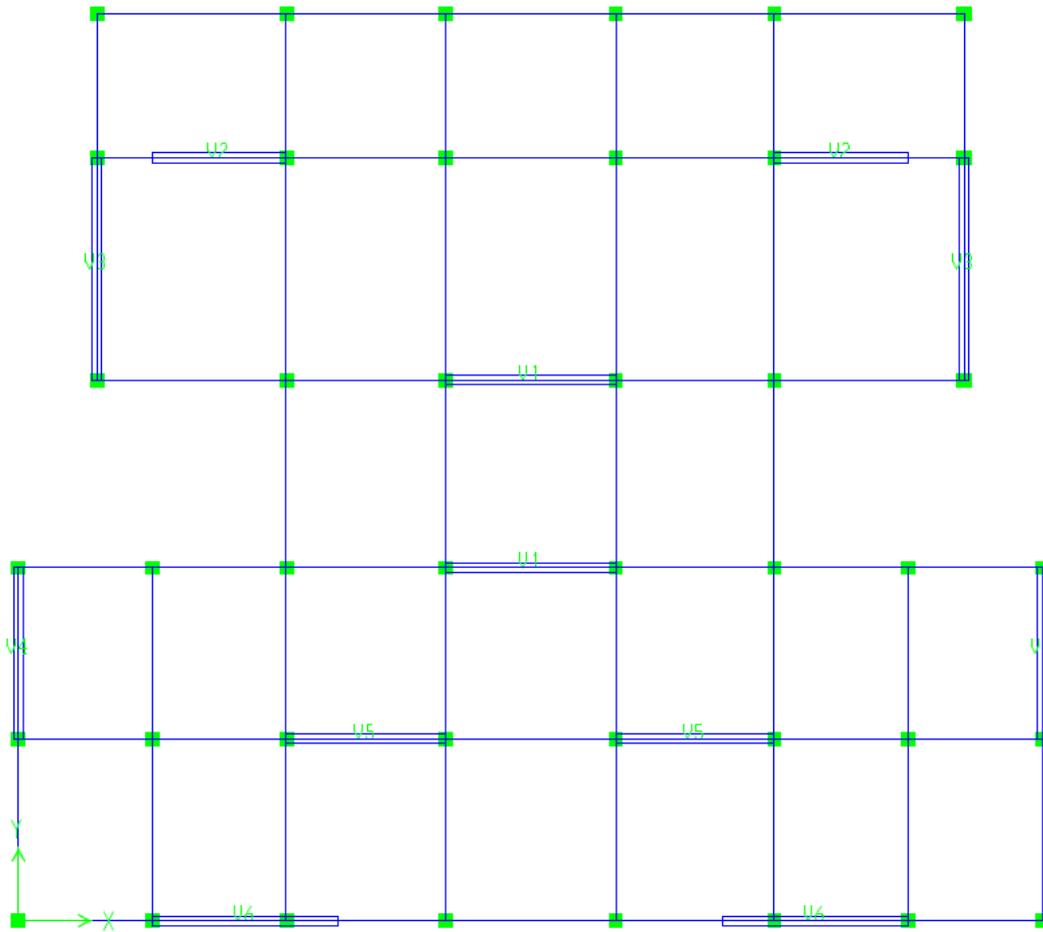


Figure V.4 : Disposition des voiles.

On généralise l'étude pour deux voiles :

- Voile sans ouverture **V₁**.
- Voile avec ouverture **V₃ (fenêtre)**.

c) Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable. Selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

d) Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**➤ Recommandations de RPA 99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4\bar{V}_u$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

e) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 22,17 \text{ MPa}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L.$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003) :

Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% \cdot a \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.3.3 Détermination des armatures :**1. Les trumeaux :****a) Armatures verticales :****➤ Recommandations de RPA 99 (Art A-7-7-4-1)**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%. ($A_{min} \geq 0.2 \% .B$)
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- La section totale d'armateur verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontal du béton tendue.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

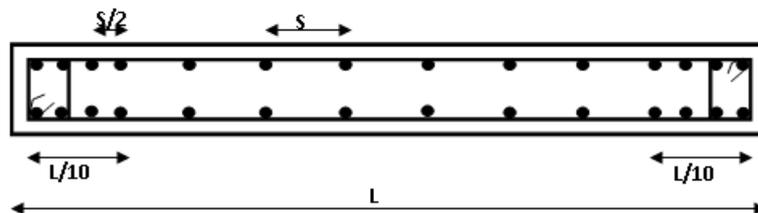


Figure V.5 : Schéma de ferrailage d'un voile.

➤ Recommandations de (BAEL91)**– Compression simple :**

On doit vérifier :

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

Avec : $A_{min} = \max (4\text{cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0.2 * B/100)$

$A_{min} = 5 * B/100$ B : Section du béton.

– Traction simple :

$$A_{min} \geq 5 \frac{B}{100}$$

b) Armatures horizontales :**➤ Recommandations de RPA 99**

$$A_H = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 \emptyset

➤ Recommandations de (BAEL91)

$$A_H = A_V / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

c) Les potelets

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4 \emptyset 10.

d) Armatures transversales

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

➤ Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99)**Armatures minimales**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale a 0.10% B

Diamètre minimum

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St \leq \min (1,5 * e ; 30\text{cm})$.

Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement est égale à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

2. Les linteaux :

➤ Recommandations de RPA 99

- Premier cas : $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4Vu$).

Aciers transversaux

$$\lambda_g = \frac{l}{h}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V} & \text{si } \lambda_g > 1 \\ s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} & \text{si } \lambda_g \leq 1 \end{array} \right.$$

s : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

V : effort tranchant dans la section considérée (\bar{V})

l : portée du linteau

- Deuxième cas : $\tau_b > 0.06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \cdot \sin\alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

V.3.4 Calcul de ferrailage :

1) Voile intermédiaire V_1 :

❖ Exemple de calcul RDC :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 5,15 \text{ m}$$

$$A = 1,92 \text{ m}^2$$

$$I = 2,84 \text{ m}^4$$

$$V = 2,575 \text{ m}$$

Sollicitations :

$$N = 3125,55 \text{ KN}$$

$$M = 8173,983 \text{ KN.M}$$

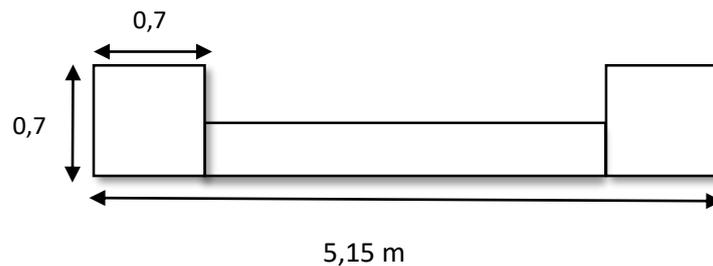


Figure V.6 : Schéma de voile V1

A. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 576,65594 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = -902,6585 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Calcul de la sollicitation équivalente

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$L_t = L \left| \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right| = 3,14 \text{ m}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 3545,71 \text{ KN}$$

Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{F_t}{E} = \frac{3545,71 \times 10}{500} = 70,91 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale

- **Selon RPA**

$$A_{\min} = 0.2\% L_t \cdot e = 15,71 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

Zone nodale : $(515/10)=51,5$ cm. Avec $St=10$ cm.

Zone courante $L-2(L/10)=4,12$ m. Avec $St=15$ cm.

Soit **36T 16 = 72,36** cm².

Armatures horizontales

- **Selon RPA**

Globalement dans la section du voile : $A_H = 19,31 \text{ cm}^2$.

- **Selon le BAEL**

$$A_H = A_v / 4 = 17,72 \text{ cm}^2$$

$A_h = \max [\text{RPA99/2003} ; \text{BAEL91}] = 19,31 \text{ cm}^2$.

❖ **Voile intermédiaire :**

- **0.8G±E**

Tableau V.33 : Ferrailage des voiles (situation accidentelle).

Voile	e [cm]	N 0.8G±E [kN]	M 0.8G±E [kN.m]	L _t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]
RDC-1 ^{IER}	0,25	-4614,27	-11,319	2,5641	15,7245	12,821
2 ^{ème} -3 ^{ème}	0,25	-3960,15	32,466	2,5118	13,3733	12,559
4 ^{ème} -5 ^{ème}	0,25	-3334,83	37,065	2,4806	12,3319	12,403
6 ^{ème} -7 ^{ème}	0,25	-2731,62	42,856	2,4404	10,2965	12,202
8 ^{ème} -9 ^{ème}	0,25	-2152,26	48,330	2,3940	8,3622	11,970
10 ^{ème} -11 ^{ème}	0,25	-1595,41	52,729	2,3366	6,4742	11,683
12 ^{ème} -13 ^{ème}	0,25	-1059,17	55,541	2,2527	4,1662	11,2634
14 ^{ème}	0,25	-539,00	57,636	1,8770	2,0605	10,3025

- **G+Q±E**

Tableau V.34 : Ferrailage des voiles (situation accidentelle).

Voile	E [cm]	N G+Q±E [kN]	M G+Q±E [kN.m]	L _t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]
RDC-1 ^{IER}	0,25	3125,55	8173,983	3,14246	70,9143	15,7123
2ème-3 ^{ème}	0,25	1984,15	8602,163	2,88461	64,75199	14,4231
4ème-5 ^{ème}	0,25	1151,19	7357,211	2,77452	52,77122	13,8726
6ème-7 ^{ème}	0,25	530,73	5795,181	2,65094	39,09666	13,2547
8ème-9 ^{ème}	0,25	85,08	4338,059	2,50662	26,9672	12,5331
10ème-11 ^{ème}	0,25	-221,95	3060,307	2,35809	16,83646	11,7904
12ème-13 ^{ème}	0,25	-344,31	1919,619	2,18586	9,07459	10,92932
14 ^{ème}	0,25	38,53	1029,757	2,46788	6,80519	12,3394

B. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4\bar{V}_u$$

Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Etage	V [KN]	1.4V [KN]	e [cm]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	Vérification
RDC-1 ^{IER}	46,08	64,512	0,25	0,0644	6	Vérifie
2ème-3 ^{ème}	56,31	78,834	0,25	0,0787	6	Vérifie
4ème-5 ^{ème}	65,43	91,602	0,25	0,0914	6	Vérifie
6ème-7 ^{ème}	74,35	104,09	0,25	0,1039	6	Vérifie
8ème-9 ^{ème}	80,98	113,372	0,25	0,1132	6	Vérifie
10ème-11 ^{ème}	85,24	119,336	0,25	0,1191	6	Vérifie
12ème-13 ^{ème}	84,64	118,496	0,25	0,1183	6	Vérifie
14 ^{ème}	79,7	111,58	0,25	0,1114	6	Vérifie

C. Choix des armatures :

Les résultats de calcul du ferrailage des voiles sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.36 : Choix des armatures.

Voile	N [kN]	M [kN.m]	L _t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]	A _{adop} (cm ²)	S _t ZC (cm)	S _t ZA (cm)
RDC- 1 ^{IER}	-4614,27	-11,319	3,14246	70,9143	15,7123	36T16 =72,36	10	15
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	-3960,15	32,466	2,88461	64,75199	14,4231	36T16 =72,36	10	15
4 ^{ème} - 5 ^{ème}	-3334,83	37,065	2,77452	52,77122	13,8726	32T16 =64,32	10	15
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	-2731,62	42,856	2,65094	39,09666	13,2547	26T14 40,04	10	15
8 ^{ème} - 9 ^{ème}	-2152,26	48,330	2,50662	26,9672	12,5331	20T14 =30,08	10	15
10 ^{ème} - 11 ^{ème}	-221,95	3060,307	2,35809	16,83646	11,7904	20T14 =30,08	10	15
12 ^{ème} - 13 ^{ème}	-344,31	1919,619	2,18586	4,1662	11,2634	20T14 =30,08	10	15
14 ^{ème}	38,53	1029,757	2,46788	6,80519	12,3394	20T14 =30,08	10	15

D. Vérification a l'ELS :

On a :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau V.37 : Vérification a l'ELS .

Voile	N [KN]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Vérification
RDC-1 ^{IER}	6319,13	5,326	18	vérifiée
2 ^{ème} -3 ^{ème}	5418,46	4,567		vérifiée
4 ^{ème} -5 ^{ème}	4565,28	3,847		vérifiée
6 ^{ème} -7 ^{ème}	3739,61	3,152		vérifiée
8 ^{ème} -9 ^{ème}	2944,08	2,481		vérifiée
10 ^{ème} -11 ^{ème}	2176,74	1,834		vérifiée
12 ^{ème} -13 ^{ème}	1434,91	1,209		vérifiée
14 ^{ème}	711,73	0,59989717		vérifiée

2. Voile avec ouverture V₃:

1) Les trumeaux:

Selon R.P.A 99 (version 2003) les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

On devra disposer les ferrailrages suivants :

- des aciers verticaux
- des aciers horizontaux

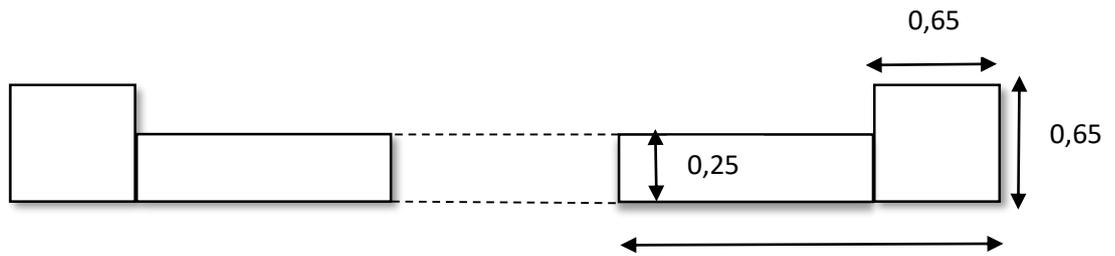


Figure V.7. Schéma de voile (V₃). 2,87

A. Détermination des contraintes :

- **0.8G±E**

Tableau V.38 : Ferrailage des trumeaux (situation accidentelle).

Voile	e [cm]	N 0.8G±E [kN]	M 0.8G±E [kN.m]	L _t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]
2ème-3ème	0,25	956,01	397,012	0,22176	0,09911	1,108803
4ème-5ème	0,25	956,22	111,923	0,95426	1,6873	4,77131
6ème-7ème	0,25	840,84	93,623	0,96456	1,7864	4,822815
8ème-9ème	0,25	696,61	74,352	0,97162	1,62578	4,85812
10ème-11ème	0,25	523,56	50,247	0,99571	1,38546	4,97855
12ème-13ème	0,25	319,64	20,563	1,09933	1,03104	5,49663
14ème	0,25	110,23	-20,708	0,69071	0,15102	3,453568

- **G+Q±E**

Tableau V.39 : Ferrailage des trumeaux (situation accidentelle).

Voile	e [cm]	N G+Q±E [kN]	M G+Q±E [kN.m]	L _t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]
2ème-3ème	0,25	-517,4	1654,848	1,59253	21,3043	7,96264

4ème-5ème	0,25	-179,96	1026,621	1,49951	12,35209	7,49753
6ème-7ème	0,25	74,45	807,348	1,33738	8,15293	6,68691
8ème-9ème	0,25	121,81	622,448	1,25808	5,87484	6,29041
10ème-11ème	0,25	28,33	457,324	1,33155	5,11198	6,657771
12ème-13ème	0,25	-100,16	289,348	1,51621	4,1936	7,581053
14ème	0,25	-54,43	84,881	1,61972	1,57424	8,09858

B. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2fc_{28} = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4\bar{V}_u$$

Tableau V.40 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Etage	V [KN]	1.4V [KN]	e [cm]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	Vérification
2ème-3ème	464,79	650,706	0,25	1,3027	6	Vérifie
4ème-5ème	66,45	93,03	0,25	0,1862	6	Vérifie
6ème-7ème	42,8	59,92	0,25	0,1199	6	Vérifie
8ème-9ème	23,44	32,816	0,25	0,0656	6	Vérifie
10ème-11ème	16,8	23,52	0,25	0,0470	6	Vérifie
12ème-13ème	52,59	73,626	0,25	0,1473	6	Vérifie
14ème	80,03	112,042	0,25	0,2243	6	vérifie

C. Choix des armatures :

Les résultats de calcul du ferrailage des voiles sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.41 : Choix des armatures.

Voile	N [kN]	M [kN.m]	L _t [m]	As calculée [cm ²]	As min [cm ²]	A _{adop} (cm ²)	S _t ZC (cm)	S _t ZA (cm)
2ème-3ème	-517,4	1654,848	1,59253	21,3043	7,96264	16T16 =32,16	10	15
4ème-5ème	-179,96	1026,621	1,49951	12,35209	7,49753	14T16 =28,14	10	15
6ème-7ème	74,45	807,348	1,33738	8,15293	6,68691	14T14 =21,56	10	15
8ème-9ème	121,81	622,448	1,25808	5,87484	6,29041	14T14 =21,56	10	15
10ème-11ème	28,33	457,324	1,33155	5,11198	6,657771	14T14 =21,56	10	15
12ème-13ème	-100,16	289,348	1,51621	4,1936	7,581053	14T14 =21,56	10	15
14ème	-54,43	84,881	1,61972	1,57424	8,09858	14T14 =21,56	10	15

D. Vérification a l'ELS :

On a :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau V.42 : Vérification a l'ELS.

Voile	N	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
RDC-1IER	4559,83	7,561	18	Vérifiée
2ème-3ème	1310,25	2,172		Vérifiée
4ème-5ème	1313,54	2,178		Vérifiée
6ème-7ème	1157,53	1,919		Vérifiée
8ème-9ème	960,65	1,637		Vérifiée
10ème-11ème	722,94	1,232		Vérifiée
12ème-13ème	441,37	0,752		Vérifiée
14ème	150,08	0,255		Vérifiée

2) Les linteaux:

❖ Exemple de calcul :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,4 \text{ m}$$

$$A = 0,35 \text{ m}^2$$

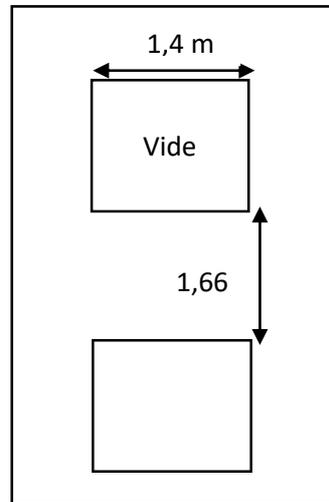


Figure V.8. Schéma d'un linteau.

A. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2fc_{28} = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4\bar{V}_u$$

$$\text{On a : } \bar{V}_u = 359,77 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \bar{V} = 1,4 \times 359,77 = 503,678 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0d} = \frac{503,678 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,49} = 1,35 \text{ MPa} < 6 \quad \text{condition vérifiée}$$

B. Ferrailage des linteaux:

$$\text{Premier cas : } \tau_b = 1,35 \leq 0,06fc_{28} = 1,8$$

Donc pas d'aciers de peau

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer :

Les aciers longitudinaux de flexion (A_l) :

Selon R.P.A 99 (version 2003) Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{z.f_e}$

$$\bar{V} = 1,4V_u = 1,4 \times 1272,52 = 178152 \text{ KN}$$

$$M = V_u \times L = 2494,13 \text{ KN.m}$$

$$z = 1,328 \text{ m}$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_l \geq \frac{2494,13 \times 10}{1,328 \cdot 500} = 37,56 \text{ cm}^2$$

- **R.P.A 99 (version 2003) :**

$$A_l \text{ min} = 0,0015 L \cdot h = 34,86 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armatures :** on prend 20T16 = 40.21 cm²

Avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

Des aciers transversaux (A_t)

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1,4}{1,66} = 0,84$$

Selon R.P.A 99 (version 2003) deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

Pour un espacement $S = 15$

$$A_t \geq \frac{s \cdot V}{f_e(l - s)}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

$$V = \min(V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u = 719,54.$$

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z = 2600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_1 = \frac{M_c}{l} = \frac{2600}{1,66}$$

$$\text{Donc } V = 719,54 \text{ KN}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 719,54 \times 10}{500(166 - 15)} = 1,42 \text{ cm}^2$$

- **R.P.A 99 (version 2003) :** $A_t \text{ min} = 0,0025 L \cdot S = 6,225 \text{ cm}^2$

- **Choix d'armatures :** on prend 9T12 = 40.21 cm²

Avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

V.3.5 Schéma de ferrailage :

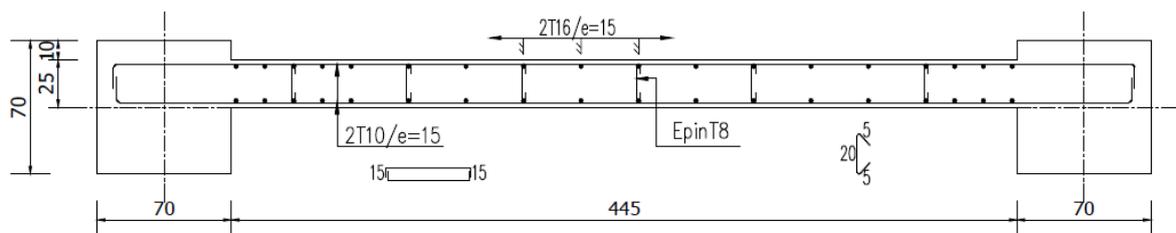


Figure V.9 : Schéma de ferrailage d'un voile (v_1).



Chapitre VI :

CALCUL DES FONDATIONS

V1.1 Introduction

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé, charpente en bois...) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VI.2 Les principaux rôles de la fondation :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et résistance :

Fondations superficielles : sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur.

Les principaux types sont :

- Les semelles continuent sous murs,
- Les semelles continuent sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

Fondation semi profondes : sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

Fondations profondes : Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à profondeur supérieure à **5 m**.

- L'ancrage du bâtiment est égal au 1/10ème de la hauteur totale de la structure :
 $D=49,38/10 = 5\text{m}$.

VI.3 Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

VI.4 Calcul des fondations :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : σ_{sol} : Contrainte du sol.

- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

VI.5 Dimensionnement de la fondation :

VI.5.1 Semelle isolé :

Il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

D'où: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{75}{75} = 1$ (Poteau rectangulaire)

Alors que : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

$$N_{ser} = 2742,94 \text{ kN} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 ; B \geq \sqrt{\frac{2742,94}{200}} = 3,7 \text{ m}$$

On opte pour : B= 3,7 m \Rightarrow A=3,7m

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

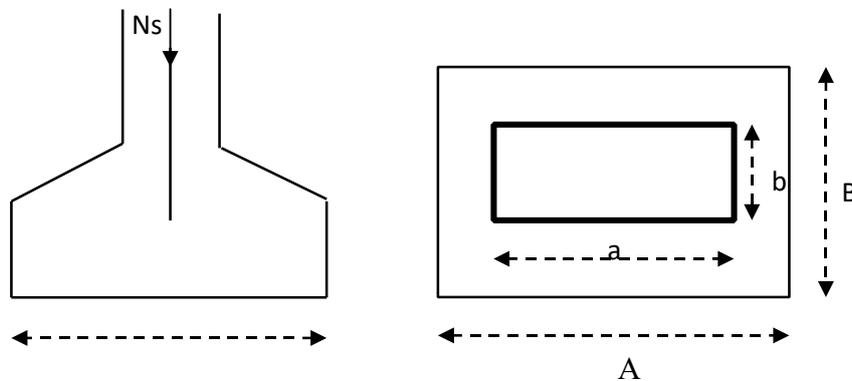


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

VI.5.2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable avec $N_s = G + Q$.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

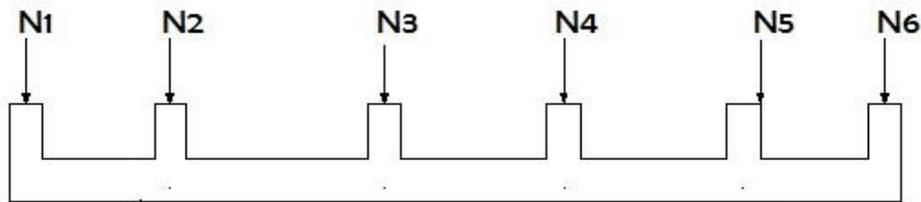
L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Figure V1.2 : Semelles filantes



Sens longitudinal :

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	21780,25	4,5	3,36	15,12
VL2	26642,09	5,85	2,5	14,625
Somme				29,745

Sens transversal :

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	3242,89	4,85	2,8	13,58
VT2	3616,15	4,15	2,8	11,62
VT3	3414,06	4,45	2,8	12,46
VT4	3514,15	4,45	2,8	12,46
VT5	2723,07	3,5	2,8	9,8
Somme				60,02

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles.

VI.5.3 Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

La somme des surfaces des semelles sous voiles: $S_v = \sum S_i = 2*60,02 + 2*29,745 = 179,53 \text{ m}^2$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	N _s (KN)	M (KN.m)	e (m)	N _s *e
C12	2742,94	16,15	0,0058	15,9
C5	1988,07	36,31	0,018	35,78
C15	1699	48,01	0,028	47,57
C21	1465,13	35,84	0,024	35,16
C38	1060,02	16,88	0,015	15,90
SOMME	8955,16	153,19		150,31

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum Ni \times e + \sum Mi}{R} = \frac{150,31 + 153,19}{8955,16} = 0,03m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0,03m < \frac{L}{6} = \frac{26,75}{6} = 4,45m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 332,51kN/ml$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 337,02kN/ml$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 335,89kN/ml$$

VI.5.4 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{335,89}{200} = 1,67m$$

Donc on prend pour **B = 1.7 m**. On aura : **S = 1,7 × 26,75 = 45,475 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S × n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 45,475 \times 7 = 318,32 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 318,32 + 179,53 = 497,85 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 786,45m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{497,85}{786,45} = 0,63 \quad S_t > 50 \% S_{bat}$$

Remarque :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture crée par la pression sous la semelle.

- La surface totale des semelles représente : (63%).

Conclusion : Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

VI.6 Etude du radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.6.1 Pré dimensionnement du radier :

1. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur de radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25cm$).

2. Selon la condition forfaitaire :

➤ **Sous voiles :** L'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \implies \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1m).

K : Coefficient de raideur de sol = 40MPa pour un sol moyen.

E : Module de déformation longitudinale = 11496,76 MPa.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{11496,76}} = 1,26m$$

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 73,125 \leq h \leq 117$$

Avec : $L_{max} = 585cm$

On adopte pour : $h_r = 150cm$

➤ **Sous poteaux :**

- **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

On a : L_{max} : portée maximale = 5,85m.

$$h_d \geq \frac{585}{20} = 29,25m \Rightarrow h_d = 60m$$

- **Nervures (poutres) :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{585}{10} = 58,5m \Rightarrow h_n = 90m$$

$0,4h_n \leq b \leq 0,7h_n \Rightarrow$ On prend $b_n = 75cm$ car les dimensions de poteau sous-sol et $75*75cm^2$

Conclusion : D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 150cm$: Hauteur du radier

$h_n = 90m$: Hauteur de la nervure.

$h_d = 60cm$: Hauteur de la dalle.

$b_n = 75cm$: Largeur de la nervure.

VI.6.2 Détermination des efforts :

1. Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 138606,65kN$

Charge d'exploitation : $Q = 17356,59kN$

2. Combinaison d'actions :

- A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 213153,86kN$
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 155963,24kN$

3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

- ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{sol}} = \frac{213153,86}{2 \times 200} = 532,88m^2$
- ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{155963,24}{200} = 779,81m^2$

D'où : $S_{radier} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 779,81m^2$

$$S_{bat} = 786,45m^2 > S_{rad} = 779,816m^2$$

Remarque : Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{150}{2}; 30cm\right) = 75cm$$

Soit un débord de $L_{deb} = 75cm$.

$$S_{deb} = [(29,4 + 26,75) \times 0,75] \times 2 = 84,22m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 870,67m^2$

VI.6.3 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : $G = 138606,65kN$

- **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{de\ la\ dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 13060,05kN$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{nerv} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 6588kN$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b = 1298,27kN$$

Avec : $S_{ner} = 351,36m^2$

- **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho = 12359,57kN$$

Donc : $G = 33305,89kN$

▪ **Surcharges d'exploitations :**

Surcharge de bâtiment : $Q = 17356,59 \text{ kN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 870,76 = 43391,47 \text{ kN}$

▪ **Poids totale de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 171912,54 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 60748,06 \text{ kN}$$

VI.6.4 Combinaison d'actions :

➤ **ELU :** $N_{u \text{ total}} = 1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 323204,01 \text{ kN}$

➤ **ELS :** $N_{s \text{ total}} = G_{tot} + Q_{tot} = 232660,6 \text{ kN}$

VI.6.5 Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h_d = 54 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = 483,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.6 Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13,575 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11,47 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 46896,17 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 56647,99 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré. $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- ELU : $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$
- ELS : $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

➤ **Sens longitudinal :** à partir de l'ETABS on trouve M_{0x} et T_{0x}

- **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{211579,9}{870,67} + \frac{226568,6}{56647,99} \times 13,575 = 248,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{211579,9}{870,67} - \frac{226568,6}{56647,99} \times 13,575 = 188,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 233,4 \leq 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{154797,3}{870,67} + \frac{165718,8}{56647,99} \times 13,575 = 217,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{154797,3}{870,67} - \frac{165718,8}{56647,99} \times 13,575 = 138,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 197,6 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :** a partir de l'ETABS on trouve M_{0y} et T_{0y}

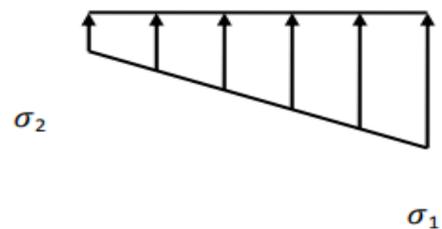
- **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{211579,9}{870,67} + \frac{284495,8}{46896,17} \times 11,45 = 312,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{211579,9}{870,67} - \frac{284495,8}{46896,17} \times 11,45 = 173,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 266 \leq 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Figure VI.3 : Diagramme des contraintes



- **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{154797,3}{870,67} + \frac{208172,1}{46896,17} \times 11,45 = 228,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{154797,3}{870,67} - \frac{208172,1}{46896,17} \times 11,45 = 126,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 200,19 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.7 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

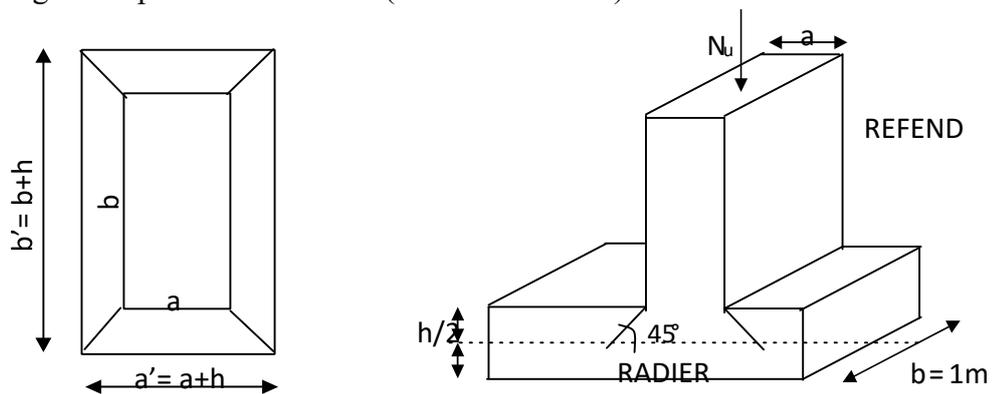
$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou voile le plus sollicité ; μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

**Figure VI.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux****Calcul du Périmètre utile μ_c :**

- **Les poteaux :**

$$-\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,75 + 0,75 + (2 \times 1,5)) = 9 \text{ m}$$

- **Les voiles :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,25 + 1 + (2 \times 1,5)) = 8,36 \text{ m}$$

Vérification pour les poteaux :

$$\text{Avec : } N_u = 2361,34 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,04 \times \mu_c \times h \times 30 \times 10^3}{1,5} = 10800 \text{ kN}$$

Vérification pour les voiles :

$$\text{Avec : } N_u = 3125,8 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times 30 \times 10^3}{1,5} = 10032 \text{ kN}$$

VI.7 Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL.91**.

VI.7.1 Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas : $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

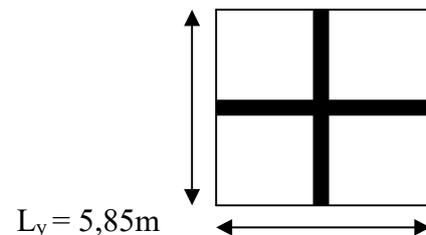
Avec : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} (l_x < l_y)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI.7.2 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.45}{5.85} = 0,76 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$



$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens.*

$L_x = 4,45\text{m}$

Figure VI.5 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_M = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 253,89\text{kN/m}^2$
- La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_M = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 210,05\text{kN/m}^2$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(253,89 - \frac{30670,69}{870,67} \right) \times 1\text{ml} = 253,86\text{kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(210,05 - \frac{30670,69}{870,67} \right) \times 1ml = 210,01kN/ml$$

VI.7.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,06 \times 253,86 \times 4,45^2 = 402,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0,5 \times 402,16 = 201,08 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0,3M_x & \text{Pour un appui de rive} \\ 0,5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0,85M_x & \text{Pour un appui de rive} \\ 0,85M_x & \text{Pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5M_{0x} = -201,08kN.m$$

$$M_{ay} = -0,5M_{0y} = -100,54kN.m$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = -0,85M_{0x} = -341,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = -0,85M_{0y} = -170,91kN.m$$

VI.7.4 Ferrailage suivant X-X :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{201,08 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 17} = 0,0405 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,051 \Rightarrow Z = 52,8cm$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{201,08 \times 10^3}{52,8 \times 54 \times \frac{500}{1,15}} = 16,22cm^2$$

Soit : **9HA16 = 18,09 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{341,83 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 17} = 0,0688 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,089 \Rightarrow Z = 52,07cm$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{341,83 \times 10^3}{52,07 \times 54 \times \frac{500}{1,15}} = 27,69cm^2$$

Soit : **9HA20 = 28,27 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

- Calcul de la section minimale :

$$A_{min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ avec } \rho_0 = 0,001 \text{ pour HA } f_e E500$$

$$A_{min} \geq 100 \times 60 \times \frac{0,001}{2} \times \left(3 - \frac{4,45}{5,85}\right) = 6,71 \text{ cm}^2$$

VI.7.5 Ferrailage suivant y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{100,54 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 17} = 0,0202 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,025 \Rightarrow Z = 53,44 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ay}}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{100,54 \times 10^3}{53,44 \times 54 \times \frac{500}{1,15}} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,24 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{170,91 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 17} = 0,034 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,043 \Rightarrow Z = 53,05 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{170,91 \times 10^3}{53,05 \times 54 \times \frac{500}{1,15}} = 13,72 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 = 15,71 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

- Calcul de la section minimale :

$$A_{min} \geq b \times h \times 0,001 = 6 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	9HA16	6HA14
En travée	9HA20	5HA20

VI.7.6 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci- dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Sens (x-x) :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

- **Sens (y-y):**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

VI.8 Etude de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

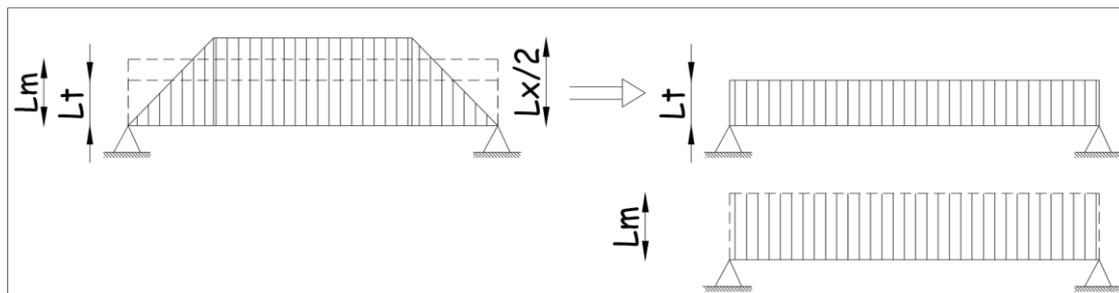


Figure VI.6: Présentation des chargements simplifiés.

- **Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \quad (1)$$

- **Moment fléchissant**

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \quad (2)$$

- **Cas de chargement triangulaire**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- Effort tranchant

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

- Moment fléchissant

$$(2) \Rightarrow L_m = 0,333 \times L_x$$

VI.8.1 Calcul à l'ELU :

1. Sens longitudinal :

Tableau VI.4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux longitudinal.

Valeurs de calcul des charges revenant aux nervures des panneaux								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm	Lt	Pm	Pt
1-2	4.95	4,9	1.01	253,86	1.65	1.23	418,86	312,24
2-3	4.15	4,9	0.84	253,86	1.52	1.15	385,86	291,93
3-4	4.45	4,9	0.908	253,86	1.61	1.2	408,71	304,63
4-5	4.15	4,9	0.84	253,86	1.52	1.15	385,86	291,93
5-6	4.95	4,9	1.01	253,86	1.65	1.23	418,86	312,24

2. Sens transversales :

Tableau VI.5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux transversale.

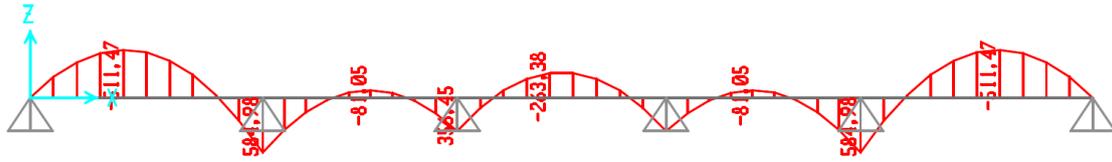
Valeurs de calcul des charges revenant aux nervures des panneaux								
Travée	Lx [m]	Ly	ρ_x	q_u [kN/m ²]	Lm	Lt	Pm	Pt
A-B	4.45	4.8	0.92	253,86	1.59	1.20	403,63	304,63
B-C	4.45	4.5	0.98	253,86	1.51	1.13	383,32	286,86
C-D	4.45	4.95	0.89	253,86	1.63	1.23	413,79	312,24
D-E	4.45	5.85	0.76	253,86	1.79	1.37	454,40	347,78
E-F	4.45	3.8	1.1	253,86	0.36	0.27	91,38	68,54

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **SAP2000**, les unités en kN et mètre (m).

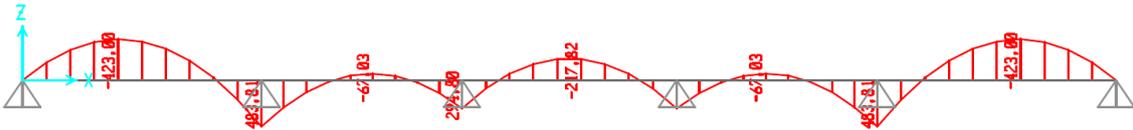
3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Sens longitudinal (X-X) :

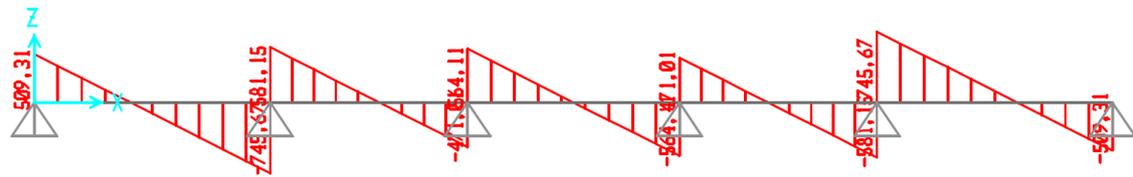
- Diagramme des moments fléchissant (ELU) : (kN.m)



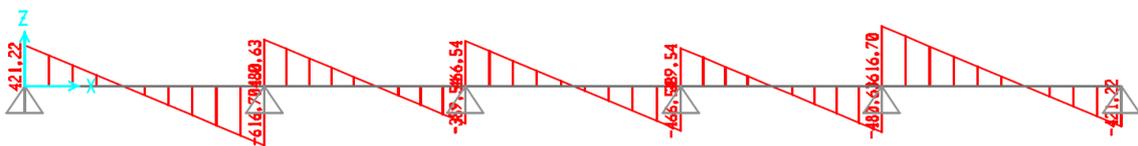
- Diagramme des moments fléchissant (ELS) : (kN.m)



- Diagramme des efforts tranchants (ELU):(kN)

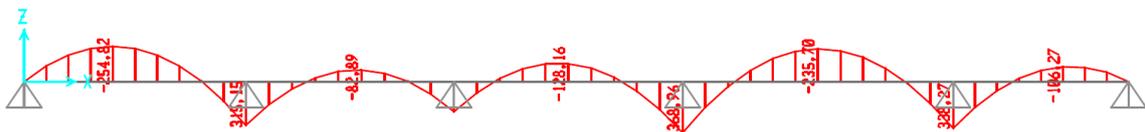


- Diagramme des efforts tranchants (ELS):(kN)

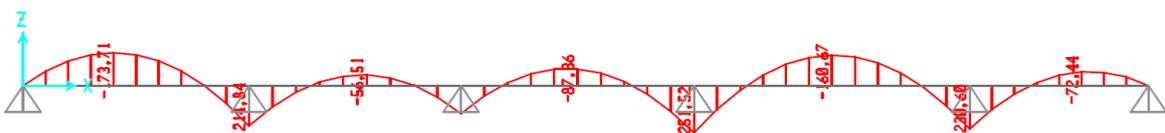


Sens transversal (Y-Y) :

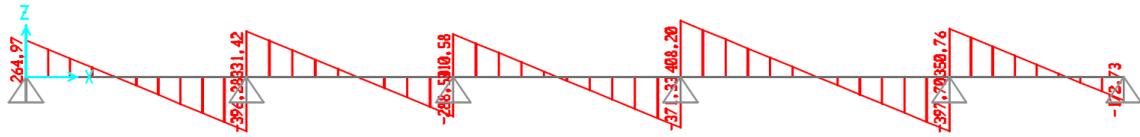
- Diagramme des moments fléchissant (ELU) : (kN.m)



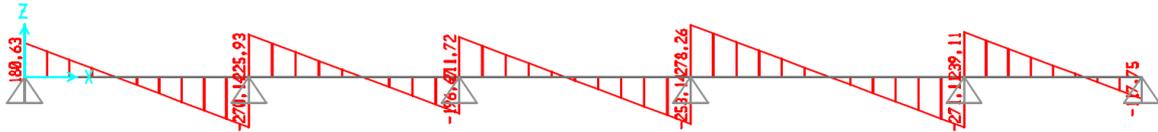
- Diagramme des moments fléchissant (ELS) :(kN.m)



▪ **Diagramme des efforts tranchants (ELU) :(kN)**



▪ **Diagramme des efforts tranchants (ELS):(kN)**



• Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	584,98	483,81
	Mt (kN.m)	511,47	423
	T (kN)	745,67	616,7
Sens transversal	Ma (kN.m)	315,15	251,52
	Mt (kN.m)	254,82	87,36
	T (kN)	396,82	270,1

Tableau VI.6 : Résultats des moments et efforts relevés de SAP.

VI.8.2 Calcul du ferrailage :

1. Armatures longitudinales :

Sens longitudinal X-X :

$$M_{max}^t = 511,47 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{max}^a = 584,98 \text{ kN.m}$$

$$b = 75 \text{ cm}; h = 90 \text{ cm}; d = 87 \text{ cm} \quad , \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{584,98 \times 10^3}{75 \times 87^2 \times 17} = 0,06 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,077 \Rightarrow Z = 84,32 \text{ cm}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{584,98 \times 10^3}{84,32 \times 87 \times 437} = 18,2 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 fil+4HA16 chap = 20,79 cm²/ml.

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{511,47 \times 10^3}{75 \times 87^2 \times 17} = 0,052 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,066 \Rightarrow Z = 84,70 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{511,47 \times 10^3}{84,70 \times 87 \times 437} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16+5HA14=17,75 cm²/ml.

Sens transversal Y-Y :

$M_{max}^t = 254,82 \text{ kN.m}$; $M_{max}^a = 315,15 \text{ kN.m}$
 $b = 45 \text{ cm}$; $h = 90 \text{ cm}$; $d = 87 \text{ cm}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{315,15 \times 10^3}{75 \times 87^2 \times 17} = 0,032 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,04 \Rightarrow Z = 85,6 \text{ cm}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{315,15 \times 10^3}{85,6 \times 87 \times 435} = 9,6 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 fil+3HA16 chap = 10,65 cm²/ml.

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{254,82 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 17} = 0,026 < \mu_r \Rightarrow \alpha = 0,032 \Rightarrow Z = 85,88 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times d \times \sigma_s} = \frac{254,82 \times 10^3}{85,88 \times 87 \times 435} = 7,8 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA16+3HA14=8,64 cm²/ml.

Tableau VI.4 : Récapitulatif du ferrailage de les nervures

	X-X	Y-Y
Appuis	4HA16fil+4HA20chap	3HA14fil+3HA16chap
Travée	5HA16+5HA14	2HA16+3HA14

Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 87 \times 2,4}{500} = 4,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

2. Armatures transversales :

- **Exigences du RPA pour les aciers transversale (Art 7.5.2.2/RPA2003) :**

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{150}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = \min \{37,5; 24\}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

- **Armatures transversales minimales :**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0,003.S_t.b$$

En zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025\text{cm}^2$

En zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7\text{cm}^2$

- **Diamètre minimal :** $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm}$

Soit : $\phi = 8\text{ mm}$.

Soit : $A_t = 4\text{HA } 8 = 2,01\text{cm}^2$ (1cadre et un étrier).

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 2,3\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 3\text{MPa}$$

Avec : $T_u^{max} = 902,34\text{ kN}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

VI.8.3 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones.

CONCLUSION

CONCLUSION :

Ce projet nous a offert l'opportunité d'explorer diverses méthodes et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation qui régit les principes de conception et de calcul des structures dans le domaine de la construction. Pour interpréter les résultats et obtenir le ferrailage des éléments de construction, nous avons utilisé le logiciel ETABS.

D'après notre étude, il est essentiel de souligner l'importance d'une étroite collaboration entre l'ingénieur civil et l'architecte dès le début du projet, en particulier pour la conception parasismique. Cette collaboration permet d'éviter toute conception insuffisante et garantit une sécurité parasismique optimale sans engendrer de coûts supplémentaires significatifs.

L'infrastructure a été conçue sous la forme d'un radier général en raison de la faible capacité portante du sol et de l'importance de la structure. Ainsi, cette conception permet de mieux absorber les charges transmises par la structure au sol.

En conclusion, nous espérons que ce modeste travail constituera une référence pour nous, marquant notre première avancée dans le domaine professionnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Les livres :

1. BAEL91 ;
2. D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
3. Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
4. Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 version 2003**.

Les mémoires de fin d'étude :

5. Etude d'une tour (R+6+1S-S) en béton a usage d'habitation, Tizi-Ouzou 2017.
6. Etude d'une tour (R+10) en béton à usage d'habitation, Saida 2010.
7. Etude d'une tour (R+10) en béton à usage multiple, Blida 2021.

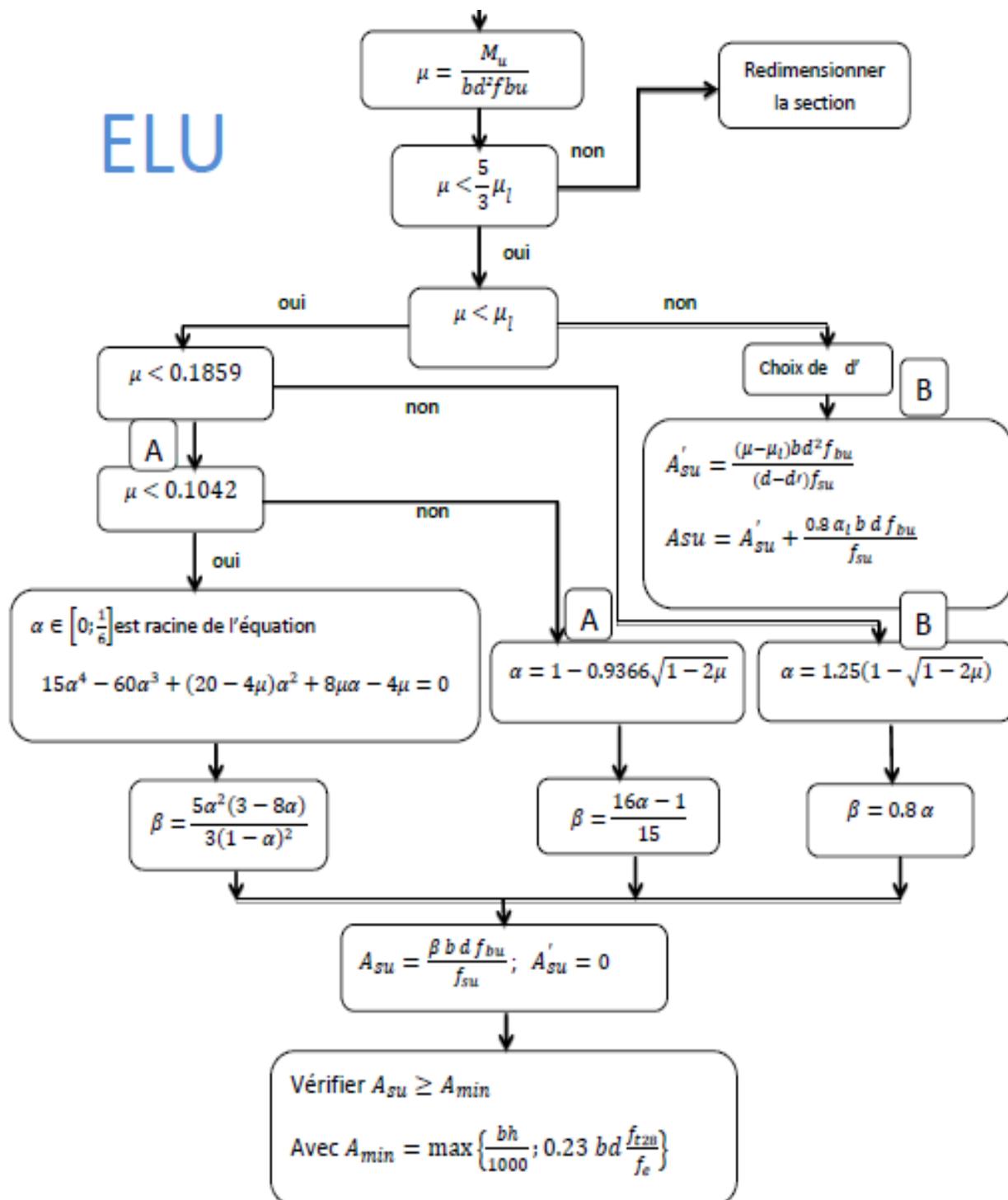
Outils informatiques

-  Logiciel AUTOCAD
-  Logiciel ETABS 9.7.4
-  Logiciel WORD
-  Logiciel EXCEL
-  Logiciel SAP2000
-  Logiciel SOCOTEC

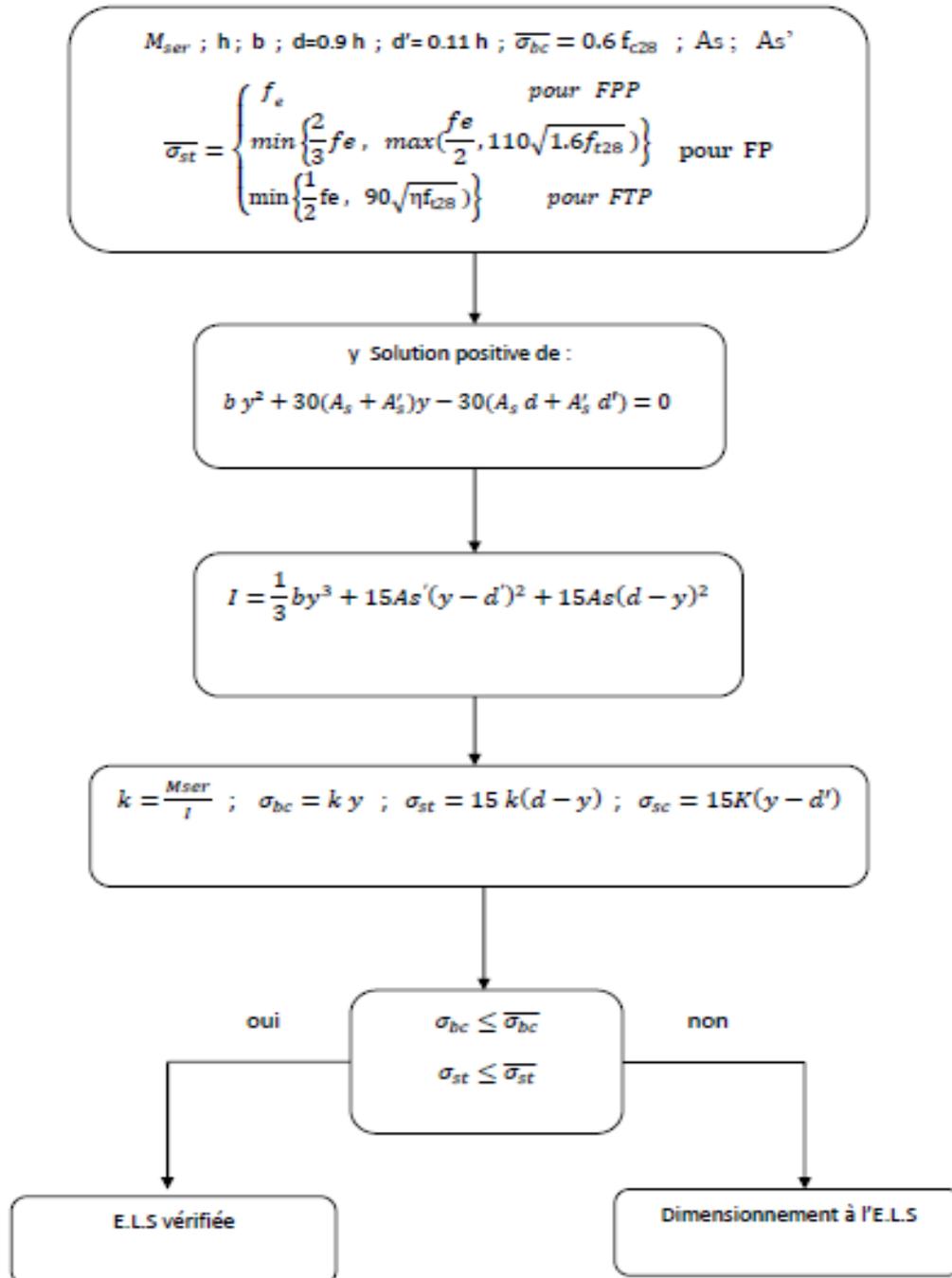
ANNEXES :

Organigramme : Flexion composé à l'E.L.U

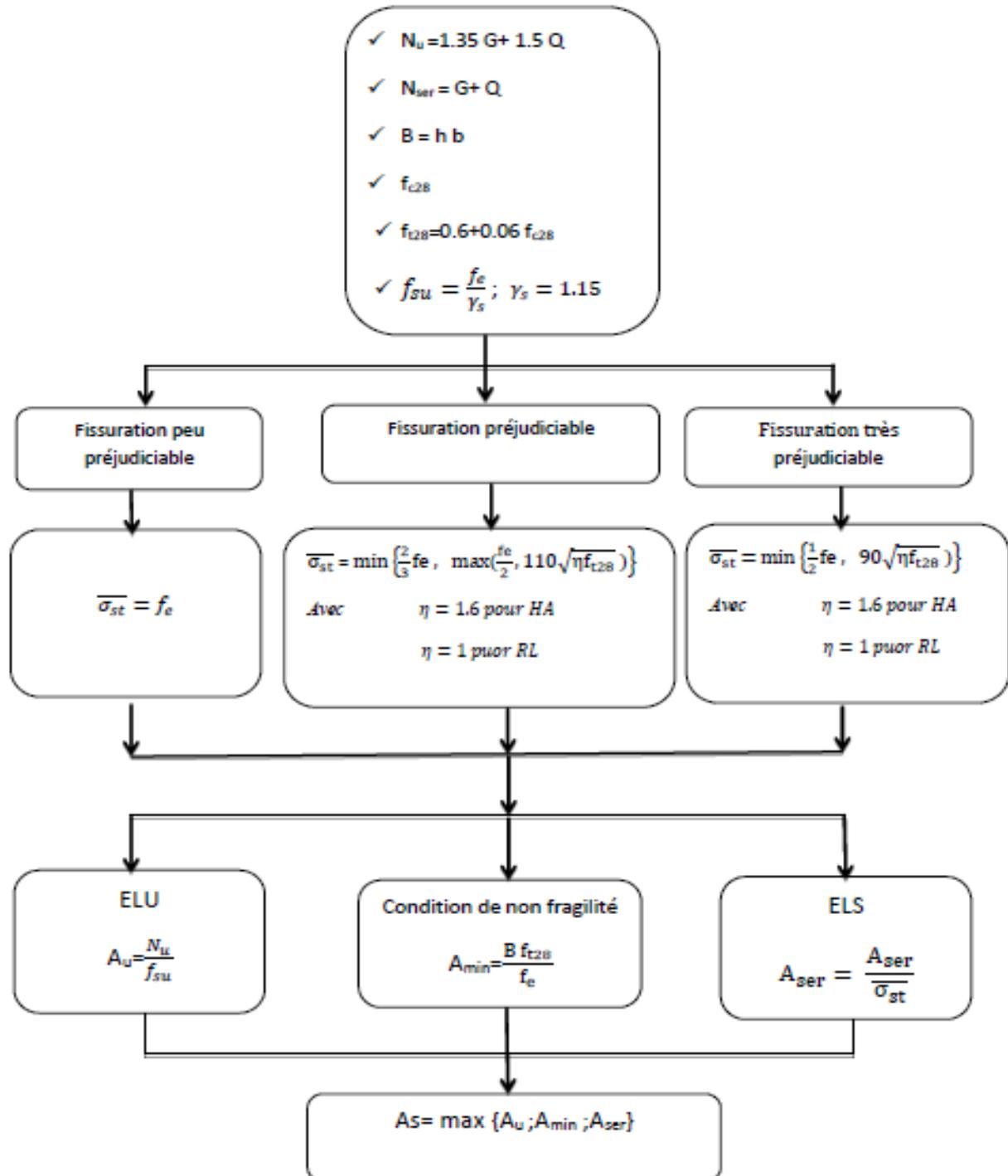
ELU



Organigramme : Flexion composé à l'E.L.S



Organigramme : Traction Simple



Organigramme : Flexion Simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire

