



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE MASTER
EN GENIE CIVIL**

Spécialité : structures.

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN BLOC DE
SANTÉ EN R+8+S-S EN BÉTON ARMÉ.**

Présenté par :

LADDI AMEL.

CHETTIH KHADIDJA.

Promoteur :

Mme. BELHEOUANE IMENE.

Blida, juillet 2023.

ABSTRACT:

Our graduation project consists in carrying out an expertise structure, located in the wilaya of BLIDA.

This study consists of analyzing the effect of the earthquake on the structure and considering preventive solutions contributing to the stability of the structure. This stability is ensured by reinforced concrete walls.

The study and analysis of this project have been established by the software (ETABS V.18).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules in force, namely (CBA 93, RPA99 version 2003).

For the verification of the reinforcement we used (Socotec) program.

Finally, we studied the infrastructure elements, like foundations.

Key word: Dynamic study, earthquake, reinforcement, stability.

RESUME :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une expertise sur un ouvrage implantée à la willaya de BLIDA.

Cette étude consiste à analyser l'effet du séisme sur la structure et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage. Cette stabilité est assurée par des voiles et des portiques.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS V.18).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA93 et RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées l'application (Socotec).

En fin, nous avons étudié les éléments de l'infrastructure, tels que les fondations font également partie de ce projet.

Mot clé : Etude dynamique, séisme, ferrailage, stabilité.

المخلص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى يتم انجازه بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 03 حسب القواعد المضادة للزلازل في الجزائر RPA 99 v 2003,

تتكون هذه الدراسة من تحليل تأثير الزلزال على الهيكل والنظر في الحلول الوقائية التي تساهم في استقرار الهيكل.

يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الجدران الحاملة المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة,

تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة برنامج (ETABS الإصدار 18).

يتوافق حساب الأبعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة عن طريق القواعد المعمول بها، وهي (BAEL91 modifier99، RPA99 version 2003).

للتحقق وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة استخدمنا برنامج (Socotec).

أخيرًا، تعتبر دراسة عناصر البنية التحتية، أي الأساسات، جزءًا من هذا المشروع أيضًا.

الكلمة المفتاحية: الدراسة الديناميكية، الزلزال، التسليح، الاستقرار.

Remerciement

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience et nous avoir gardé en bonne santé jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste projet.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mdm BELHOUANE IMÈNE de nous avoir encadré et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre projet et qui nous feront honneur de juger et d'enrichir notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents MERRAK et HEDJILA pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien considérable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire.

Mon chère frère MOHAMMED ALAA EDIN et mes adorables sœurs YOUSSEFA, HOUDA, AICHA.

A mes grands-mères et mes grands-pères, à tous mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants.

A mon binôme et chère amie KHADIDJA.

Mes amis (es), en particulier à NAWAL et MARWA et OUMAIMA.

A mon gérant Mdm BÉLHÉOUANE IMÈNE.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

LADDI AMEL

Dédicace

Spécial dédicace à :

Mes parents DJAMEL et HANIFA, aucun mot, aucune dédicace ne pouvaient exprimer mon respect, mon amour pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour mon instruction et mon bien-être trouvez ici. Merci pour tous vos encouragements constants et vos efforts. Que dieu vos protéger.

Ma chère sœur IKRAM et mes baux frères MOHAMMED et ISSAM.

Mon grand-père et ma grand-mère.

Mes tantes AHISA, SAIDA, FATMA et DJAMISA.

Mes oncles MAHMOUD, NACER, TOUFIK et KAMEL.

Mes cousine WISSAM, SALLABIL, NOURHAN et BOUCHRA.

Mes cousin ISSAM ? FAIM et YAD.

Mon binôme et adorable amie AMEL, merci pour tous.

Mes amis OUMAIMA, MARWA, MOHAMMED.

Mon gérant mdm BELHEOUAN IMENE.

CHETTIH KHADIDJA

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 : vue de face.....	2.
Figure I.2 : détail de plancher corps creux.....	4.
Figure I.3 : détail des escaliers.....	4.
Figure I.4 : la maçonnerie avec brique creuse.....	4.
Figure I.5 : acrotère d'une terrasse inaccessible.....	5.
Figure I.6 : types des fondations.....	6.
Figure I.7 : diagramme de contrainte – déformation à l'ELU.....	9.
Figure I.8 : diagramme de contrainte – déformation à l'ELS.....	9.
Figure I.9 : diagramme des déformations d'acier.....	10.
Figure I.10 : diagramme des déformations limite de la section règle des trois pivots...	12.
Figure II.1 : coupe vertical de contrepoids	18.
Figure II.2 : dimension d'acrotère	16.
Figure II.3 : poteau central.....	21.
Figure II.4 : poteau d'angle.....	23.
Figure II.5 : poteau de rive 1 ^{er} étage.....	26.
Figure II.6 : poteau de rive au niveau 2 ^{eme} étage-terrasse.....	27.
Figure II.7 : coupe de voile en plan.....	30.

Figure III.1 : coupe transversal sur l'acrotère.....	32.
Figure III.2 : schéma de ferrailage d'acrotère.....	36.
Figure III.3 : schéma d'escalier.....	36.
Figure III.4 : schéma statique d'escalier.....	37.
Figure III.5 : schéma statique des sollicitations à ELU.....	40.
Figure III.6 : schéma statique des sollicitations à ELS.....	40.
Figure III.7 : diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU...	41.
Figure III.8 : diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU...	41.
Figure III.9 : schéma de ferrailage d'escalier.....	46.
Figure III.10 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	49.
Figure III.11 : coupe d'un plancher à corps creux.....	50.
Figure III.12 : schéma statique des poutrelles	52.
Figure III.13 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	55.
Figure III.14 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	56.
Figure III.15 : schéma de ferrailage des poutrelles.....	57.
Figure III.16 : disposition constructive des armatures de la table de compression.....	58.
Figure III.17 : schéma d'une dalle pleine.....	59.
Figure III.18 : schéma de ferrailage de dalle pleine.....	62.
Figure III.19 : schéma de la dalle machine.....	62.
Figure III.20 : schéma de ferrailage de la dalle machine.....	67.

Figure IV.1 : vue en 3D de la structure.....	71.
Figure IV.2 : vue en plan 2D de structure sans voile.....	72.
Figure IV.3 : vue en plan 2D de structure renforcé avec voile.....	74.
Figure IV.4 : les trois premiers modes en 3D.....	75.
Figure IV.5 : spectre de repense R=4.	76.
Figure IV.6 : spectre de repense R=3,5.....	80.
Figure V.1 : modèle général d'un poteau.....	86.
Figure V.2 : ferrailage des poteaux.....	96.
Figure V.3 : ferrailage des poutres porteuses.....	110.
Figure V.4 : ferrailage des poutres non porteuses.....	110.
Figure V.5 : modèle général d'un voile.....	111.
Figure V.6 : vue en plan voile1,3,5.....	113.
Figure V.7 : vue en plan voile 2 ,4,6.....	113.
Figure V.8 : schéma présente un linteau.....	118.
Figure V.9 : schéma de ferrailage d'un linteau selon RPA.....	118.
Figure V.10 : ferrailage des linteaux.....	120.
Figure V.11 : ferrailage des voiles complet.....	121.
Figure V.12 : ferrailage d'un bout de voile.....	121.

Figure VI.1 : schéma de fondation profonde.....	122.
Figure VI.2 : schéma de fondation superficielle.....	123.
Figure VI.3 : dimension de semelle isolée.....	124.
Figure VI.4 : chevauchement des semelles.....	126.
Figure VI.5 : fils des poteaux 1.....	126.
Figure VI.6 : fils des poteaux 2.....	128.
Figure VI.7 : radier général.....	130.
Figure VI.8 : schéma présente le renversement.	133.
Figure VI.9 : panneau plus sollicité de la dalle du radier.....	136.
Figure VI.10 : ferrailage de la dalle de radier.....	139.
Figure VI.11 : ferrailage de nervure y-y.....	142.
Figure VI.12 : ferrailage de nervure x-x.....	143.
Figure VI.13 : schéma statique de débord.....	143.
Figure VI.14 : diagramme des moments.	143.
Figure VI.15 : ferrailage de débord.....	144.
Figure VI.16 : une semelle filante.....	145.
Figure VI.17 : ferrailage de poteau de sous-sol.....	154.
Figure VI.18 : coupe vertical du voile périphérique.....	155.
Figure VI.19 : schéma de ferrailage de voile.....	159.

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau II.1 : les dimensions de plancher corps creux.....	15.
Tableau II.2 : les charges de plancher étage courant	16.
TableauII.3 : les charges de plancher terrasse inaccessible.....	17.
TableauII.4 : les charges de la maçonnerie	18.
Tableau II .5 : les charges d'acrotère	18.
Tableau II.6 : surcharge d'exploitation cumulée du poteau central.....	22.
Tableau II.7 : les charges permanentes et d'exploitation.....	22.
Tableau II.8 : les résultats des dimensions de poteau central.....	23.
Tableau II.9 : surcharge d'exploitation cumulée du poteau d'angle.....	24.
Tableau II.10 : les charges permanentes et d'exploitation.....	25.
Tableau II.11 : les résultats des dimensions de poteau d'angle.....	26.
Tableau II.12 : charge d'exploitation cumulée de poteau de rive.....	28.
Tableau II.13 : les charges permanentes et d'exploitation.....	28.
Tableau II.14 : les résultats des dimensions de poteau de rive.....	29.
Tableau II.15 : vérification de la raideur.....	29.
Tableau III.1 : les charges de paillasse d'escalier.....	39.
Tableau III.2 : les charges de palier d'escalier.....	39.
Tableau III.3 : les sollicitations d'escalier.....	40.
Tableau III.4 : ferrailage longitudinal d'escalier.....	42.
Tableau III.5 : vérification des contraintes à l'ELS d'escalier.....	43.
Tableau III.6 : ré vérification des contraintes d'escalier à l'ELS.....	44.
Tableau III.7 : calcul de la flèche d'escalier.....	45.

Tableau III.8 : ferrailage de la poutre palière.....	47.
Tableau III.9 : vérification des contraintes à l'ELS.....	48.
Tableau III.10 : combinaison des charges des poutrelles.....	52.
Tableau III.11 : les résultats des moments en travée à l'ELU.....	53.
Tableau III.12 : les résultats des moments sur appuis à l'ELU	53.
Tableau III.13 : les résultats des moments en travée à l'ELS	54.
Tableau III.14 : les résultats des moments sur appuis à l'ELS.....	54.
Tableau III.15 : les résultats des efforts tranchants à l'ELU.....	55.
Tableau III.16 : les résultats des efforts tranchants à l'ELS.....	55.
Tableau III.17 : ferrailage longitudinal des poutrelles	56.
Tableau III.18 : la charge permanente de la dalle	59.
Tableau III.19 : la charge permanente d'un mur extérieur.....	59.
Tableau III.20 : les efforts interne de la dalle pleine.....	60.
Tableau III.21 : ferrailage de la dalle pleine.....	60.
Tableau III.22 : vérification des contraintes à l'ELS.....	61.
Tableau III .23 : évaluation des charges de dalle machine.....	63.
Tableau III.24 : choix de ferrailage en travée.....	64.
Tableau III.25 : choix de ferrailage sur appui.....	64.
Tableau III .26 : vérification des contraintes.....	65.
Tableau IV.1 : la période et les participations modales	72.
Tableau IV.2 : vérification de déplacement inter-étage selon x-x.....	73.
Tableau IV.3 : vérification de déplacement inter-étage selon y-y.....	73.
Tableau IV.4 : facteur de qualité.....	76.
Tableau IV.5 : la période et les participations modales.....	77.
Tableau IV.6 : vérification de l'effort normal réduit.....	78.

Tableau IV.7 : vérification de déplacement inter-étage selon x-x.....	78.
Tableau IV.8 : vérification de déplacement inter-étage selon y-y.....	79.
Tableau IV.9 : justification de coefficient de comportement $R=4$	79.
Tableau IV.10 : la période et les participations modales $R=3,5$	80.
Tableau IV.11 : vérification de l'effort tranchant à la base.....	82.
Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal réduit $R=3,5$	83.
Tableau IV.13 : vérification de déplacement inter-étage selon x-x.....	83.
Tableau IV.14 : vérification de déplacement inter-étage selon y-y.....	84.
Tableau IV.15 : vérification de l'effet P-delta selon x-x.....	84.
Tableau IV.16 : vérification de l'effet P-delta selon y-y.....	85.
Tableau IV.17 : justification de coefficient de comportement $R=3,5$	85.
Tableau V.1 : les contraintes limites et coefficient de sécurité béton et acier.....	87.
Tableau V.2 : les zones des poteaux.....	88.
Tableau V.3 : ferrailage des poteaux (N^{\max} , M^{corr}) à l'ELU.....	88.
Tableau V.4 : ferrailage des poteaux (N^{\min} , M^{corr}) à l'ELU.....	88.
Tableau V.5 : ferrailage des poteaux (N^{corr} , M^{\max}) à l'ELU.....	89.
Tableau V.6 : ferrailage des poteaux (N^{\max} , M^{corr}) à $G+Q+E_x$	89.
Tableau V.7 : ferrailage des poteaux (N^{\min} , M^{corr}) à $G+Q+E_x$	89.
Tableau V.8 : ferrailage des poteaux (N^{corr} , M^{\max}) à $G+Q+E_x$	89.
Tableau V.9 : ferrailage des poteaux (N^{\max} , M^{corr}) à $0,8G+E_x$	90.
Tableau V.10 : ferrailage des poteaux (N^{\min} , M^{corr}) à $0,8G+E_x$	90.
Tableau V.11 : ferrailage des poteaux (N^{corr} , M^{\max}) à $0,8G+E_x$	90.
Tableau V.12 : choix des armatures des poteaux.....	90.
Tableau V.13 : vérification des contraintes des poteaux N_{ser}^{\max} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$	91.

Tableau V.14 : vérification des contraintes des poteaux N_{ser}^{corr} , M_{ser}^{max}	91.
Tableau V.15 : vérification des contraintes des poteaux N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr}	92.
Tableau V.16 : vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	93.
Tableau V.17 : espacement maximales des armatures transversales des poteaux.....	95.
Tableau V.18 : choix des armatures transversales pour les poteaux.....	95.
Tableau V.19 : ferrailage des poutres porteuses.....	99.
Tableau V.20 : choix des armatures pour les poutres porteuses.....	99.
Tableau V.21 : ferrailage des poutres non porteuses.....	100.
Tableau V.22 : choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	101.
Tableau V.23 : vérification de la condition de non fragilité des poutres.....	103.
Tableau V.24 : vérification des contraintes des poutres porteuses.....	104.
Tableau V.25 : vérification des contraintes des poutres non porteuses.....	105.
Tableau V.26 : vérification de la contraint de cisaillement des poutres.....	106.
Tableau V.27 : calcul des armatures transversales.....	107.
Tableau V.28 : calcul des moments d'inerties.....	109.
Tableau V.29 : calcul de la flèche pour les poutres.....	110.
Tableau V.30 : les zones des voiles.....	112.
Tableau V.31 : les longueurs des voiles.....	113.
Tableau V.32 : les sollicitations des voiles.....	114.
Tableau V.33 : les sections d'armatures verticales des voiles	116.
Tableau V.34 : choix des armatures verticales.....	116.
Tableau V.35 : ferrailage des armatures horizontales des voiles.....	117.
Tableau V.36 : l'effort tranchant et dimension de linteau.....	119.
Tableau V.37 : les vérifications des linteaux.....	120.
Tableau V.38 : choix des armatures des linteaux.....	120.

Tableau VI.1: les efforts normaux des semelles filantes y-y (etabs).....	127.
Tableau VI.2 : les efforts normaux des semelles filantes x-x (etabs).....	127.
Tableau VI.3 : les efforts normaux des semelles filantes y-y (sous-sol).....	127.
Tableau VI.4 : les efforts normaux des semelles filantes x-x (sous-sol).....	127.
Tableau VI.5 : sections des semelles filantes selon y-y (fondation 1).....	128.
Tableau VI.6 : section des semelles filantes selon x-x (fondation 1).....	128.
Tableau VI.7 : section des semelles filantes selon y-y (fondation 2).....	129.
Tableau VI.8 : section des semelles filantes selon x-x (fondation 2).....	129.
Tableau VI.9 : contrainte sous radier à l'ELU.....	134.
Tableau VI.10 : contrainte sous radier à l'ELS.....	134.
Tableau VI.11 : ferrailage de panneau de radier.....	137.
Tableau VI.12 : vérification à l'ELS.....	138.
Tableau VI.13 : correction de la section d'acier.....	138.
Tableau VI.14 : ferrailage de nervure selon y-y.....	139.
Tableau VI.15 : ferrailage de nervure selon x-x.....	140.
Tableau VI.16 : vérification de condition de non fragilité.....	140.
Tableau VI.17 : vérification à l'ELS.....	141.
Tableau VI.18 : correction de section d'acier de nervure.....	141.
Tableau VI.19 : choix de ferrailage.....	144.
Tableau VI.20 : vérification des contraintes à l'ELS.....	144.
Tableau VI.21 : les dimensions de la dalle des semelles filantes.....	145.
Tableau VI.22 : choix de la hauteur des nervures selon x-x.....	146.
Tableau VI.23 : choix de la hauteur des nervures selon y-y.....	146.
Tableau VI.24 : vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante selon y-y...	146.
Tableau VI.25 : vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante selon x-x	147.
Tableau VI.26 : ferrailage de la dalle des semelles filantes.....	147.
Tableau VI.27 : choix des armatures longitudinales et transversales.....	148.

Tableau VI.28 : vérification de condition de non fragilité.....	148.
Tableau VI.29 : section d'armature des nervures selon y-y.....	148.
Tableau VI.30 : section d'armature des nervures selon x-x.....	149.
Tableau VI.31 : choix des armatures selon y-y.....	150.
Tableau VI.32 : choix des armatures selon x-x.....	150.
Tableau VI.33 : vérification des contraintes à l'ELS selon y-y.....	151.
Tableau VI.34 : vérification des contraintes à l'ELS selon x-x.....	151.
Tableau VI.35 : choix de ferrailage transversal.....	152.
Tableau VI.36 : choix des armatures de peau.....	152.
Tableau VI.37 : choix de ferrailage de poteau S.S.....	154.
Tableau VI.38 : ferrailage du voile périphérique.....	156.
Tableau VI.39 : vérification des contraintes à l'ELS.....	158.

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS :

- A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- Au : Section d'aciers à l'ELU.
- At : Section d'armature transversale.
- A : Coefficient d'accélération de zone
- B : Aire d'une section de béton.
- Br : Section réduite.
- B : La largeur (m).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- E: Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
- E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
- E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- F_{e28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- G: Action permanente.
- I : Moment d'inertie (m)
- I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
- Q: Charge variable (d'exploitation)
- Q: Facteur de qualité
- L: Longueur ou portée.
- L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
- M: Moment en général.
- Ma : Moment sur appui.
- Mu : Moment de calcul ultime.
- Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N: Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (kN).

P: Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (kN).

R: Coefficient de comportement global.

S Surface du radier (m)..

St : Espacement des armatures.

T₂: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V: Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W: Poids propre de la structure.

W_{Ql}: Charges d'exploitation.

a : Une dimension (en général longitudinale).

bo : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimé

d': Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus con

e : Excentricité, épaisseur.

f: Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h: Hauteur total du radier (m).

σ_{bc} : Contrainte du béton comprimé

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

v: Coefficient de poisson

σ: Contrainte normale.

σ adm : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

qs max : Frottement latéral unitaire limite

q: Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

k: Coefficient de portance.

Sommaire :

ملخص .

RESUME.

ABSTRACT.

REMERCIEMENT.

DEDECACE.

DEDECACE.

LISTE DES FIGURES.

LISTE DES TABLEAUX.

LISTE DES SYMBOLES.

INTRODUCTION GENERAL..... 1.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

I.1 Introduction 2.

I.2 Présentation de l'ouvrage2.

I.2.1 Caractéristiques géométriques 2.

I.2.2 Caractéristiques du sol 3.

I.3 Conception de la structure 3.

I.4 Caractéristique des matériaux utilisés..... 6.

I.4.1 Le béton.....6.

I.4.1.1 Composition du béton.....6.

I.4.1.2 Résistance de béton à la compression.....7.

I.4.1.3 Résistance de béton à la compression.....7.

I.4.1.4 Caractéristique physic et mécanique du béton.....7.

I.4.2 L'acier.....9.

I.4.2.1 Les contraintes limites de calcul.....10.

I.5	Les hypothèses de calcul.....	12.
I.5.1	ELU.....	12.
I.5.2	ELS.....	13.

Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluation des charges.

II.1	Introduction.....	14.
II.2	Pré dimensionnement des planchers.....	14.
II.2.1	Plancher à corps creux.....	14.
II.2.2	Dalle pleine avec un contrepoids.....	15.
II.3	Evaluation des charges et surcharge	16.
II.4	Pré dimensionnement des poutres.....	19.
II.4.1	Poutres principales.....	19.
II.4.2	Poutres secondaires.....	19.
II.5	Pré dimensionnement des poteaux.....	20.
II.5.1	Poteau central.....	21.
II.5.2	Poteau d'angle.....	23.
II.5.3	Poteau de rive.....	26.
II.6	Vérification de la raideur.....	29.
II.7	Pré dimensionnement des voiles.....	29.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III.1	Introduction.....	32.
III.2	Etude de l'acrotère.....	32.
III.2.1	Introduction.....	32.
III.2.2	Calcul des efforts internes.....	32.
III.2.3	Combinaisons des charges.....	33.
III.2.4	Ferraillage de l'acrotère.....	33.
III.2.5	Les vérifications nécessaires.....	34.

III.2.6	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	36.
III.3	Etude de l'escalier.....	36.
III.3.1	Introduction.....	36.
III.3.2	Dimensions les éléments d'escalier.....	37.
III.3.3	Evaluation des charges permanentes et d'exploitation.....	39.
III.3.4	Ferrailage d'escalier.....	40.
III.3.4.1	Calcul des sollicitations.....	40.
III.3.4.2	Calcul des efforts internes.....	40.
III.3.4.3	Calcul du ferrailage.....	42.
III.3.4.4	Les vérifications d'escalier.....	42.
III.3.4.5	Schéma de ferrailage d'escalier.....	46.
III.4	Etude de la poutre palière.....	46.
III.4.1	Introduction.....	46.
III.4.2	Pré dimensionnement de la poutre palière.....	46.
III.4.3	Charge supporté par la poutre.....	47.
III.4.4	Calcul des sollicitations.....	47.
III.4.5	Calcul de ferrailage.....	47.
III.5	Etude des planchers.....	49.
III.5.1	Introduction.....	49.
III.5.2	Etude des poutrelles.....	50.
III.5.3	Etude de la dalle pleine.....	59.
III.5.4	Etude de la dalle machine.....	62.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

IV.1	Introduction.....	68.
IV .2	Méthodes d'estimation des forces sismique.....	68.
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	69.
IV.3.1	Modélisation.....	69.

IV.4	Les résultats d'analyse d'étude.....	71.
IV.4.1	Modèle initiale.....	71.
IV.4.2	Modèle après le renforcement d'ossature de bâtiment.....	74.
IV.4.2.1	les vérifications de RPA.....	75.
IV.4.3	Modèle final R=3,5.....	79.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.1	Introduction.....	86.
V.2	Ferrailage des poteaux.....	86.
V.2.1	Introduction.....	86.
V.2.2	Combinaison des charges.....	87.
V.2.3	Calcul de ferrailage des poteaux.....	88.
V.2.4	Choix des armatures.....	90.
V.2.5	Vérification vis-à-vis d'ELS.....	91.
V.2.6	Vérification de l'effort tranchant.....	92.
V.2.7	Ferrailage transversal des poteaux.....	94.
V.2.8	Schémas de ferrailage des poteaux.....	96.
V.3	Ferrailage des poutres.....	96.
V.3.1	Introduction.....	96.
V.3.2	Ferrailage des poutres porteuses.....	98.
V.3.2.1	Choix des armatures.....	99.
V.3.3	Ferrailage des poutres non porteuses.....	100.
V.3.3.1	Choix des armatures.....	101.
V.3.4	Vérification vis-à-vis à l'ELS.....	103.
V.3.5	Vérification de l'effort tranchant.....	106.
V.3.6	Calcul des armatures transversales.....	106.
V.3.7	Vérification de la flèche.....	108.
V.3.8	Schémas de ferrailage des poutres.....	110.

V.4	Ferraillage des voiles	111.
V.4.1	Introduction.....	111.
V.4.2	Sollicitation des voiles.....	114.
V.4.3	Ferraillage des armatures verticales.....	115.
V.4.4	Ferraillage des armatures horizontales.....	116.
V.4.5	Ferraillage des linteaux.....	118.
V.4.6	Schémas de ferraillage des voiles et des linteaux.....	120.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1	Introduction.....	122.
VI.2	Etude des fondations.....	122.
VI.2.1	Le rôle d'une fondation.....	122.
VI.2.2	Classification de fondation.....	122.
VI.2.3	Etude géotechnique de sol.....	123.
VI.2.4	Choix de type de fondation.....	124.
VI.2.5	Pré dimensionnement et ferraillage des fondations.....	129.
VI.2.5.1	Fondation1 (sous-sol).....	129.
VI.2.5.2	Fondation2 (RDC).....	144.
VI.3	Ferraillage de poteau de sous-sol.....	152.
VI.4	Etude de voile périphérique.....	153.
VI.4.1	Introduction.....	153.
VI.4.2	Pré dimensionnement et ferraillage de voile.....	154.

CONCLUSION GENERAL.....	159.
-------------------------	------

LES REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES.

LES ANNEXES.

INTRODUCTION GENERALE :

La construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées, portant principalement sur le choix du type d'ouvrage. Ces bâtiments sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : tremblements de terre, cyclones, éruptions volcaniques...etc. Donc on doit réaliser une structure résistante et stable on utilise le règlement parasismique algérien (RPA).

Notre thème de ce projet fin d'étude « Etude d'un BLOC DE SANTE en béton armé » composée d'un sous -sol, RDC et de 8 étages de comportement irrégulier en plan et contreventée par des voiles. Le plan de travail de ce projet est :

Dans le 1er chapitre nous avons présenté et décrit l'ouvrage avec les dimensions en plan, en élévation, les caractéristiques des matériaux utilisés et du sol. Ensuite, nous avons présenté dans le 2eme chapitre le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique. D'autre part, dans le 3eme chapitre nous avons étudiés les éléments qui comportent notre bâtiment (l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, le plancher en corps creux, la dalle machine et la dalle plein). Alors, le 4eme chapitre présent l'étude dynamique en zone sismique c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par l'ETABS version.18.0.2, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. A propos, le 5eme chapitre on a calculés le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le RPA99 et le CBA93. Enfin, dans le dernier chapitre nous avons étudiés la fondation et voile périphérique et les poteaux de l'entre sol en respectons un rapport d'étude de sol.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

I.1 Introduction :

La stabilité d'une structure dépend de la résistance de différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile, etc.) à diverses sollicitations (compression, flexion, etc.), la résistance de ces éléments dépend du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et propriétés. Ainsi, pour le calcul des éléments constitutifs de la structure, nous nous basons sur les réglementations et méthodes connues (BAEL91, RPA99, révisées 2003) basées sur le matériau (béton et acier) et sur la connaissance des dimensions et du ferrailage des éléments résistants de la structure. Les travaux en cours que nous avons la chance de soutenir visent à appliquer les connaissances acquises dans nos cursus universitaires à travers l'étude du génie civil des bâtiments.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre étude est un BLOC DE SANTE classé dans le groupe d'usage 1A. La structure est de type RDC+8 avec Sous-Sol, le contreventement est assuré par des voiles. L'ouvrage est implanté à la willaya de Blida (commune soumàa). Cette région est classée comme étant une zone de sismicité élevée (zone III) Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99-version 2003).

La terrasse du ce BLOC est une terrasse inaccessible.

Le déplacement entre les étages est assuré par des cages d'escalier et aussi par des cages d'ascenseurs.



Figure I.1: Vue de face de BLOC.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

➤ Dimensions en élévation :

- hauteur totale est de : 34,56
- hauteur du RDC est de : 3,84 m
- hauteur d'étage courant est de : 3,84 m
- hauteur du Entre-sol est de : 3,06m

➤ Dimensions en plan :

- longueur totale : $L = 31$ m

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

- largeur totale: $L= 23,5$ m

I.2.2 caractéristiques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

Une contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}}=2,24$ bars pour une profondeur de 1,5m.

Une contrainte de sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}}=2,2$ bars pour une profondeur entre 1,5m et 5m.

I.3 Conception de la structure :

➤ **Contreventement :**

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. En utilisant pour cela :

Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.

- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

➤ **Plancher :**

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

Le type de dalle au niveau des plancher a été choisi en fonction de :

- La portée de différentes travées.
- Les charges à supporter.
- La forme du plancher.

Selon ces critères nous avons opté pour un plancher en corps creux

➤ **Planchers corps creux :**

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

- Facilité de réalisation.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.



Figure I.2: Détail de Planchers corps creux

➤ Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

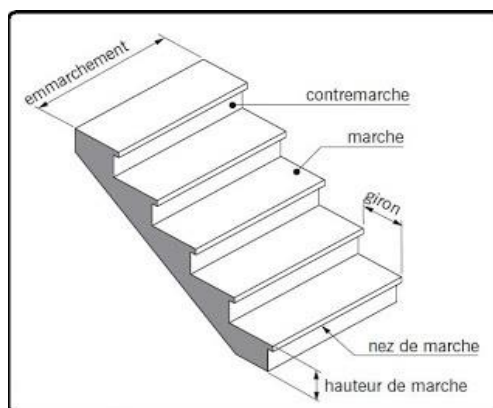


Figure I.3 : Détail des escaliers

➤ Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques ;creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

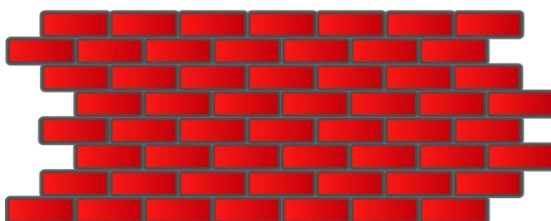


Figure I.4 : La maçonnerie avec briques creuses.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

➤ **Acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante. Le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

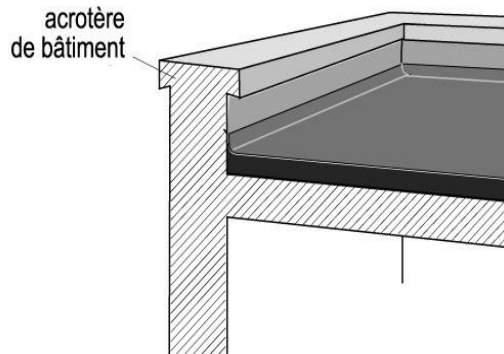


Figure I.5 : acrotère d'une terrasse inaccessible.

➤ **Ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur d'un seul type.

➤ **Les revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- En carrelage posés sur les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Plâtres pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.

➤ **Le système de coffrage :**

- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques
- Coffrage métallique pour les voiles.

➤ **Fondation :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du système de fondation est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges et de la nature du sol afin de limiter au maximum les tassements différentiels. Ce système de fondation doit être homogène.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

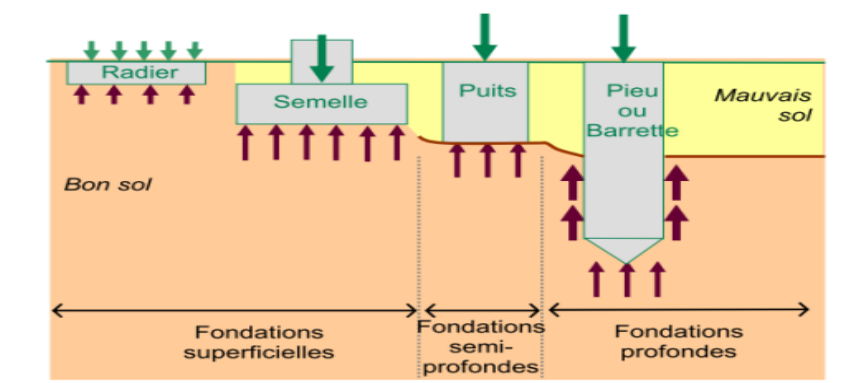


Figure I.6 : types des fondations.

I.4 Caractéristique des matériaux utilisés :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir :

- BAEL91 modifié99.
- CBA93.
- RPA99 version 2003.

I.4.1 Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

I.4.1.1 Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de Ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA 325.
- 400L de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800L de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175L d'eau de gâchage.

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

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

➤ **Résistance du béton [BAEL91 /99] :**

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} .

I.4.1.2 Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais par des éprouvettes cylindriques normalisées de 200cm² de section et de 32cm de hauteur, Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 30\text{MPa}$

I.4.1.3 Résistance du béton à la traction :

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

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction
- Traction par fendage en écrasant les cylindres précédents placés horizontalement entre les plateaux d'une presse (essais Brésilien)
- Traction par flexion ; ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de cote « a » et de longueur « 4a » reposant sur 2 appuis horizontaux soumise à la flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si} \quad f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

On a : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

I.4.1.4 Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :

➤ **Masse Volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ cette masse Volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500kg/m³.

➤ **Poids volumique :**

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

➤ **Coefficient de poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement BAEL 91 :

À l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

➤ Retrait Hygrométrique :

Le béton subisse à une variation de son volume lorsqu'il conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

➤ Module de déformation longitudinale :

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

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

- **Module d'élasticité instantanée «Eb_{ij}» :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{b_{ij}} = 11000(f_{c_j})^{1/3} \quad \text{D'où :} \quad E_{b_{i28}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

f_{c_j} ; $E_{b_{ij}}$: en MPa.

- **Module d'élasticité différée «Eb_{vj}» :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{b_{vj}} = 3700(f_{c_j})^{1/3} \quad \text{D'ou :} \quad E_{v_{28}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

➤ Les contraintes limites de calcul :

- **Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par : $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } t > 24h \rightarrow \theta = 1 \\ \text{Si } 1h < t < 24h \rightarrow \theta = 0.9 \\ \text{Si } t > 1h \rightarrow \theta = 0.85 \end{array} \right.$$

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

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

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

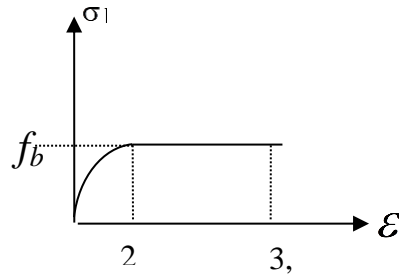


Figure I.7: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

- Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

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

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par $\sigma_{bc}=0.6f_{c28}$

$f_{c28}=30\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc}=18\text{MPa}$

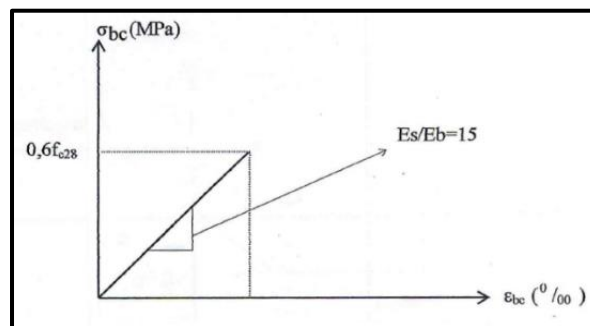


Figure I.8: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

- Ronds lisses (R.L) : $F_e E_{24}$
- Barres à hautes adhérences (HA) : $F_e 500$
- Treillis soudés (T.S) : TLE 52 $\varnothing=8$ mm pour les dalles.

I.4.2.1 Les contraintes limites de calcul :

➤ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec : $\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s}\right)$

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_s { =1.15 en cas de situations durables ou transitoires.
 { =1.00 en cas de situations accidentelles.

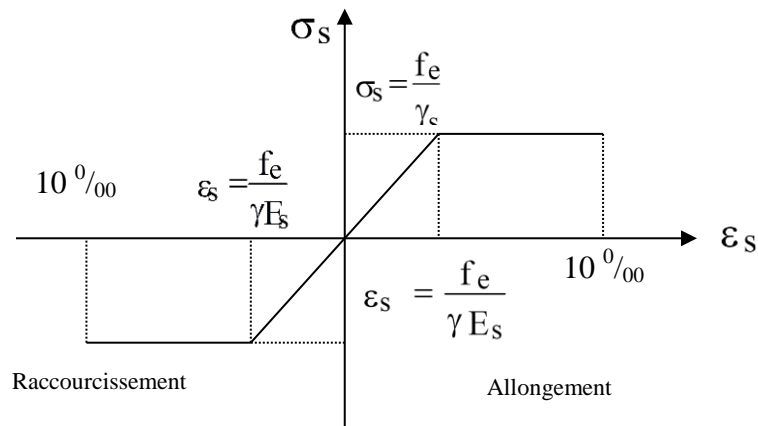


Figure I.9: Diagramme contraintes déformations

➤ **Contrainte de calcul :**

- **ELU :**

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

- La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s =$ { 1,15 situation durable ou transitoire
 { 1,0 situation accidentelle

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

rond lisse ($f_e = 235 \text{ MPa}$)	{	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	situation durable ou transitoire
		$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	situation accidentelle
haute adhérence ($f_e = 500 \text{ MPa}$)	{	$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$	situation durable ou transitoire
		$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	situation accidentelle

- ELS :

• La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_t 28}) \right]$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = 0,8 \bar{\sigma}_s$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

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

• Allongement de rupture :

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

• Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

• Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier

E_b : Module de déformation du béton

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

• Protection des armatures :

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, qu'encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

I.5 Les hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- Le RPA99/version2003 : c'est le code de calcul.
- Le règlement BAEL 91 : est basé sur la théorie des états limites.

I.5.1 Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

Equilibre statique et stabilité de forme.

Résistance de l'un des matériaux de la structure.

➤ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

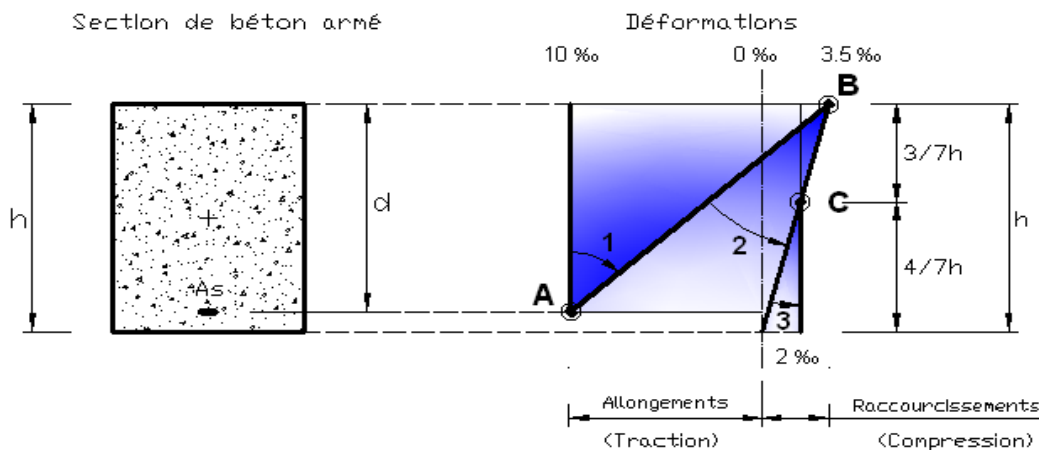


Figure I.10: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.

I.5.2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :**

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n \times E_b$; $n = 15$).
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :

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

Est égale à :

$$\text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Chapitre II :

Pré dimensionnement et évaluation des charges.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement est une première étape au début du calcul des éléments structuraux du bâtiment, permettant d'avoir un dimensionnement préliminaire et de déterminer les charges restituées à chaque élément par la descente des charges.

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure, ils supportent les charges Verticales, les transmettent aux éléments porteurs et isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On distingue deux types :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonte d'une dalle de compression. Les planchers de notre structure sont à corps creux, les caractéristiques de ce type des planchers sont :

La facilite d'exécution.

La protection contre l'humidité.

La bonne transmission des charges

II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers en corps creux est le résultat d'un assemblage d'éléments préfabriqués (corps creux +poutrelles) et une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'espacement variables.

$$\text{On a : } \frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

Condition de la flèche

L : La distance maximale de la poutre entre nus d'appuis

$$L=5,1\text{m}$$

$$20,4\text{cm} \leq e \leq 25,5\text{cm}$$

On optera donc pour un plancher en : (20+5) cm.

Les poutrelles : sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

-Sont disposées parallèlement à la plus petite portée..

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

-Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a :

b : largeur totale de compression.

H : épaisseur du plancher.

L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

Donc: $0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h \Rightarrow 10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 15 \text{ cm}$

On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

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

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$, $L_y = 550 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 2 \times 26,5 + 12 = 65$

On prend : $b = 65 \text{ cm}$

Tableau II.1 : Les dimensions de plancher corps creux.

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	20 cm
La largeur b_0 des nervures	12 cm
Entraxe des nervures	65 cm

II.2.2 Dalle pleine avec un contre poids :

Dans ce projet on a utilisé un contre poids pour équilibré la dalle reposant sur un seul appui (sans console) dans les sept derniers étages afin d'agrandir l'espace des chambres.

a) Dalle pleine :

-Résistance au feu :

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

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

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

-Isolation phonique :

Selon les règles techniques algériennes en vigueur « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.

b) Contre poids :

On a pris la valeur d'épaisseur de contre poids 25cm pour éviter la différence avec l'épaisseur de plancher corps creux.

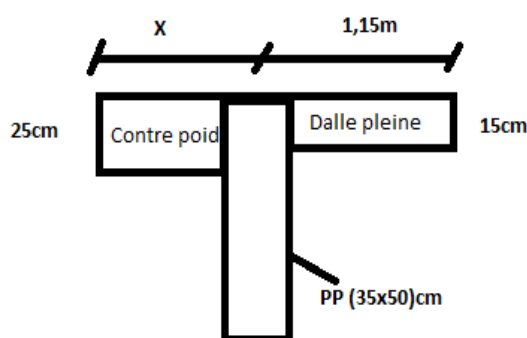


Figure II.1 : coupe vertical de contre poids.

$$\text{VOLUME}_{\text{contre poids}} = \text{VOLUME}_{\text{dalle pleine}}$$

$$Lx_{cp} \cdot Ly_{cp} \cdot e_{cp} = Lx \cdot Ly \cdot e$$

$$X \cdot 5,5 \cdot 0,25 = 1,15 \cdot 5,5 \cdot 0,15$$

$$X = 0,69 \text{ m} = Lx_{cp}$$

II.3 Évaluation des charges et surcharges:

D'après le DTR.B.C.2.2

➤ **Plancher étage courant :**

Charge permanente :

Tableau II.2: Charges plancher étage courant.

désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (cm)	G (kN/m ²)
revêtement carrelage	-	1,5	0,7

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

Mortier de Pose	20	2	0,4
lit de sable	18	2	0,36
enduit de plâtre	10	2	0,2
Plancher en corps creux		25	3,44
Σ	/	/	5,1

Surcharge d'exploitation :

$$Q_{moy} = \frac{\sum Q \cdot S}{\sum S}$$

Q : charge d'exploitation selon la nature des locaux (utilisation) (DTR- page 18-)

S : la surface de chaque local (plan d'architecture)

- Pour le RDC :

$$Q_{moy} =$$

$$\frac{(170 * 4) + (33 + 28,6 + 19,05 + 22,6 + 14,8 + 18,6 + 21,52 + 27,2 + 19,45) * 2,5 + (10,6 + 10,6 + 20,52 + 15,5 + 15,5 + 12,9) * 1,5}{460,44}$$

$$Q_{moy} = 2,9 \text{ kN/m}^2$$

- Pour les autres étages :

$$Q_{moy} =$$

$$\frac{(81,2 * 4) + (20,5 + 23,2 + 20,7 + 47,3 + 45,85 + 40,05 + 44,05) * 2,5 + (32,1 + 20,52 + 8,7 + 12,4 + 12,9 + 10,6 + 10,6 + 5,45) * 1,5}{436,12}$$

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

Remarque :

Nous avons calculé la charge d'exploitation moyenne pour chaque étage qui sont en multiple usage.

➤ **plancher terrasse inaccessible :**

Charge permanente :

Tableau II.3:Charges plancher terrasse inaccessible.

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (cm)	G (kN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0.85
Étanchéité multicouche	6	2	0.12
Papier kraft	/	/	0.05

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

Forme de pente	22	10	2.2
Isolation thermique	3	5	0.15
Plancher en corps creux	/	25	3.44
Enduit de plâtre	10	2	0.2
Σ	/	/	7.01

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

➤ La maçonnerie :

Charge permanente :

Tableau II.4 : Les charges de la maçonnerie.

désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (cm)	G (kN/m ²)
Enduit de ciment	18	2	0,36
Brique creux	-	15	1,3
Ame d'aire	-	5	-
Brique creux	-	10	0,9
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	2,76

➤ L'acrotère :

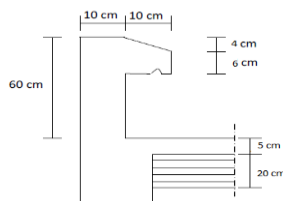


Figure II.2 : Dimension d'acrotère.

Tableau II.5 : Les charges d'acrotère.

Elément	Surface (cm ²)	Poids volumique ($\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$)	Poids surfacique (kN/m)
Acrotère	680	25	1.7
Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)			0.504
Total			Gt=2.2kN/m

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

II.4 Predimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) . Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

➤ **Selon les règles BAEL 91 :**

- 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

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

➤ **Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1 Poutres porteuses :

Nous avons : $L = 5,5 - 0,4 = 5,1$ m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm}$$

On prend $h = 50cm$.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 15cm \leq b \leq 35cm$$

On prend $b = 35cm$.

➤ **Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions d'article (7.5.1 de RPA 99) suivantes:**

- $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 35cm > 20cm$ vérifiée.
- $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 50cm > 30cm$ vérifiée.
- $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1,43 < 4$ vérifiée.

II.4.2 Poutres non porteuses :

Nous avons : $L = 4,6 - 0,40 = 4,2$ m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 28cm \leq h_t \leq 42cm$$

On prend $h = 45cm$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend $b = 35 \text{ cm}$

➤ **Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions d'article (7.5.1 de RPA 99) suivantes :**

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.5 < 4$ vérifiée.

II.5 Pré dimensionnement des Poteaux :

Un poteau est un élément structural vertical qui assure la transmission des charges d'une structure à un autre élément porteur ou à une fondation.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

On mènera le calcul à l'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

-La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$) pour tous les niveaux.

Selon le " BAEL 91 modifié 99 " On prend $\lambda = 35$.

Avec : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{a}$. $l_f = 0,7 \cdot l_0$. (Poteau encastré-appuie). l_0 : longueur initiale du poteau. On a : $l_0 = 3,84 \text{ m}$

$$a = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{\lambda} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot 3,84}{35} = 0,266 \text{ m}$$

➤ **Le minimum requis par " RPA99 version 2003 " dans la zone III :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Min}(40, 40) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{Min}(40, 40) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,84}{20} = 0,192 \text{ m}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \dots \dots \dots 0,25 < 1 < 4$

On prend $a=b=40 \text{ cm}$

➤ **Section réduite du poteau (BAEL 91 V 99) :**

$$Br \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A'}{Br} \sigma_s} \leq 10$$

Br : section réduite du béton. (d'après le B.A.E.L pour des raisons d'imperfection d'exécution on place à la place de B une aire de béton réduite Br).

Nu : effort normal ultime.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

$$\beta = 0.85/\alpha = \begin{cases} 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.....D'où : $\beta = 1.2$

f_{bc} : résistance du béton (les charges étant appliquées après 90jours). $f_{bc}=17 \text{ MPA}$

$\sigma_{s 10}$: contrainte correspondant à l'allongement maximal $\epsilon_s=10\text{‰}$ de l'acier $\sigma_{s 10}=f_e/\gamma_s$

$$0.2 \% \leq \frac{A'}{Br} \leq 5\% \quad \text{on prend } \frac{A'}{Br} = 1\% \quad Br \geq \frac{1.2Nu}{\frac{17}{0.9} + 0.85 \times 1\% \times \frac{500}{1.15}} \quad Br \geq 0.0415Nu.$$

Nu est déterminé à partir de l'évaluation des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

II.5.1 Poteau central :

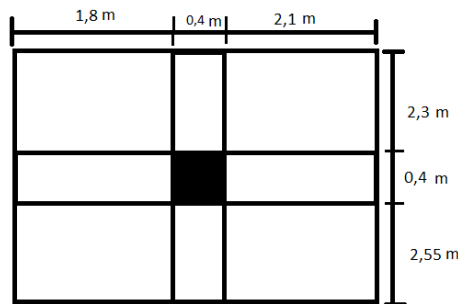


Figure II.3 : poteau central.

$$S_t = (1,8 \times 2,55) + (1,8 \times 2,3) + (2,1 \times 2,55) + (2,1 \times 2,3) = 18,92\text{m}^2$$

➤ **Poteau supportant le plancher terrasse :**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse inaccessible $G \times S = 7.01 \times 18,92 = 132,63\text{kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[4,85 \times 0,35 \times 0,5] = 21,22\text{kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[3,9 \times 0,45 \times 0,30] = 13,16\text{kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.84 \times 0,4^2] = 15,36\text{kN}$.

$$G = 182,37\text{kN}$$

- **Charge d'exploitation** $Q_0 = Q \times S = 1 \times 18,92 = 18,92\text{kN} \longrightarrow Q = 18,92\text{kN}$

➤ **Poteau supportant le plancher étage courant (1^{eme} étage jusqu'à 8^{eme} étage) :**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5.1 \times 18,92 = 96,49\text{kN}$.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[4,85 \times 0,35 \times 0,5] = 21,22 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[3,9 \times 0,45 \times 0,30] = 13,16 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3,84 \times 0,4^2] = 15,36 \text{ kN}$.

$$G = 146,23 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation :**

- $Q_0 = Q \times S = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN} \longrightarrow Q = 47,3 \text{ kN}$

➤ **Poteau supportant le plancher RDC (poteau sous- sol) :**

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5,1 \times 18,92 = 96,49 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[4,85 \times 0,35 \times 0,5] = 21,22 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[3,9 \times 0,45 \times 0,30] = 13,16 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3,06 \times 0,4^2] = 12,24 \text{ kN}$.

$$G = 143,11 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation :**

- $Q_0 = Q \times S = 2,9 \times 18,92 = 54,87 \text{ kN} \longrightarrow Q = 54,87 \text{ kN}$

- **Charge permanente et surcharge d'exploitation cumulée:**

Tableau II.6 : surcharge d'exploitation cumulée du poteau central.

Terrasse	$Q_0 = 1 \times 18,92 = 18,92 \text{ kN}$	$Q = Q_0 = 18,92 \text{ kN}$
8 ^{ème} étage	$Q_1 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + Q_1 = 66,22 \text{ kN}$
7 ^{ème} étage	$Q_2 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 108,79 \text{ kN}$
6 ^{ème} étage	$Q_3 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 146,63 \text{ kN}$
5 ^{ème} étage	$Q_4 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 179,74 \text{ kN}$
4 ^{ème} étage	$Q_5 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 208,12 \text{ kN}$
3 ^{ème} étage	$Q_6 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 231,77 \text{ kN}$
2 ^{ème} étage	$Q_7 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 250,69 \text{ kN}$
1 ^{er} étage	$Q_8 = 2,5 \times 18,92 = 47,3 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + \dots + Q_8) = 264,88 \text{ kN}$
RDC	$Q_9 = 2,9 \times 18,92 = 54,87 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,60(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_9) = 278,88 \text{ kN}$

Tableau II.7: Les charges Permanentes et d'exploitation.

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation (kN)	
	G Plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum
Terrasse	132,63	34,38	15,36	182,37	182,37	18,92	18,92
8	96,49	34,38	15,36	146,23	328,6	47,3	66,22
7	96,49	34,38	15,36	146,23	474,83	47,3	108,79
6	96,49	34,38	15,36	146,23	621,06	47,3	146,63
5	96,49	34,38	15,36	146,23	767,29	47,3	179,74
4	96,49	34,38	15,36	146,23	913,52	47,3	208,12

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

3	96,49	34,38	15,36	146,23	1059,75	47,3	231,77
2	96,49	34,38	15,36	146,23	1205,98	47,3	250,69
1	96,49	34,38	15,36	146,23	1352,21	47,3	264,88
RDC	96,49	34,38	12,24	143,11	1495,32	54,87	278,88

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = 2437,002 \text{ kN}$$

Donc :

$$Br \geq 0.0415 \times 2437,002 \times 10^3 * 1,1 \dots \dots Br \geq 116305,92 \text{ mm}^2 = 1163,06 \text{ cm}^2$$

$$(a-2)^2 \geq Br \quad a = \sqrt{Br} + 2 = 36,1 \text{ cm}$$

Tableau II.8: Les résultats des dimensions de poteau central.

Niveau	Q _{cum} (kN)	G _{cum} (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	RPA	Choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (Mpa)	Vérification
Terrasse	18,92	182,37	274,6	131,04	13,4	40x40	30*30	201,3	1,94	OK
8	66,22	328,6	542,9	259,12	18,1	40x40	30*30	394,8	3,81	OK
7	108,79	474,83	804,2	383,81	21,6	40x40	35*35	583,6	4,14	OK
6	146,63	621,06	1058,4	505,11	24,5	40x40	35*35	767,7	5,45	OK
5	179,74	767,29	1305,5	623,03	26,9	40x40	40*40	947	5,15	OK
4	208,12	913,52	1545,4	737,56	29,2	40x40	40*40	1121	6,09	OK
3	231,77	1059,75	1778,4	848,73	31,1	40x40	40*40	1291	7,02	OK
2	250,69	1205,98	2004,1	956,46	32,9	40x40	40*40	1456	7,92	OK
1	264,88	1352,21	2222,8	1060,8	34,6	40x40	45*45	1617	6,94	OK
RDC	278,88	1495,32	2437	1163,1	36,1	40x40	45*45	1774	7,62	OK

$$N_{ser} = G + Q = 1774,2 \text{ kN} .$$

$$\sigma_{ser} \text{ (MPa)} = N_{ser} / (1.15 * A)$$

$$= 1774,2 * 1000 / (1.15 * 450 * 450) = 7,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * F_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

II.5.2 Poteau d'angle :

$$S_t = (1,8 \times 2,55) = 4,59 \text{ m}^2$$

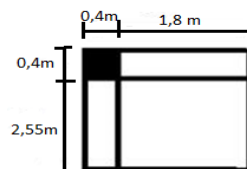


Figure II.4 : poteau d'angle.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

➤ **Poteau supportant le plancher terrasse :**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessible $G \times S = 4,59 \times 7,01 = 32,18 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [2,55 \times 0,35 \times 0,5] = 11,16 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [1,8 \times 0,35 \times 0,45] = 7,09 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3,84 \times 0,4^2] = 15,36 \text{ kN}$.

$$G = 65,79 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation** $Q_0 = Q \times S = 1 \times 4,59 = 4,59 \text{ kN} \longrightarrow Q = 4,59 \text{ kN}$

➤ **Poteau supportant le plancher étage courant (1^{ème} étage jusqu'à 8^{ème} étage):**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5,1 \times 4,59 = 23,41 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [2,55 \times 0,35 \times 0,5] = 11,16 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [1,8 \times 0,35 \times 0,45] = 7,09 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3,84 \times 0,4^2] = 15,36 \text{ kN}$.

$$G = 57,02 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation** : $Q_0 = Q \times S = 2,5 \times 4,59 = 11,48 \text{ kN} \longrightarrow Q = 11,48 \text{ kN}$

➤ **Poteau supportant le plancher RDC (poteau sous- sol) :**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5,1 \times 4,59 = 23,41 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 [2,55 \times 0,35 \times 0,5] = 11,16 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25 [1,8 \times 0,45 \times 0,35] = 7,09 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25 [3,06 \times 0,4^2] = 12,24 \text{ kN}$.

$$G = 53,9 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation** $Q_0 = Q \times S = 2,9 \times 4,59 = 13,31 \text{ kN} \longrightarrow Q = 13,31 \text{ kN}$

• **Le poids total des poutres sont:**

$$11,16 + 7,09 \text{ kN} = 18,25 \text{ kN} \longrightarrow P = 18,25 \text{ kN}$$

- **Charge permanente et surcharge d'exploitation cumulée:**

Tableau II.9 : surcharge d'exploitation cumulée du poteau d'angle.

Terrasse	$Q_0 = 1 \times 4,59 = 4,59 \text{ kN}$	$Q = Q_0 = 4,59 \text{ kN}$
8 ^{ème} étage	$Q_1 = 2,5 \times 4,59 = 11,48 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + Q_1 = 16,07 \text{ kN}$
7 ^{ème} étage	$Q_2 = 2,5 \times 4,59 = 11,48 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 26,4 \text{ kN}$
6 ^{ème} étage	$Q_3 = 2,5 \times 4,59 = 11,48 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 35,59 \text{ kN}$
5 ^{ème} étage	$Q_4 = 2,5 \times 4,59 = 11,48 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 43,62 \text{ kN}$
4 ^{ème} étage	$Q_5 = 2,5 \times 4,59 = 11,48 \text{ kN}$	$Q = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 50,51 \text{ kN}$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

3 ^{ème} étage	$Q_6=2.5 \times 4,59=11,48\text{kN}$	$Q=Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)=56,25\text{kN}$
2 ^{ème} étage	$Q_7=2.5 \times 4,59=11,48\text{kN}$	$Q=Q_0+0.70(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)=60,84\text{kN}$
1 ^{ème} étage	$Q_8=2.5 \times 4,59=11,48\text{kN}$	$Q=Q_0+0.65(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ \dots+ Q_8)=64,29\text{kN}$
RDC	$Q_9=2.9 \times 4,59=13,31\text{kN}$	$Q=Q_0+0.60(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots+ Q_9)=67,67\text{kN}$

Tableau II.10: Les charges Permanentes et d'exploitation.

Niv	Charges permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)	
	G Plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum
Terrasse	32,18	18,25	15,36	65,79	65,79	4,59	4,59
8	23,41	18,25	15,36	57,02	122,81	11,48	16,07
7	23,41	18,25	15,36	57,02	179,83	11,48	26,4
6	23,41	18,25	15,36	57,02	236,85	11,48	35,59
5	23,41	18,25	15,36	57,02	293,87	11,48	34,62
4	23,41	18,25	15,36	57,02	350,89	11,48	50,51
3	23,41	18,25	15,36	57,02	407,91	11,48	56,25
2	23,41	18,25	15,36	57,02	464,93	11,48	60,84
1	23,41	18,25	15,36	57,02	521,95	11,48	64,29
RDC	23,41	18,25	12,24	53,9	575,85	13,31	67,67

$$Nu=1.35G+1.5Q \Rightarrow Nu =955,13 \text{ kN}$$

Donc :

$$Br \geq 0.0415 \times 955,13 \times 10^3 \dots \dots \dots Br \geq 399,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } a = \sqrt{Br} + 2 = 21,98 \text{ cm}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

Tableau II.11 : Les résultats des dimensions de Poteau d'angle.

Niv	Q cum	G cum	Nu	Br cm ²	a	RPA	CHOIX	Nser	σ _{ser}	VERIFICATIO
Terrasse	4,59	65,79	95,7	39,71	8,3	40x40	30x30	70,38	0,68	OK
8	16,07	122,81	189,9	78,81	10,88	40x40	30x30	138,88	1,34	OK
7	26,4	179,83	282,37	117,18	12,82	40x40	35x35	206,23	1,46	OK
6	35,59	236,85	373,13	154,84	14,44	40x40	35x35	272,44	1,93	OK
5	43,62	293,87	462,15	191,79	15,85	40x40	35x35	337,49	2,4	OK
4	50,51	350,89	549,47	228,03	17,11	40x40	35x35	401,4	2,85	OK
3	56,25	407,91	635,05	263,54	18,23	40x40	35x35	464,16	3,29	OK
2	60,84	464,93	718,92	298,35	19,27	40x40	35x35	525,77	3,73	OK
1	64,29	521,95	801,07	332,44	20,23	40x40	35x35	586,24	4,16	OK
RDC	67,67	575,85	955,13	396,38	21,91	40x40	40x40	643,52	3,49	OK

$$N_{ser} = G + Q = 643,52 \text{ kN} .$$

$$\sigma_{ser} \text{ (MPa)} = N_{ser} / (1.15 * A)$$

$$= 643,52 * 1000 / (1.15 * 400 * 400) = 3.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

II.5.3 Poteau de Rive :

$$S_{1er \text{ étage}} = (1,8 \times 2,1) + (1,8 * 2,55) + (2,1 * 2,55) + (2,1 * 2,1) = 18,14 \text{ m}^2$$

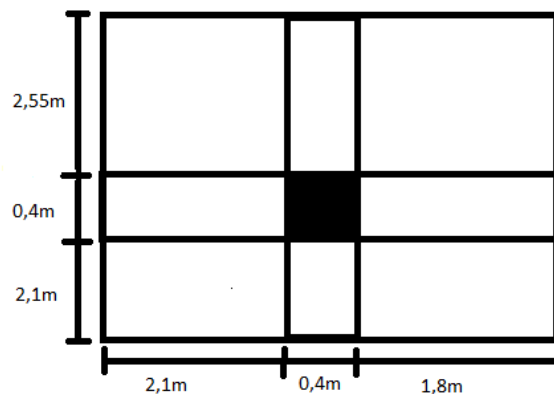


Figure II.5 : poteau de rive niveau 1^{er} étage.

$$S_{2eme-terrasse} = (1,8 \times 2,1) + (1,8 * 2,55) + (2,1 * 2,55) = 13,73 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

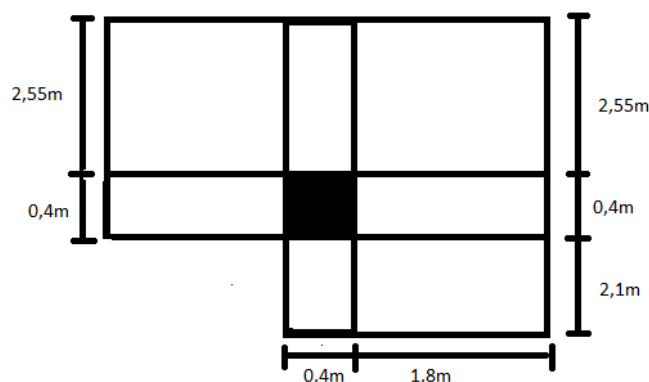


Figure II.6: Poteau de rive niveau 2^{ème} étage au terrasse.

➤ **Poteau supportant le plancher terrasse :**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessible $G \times S = 13,73 \times 7,01 = 96,25 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[4,65 \times 0,35 \times 0,5] = 20,34 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[3,9 \times 0,35 \times 0,45] = 15,36 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3,84 \times 0,4^2] = 15,36 \text{ kN}$.

$$G = 147,31 \text{ kN}$$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q_0 = Q \times S = 1 \times 13,73 = 13,73 \text{ kN} \longrightarrow Q = 13,73 \text{ kN}$$

➤ **Poteau supportant le plancher étage courant (2^{ème} étage jusqu'à 8^{ème} étage):**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5,1 \times 13,73 = 70,02 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[4,65 \times 0,35 \times 0,5] = 20,34 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[3,9 \times 0,35 \times 0,45] = 15,36 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3,84 \times 0,4^2] = 15,36 \text{ kN}$.

$$G = 121,08 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation :** $Q_0 = Q \times S = 2,5 \times 13,73 = 34,33 \text{ kN} \longrightarrow Q = 34,33 \text{ kN}$.

➤ **Poteau supportant le plancher 1^{er} étage :**

• **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5,1 \times 18,14 = 92,5 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[4,65 \times 0,35 \times 0,5] = 20,34 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[3,9 \times 0,45 \times 0,35] = 15,36 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3,84 \times 0,4^2] = 15,36 \text{ kN}$.

$$G = 143,56 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation** $Q_0 = Q \times S = 2,5 \times 18,14 = 45,35 \text{ kN} \longrightarrow Q = 45,35 \text{ kN}$

• **Le poids total des poutres est:**

$$20,34 + 15,36 = 35,7 \text{ kN} \longrightarrow P = 35,7 \text{ kN}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

- Charge permanente et charge d'exploitation cumulée:

Tableau II.12: Les charges d'exploitation cumulée du poteau de rive.

Terrasse	$Q_0=1 \times 13,73=13,73\text{kN}$	$Q=Q_0=13,73\text{kN}$
8 ^{eme} étage	$Q_1=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+ Q_1=48,06\text{kN}$
7 ^{eme} étage	$Q_2=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)=78,96\text{kN}$
6 ^{eme} étage	$Q_3=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+0.9(Q_1+ Q_2+ Q_3)=106,42\text{kN}$
5 ^{eme} étage	$Q_4=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)=130,45\text{kN}$
4 ^{eme} étage	$Q_5=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+0.8(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)=151,05\text{kN}$
3 ^{eme} étage	$Q_6=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)=168,22\text{kN}$
2 ^{eme} étage	$Q_7=2.5 \times 13,73=34,33\text{kN}$	$Q=Q_0+0.70(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+Q_7)=181,95\text{kN}$
1 ^{eme} étage	$Q_8=2.5 \times 18,14=45,35\text{kN}$	$Q=Q_0+0.65(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ \dots+ Q_8)=199,41\text{kN}$

Tableau II.13 : Les Charges Permanentes et d'exploitations.

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation (kN)	
	G Plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum
Terrasse	96,25	35,7	15,36	147,31	147,31	13,73	13,73
8	70,02	35,7	15,36	121, 08	268,39	34,33	48,06
7	70,02	35,7	15,36	121, 08	389,47	34,33	78,96
6	70,02	35,7	15,36	121, 08	510,55	34,33	106,42
5	70,02	35,7	15,36	121, 08	631,63	34,33	130,35
4	70,02	35,7	15,36	121, 08	752,71	34,33	151,05
3	70,02	35,7	15,36	121, 08	873,79	34,33	168,22
2	70,02	35,7	15,36	121, 08	994,89	34,33	181,95
1	92,5	35,7	15,36	143,56	1138,43	45,35	199,41

$$N_u=1.35G+1.5Q \Rightarrow N_u =1835,99\text{kN}$$

Donc :

$$B_r \geq 0.0415 \times 1835,99 \times 10^3 \dots\dots\dots B_r \geq 761,93\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } a = \sqrt{B_r} + 2 = 29,6\text{cm}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

Tableau II.14: Les résultats des dimensions de Poteau de rive.

Niv	Q cum	G cum	Nu	Br cm ²	a	RPA	CHOIX	Nser	δser	vérification
Terrasse	13,73	147,31	219,46	91,07	11,45	40X40	40X40	161,04	0,87	OK
8	48,06	268,39	434,42	180,28	15,43	40X40	40X40	316,45	1,72	OK
7	78,96	389,47	644,22	267,35	18,35	40X40	40X40	468,43	2,54	OK
6	106,42	510,55	848,87	352,28	20,77	40X40	40X40	616,97	3,35	OK
5	130,35	631,63	1048,22	435,01	22,86	40X40	40X40	761,98	4,14	OK
4	151,05	752,71	1242,73	515,73	24,71	40X40	40X40	903,76	4,91	OK
3	168,22	873,79	1431,95	594,26	24,38	40X40	40X40	1042,01	5,66	OK
2	181,95	994,89	1616,03	670,65	27,89	40X40	40X40	1176,84	6,4	OK
1	199,41	1138,43	1835,99	761,93	29,6	40X40	40X40	1337,84	7,27	OK

$$N_{ser} = G + Q = 1337,84 \text{ kN .}$$

$$\sigma_{ser} \text{ (MPa)} = N_{ser} / (1.15 * A)$$

$$= 1337,84 * 1000 / (1.15 * 400 * 400) = 7,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

II.6 Vérification de raideur :

Il faut vérifier que :

$$R_{\text{poteau}} \geq R_{\text{poutre}} \quad \rightarrow \quad \frac{I_{\text{poteau}}}{h_{\text{poteau}}} \geq \frac{I_{\text{poutre}}}{L_{\text{poutre}}}$$

R_{poteau} : la raideur de poteau.

R_{poutre} : la raideur de poutre.

I_{poteau} : le moment d'inertie de poteau.

I_{poutre} : le moment d'inertie de poutre.

h_{poteau} : la hauteur de poteau.

L_{poutre} : la longueur minimal de la poutre.

Tableau II.15: Vérification de raideur.

Les étages	Choix	R_{poteau}	R_{poutre}		Vérification
			P_p	P_s	
5 ^{eme} – 8 ^{eme} étages	35×35	325,66	662,88	577,78	Non vérifiée
1 ^{er} - 4 ^{eme} étages	40×40	555,55	662,88	577,78	Non vérifiée
RDC	45×45	889,89	662,88	577,78	Vérifiée
Entre -sol	45×45	1116,73	662,88	577,78	Vérifiée

La condition de raideur n'est pas vérifiée dans les deux premières sections donc on doit augmenter leur sections par un choix de (45x45) cm.

II.7 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

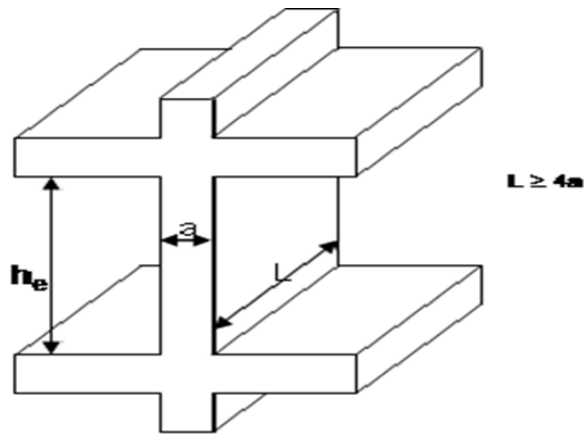


Figure II.7: Coupe du voile en plan.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Article 7-7-1 du RPA99)

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition suivante :

$$\begin{cases} l \geq 4e \\ e \geq h_e/20 \end{cases}$$

l : la longueur du voile.

e : l'épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage

➤ **RDC-8^{ème} étage :**

On a : $h_e = 3.84 - 0,5 = 3,34\text{m}$

- **Mât porteur :**

$$e \geq \frac{334}{25} = 13,36\text{cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e = 15\text{ cm}$

Vérifications :

$$e = 15\text{cm} \geq (h_e/25) = 13,36\text{cm} \longrightarrow \text{Vérifie}$$

$$l > 4a = 15 \times 4 = 60\text{cm} \longrightarrow l > 60\text{cm}$$

- **Bout de voile :**

$$e \geq \frac{334}{22} = 15,18\text{ cm} \text{ on prend } e = 16\text{cm}$$

Vérifications :

$$e = 16\text{cm} \geq (h_e/22) = 15,18\text{cm} \longrightarrow \text{Vérifie}$$

$$l > 4a = 16 \times 4 = 64\text{cm} \longrightarrow l > 64\text{cm}$$

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et évaluation des charges.

- Voile d'escalier :

$$e \geq \frac{334}{20} = 16,7 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 18 \text{ cm}$$

Vérifications :

$$e = 18 \text{ cm} \geq (h_e/20) = 16,7 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifie}$$

$$l > 4a = 18 \times 4 = 72 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad l > 72 \text{ cm}$$

➤ Entre sol :

$$\text{On a : } h_e = 3.06 - 0,5 = 2,56 \text{ m}$$

- Mûr porteur :

$$e \geq \frac{256}{25} = 10,24 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

Vérifications :

$$e = 15 \text{ cm} \geq (h_e/25) = 10,24 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifie}$$

$$l > 4a = 15 \times 4 = 60 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad l > 60 \text{ cm}$$

- Bout de voile :

$$e \geq \frac{256}{22} = 11,63 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

Vérifications :

$$e = 20 \text{ cm} \geq (h_e/22) = 11,63 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifie}$$

$$l > 4a = 20 \times 4 = 80 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad l > 80 \text{ cm}$$

- Voile d'escalier :

$$e \geq \frac{256}{20} = 12,8 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

Vérifications :

$$e = 15 \text{ cm} \geq (h_e/20) = 12,8 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifie}$$

$$l > 4a = 15 \times 4 = 60 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad l > 60 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments résistants principaux qui contribuent au contreventement directement.

Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Cependant, ces derniers doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant les codes :

CBA93 / BAEL99 / RPA 2003

III.2 Etude de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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

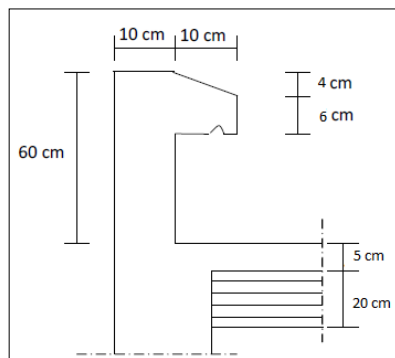


Figure III.1: Coupe transversale sur l'acrotère.

III.2.2 Calculs des efforts :

➤ Charge permanent :

Poids propre de l'acrotère : $G_A = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.06) + (0.1 \times 0.04) / 2] \times 25 = 1.7 \text{ kN/ml}$

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

$G_R = [18 \times 0.02 \times (60 + 10)] \times 2 \times 10^{-2} = 0,504 \text{ kN/m}$

$G_t = 2.2 \text{ kN/ml}$

➤ Charge d'exploitation :

$Q = 1 \text{ kN/ml}$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

La force sismique horizontale F_p : Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la Formule : $F_p = 4. A. C_p. W_p$ (Art 6.2.3 RPA99).

A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,40$, en zone III, groupe d'usage 1A)

W_p : poids de l'acrotère ($W_p = 2.2 \text{ kN/ml}$)

C_p : facteur de force horizontal pour l'élément secondaire donné par le Tableaux 6-1 (RPA) ($C_p = 0,8$)

Donc : $F_p = 4 \times 0,40 \times 0,8 \times 2,2 = 2,82 \text{ kN}$

On a $Q_u = \text{Max} (F_p, 1.5 Q) = 2.82 \text{ kN} \dots \dots$ Donc pour une bande de 1m de largeur on a :

$G = 2.2 \text{ kN/ml}$ et $Q = 2.82 \text{ kN/ml}$.

III.2.3 Combinaisons des charges :

➤ **ELU :** { Effort normal de compression dû à G: $N_u = 1,35 \times G = 2,97 \text{ kN/ml}$
Moment de renversement dû à Q_u : $M_u = 1.5 Q_u \times h = 2.54 \text{ kN.m}$
Effort tranchant dû à Q_u : $T_u = 1.5 Q_u = 4,23 \text{ kN}$

➤ **ELS :** { Effort normal de compression : $N_{ser} = G = 2.2 \text{ kN/ml}$
Moment de renversement : $M_{ser} = Q_u \times h = 2.82 \times 0.6 = 1.692 \text{ kN.m}$
Effort tranchant : $T_{ser} = Q_u = 2.82 \text{ kN}$

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fait sur une section rectangulaire avec une bande de 1ml :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $c = c' = 3 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_c = 500 \text{ MPa}$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 85.52 \text{ cm}$$

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

$\Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c' \dots \dots \dots$ D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée SPC, elle sera calculée en flexion simple (voir annexe1) sous l'effet d'un moment fictif.

➤ **Calcul de moment fictif :**

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.6 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul en flexion simple :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{b.d}^2} = 0.0189 < \mu_R = 0.371$$

$$Z = 8,91 \text{ cm}$$

$$A_S = 67,12 \text{ mm}^2 = A_{S \text{ fictif}}$$

$$A'_S = A'_{S \text{ fictif}}$$

$$A_S \text{ réel} = A_{S \text{ fictif}} \frac{N_u}{\sigma_s} = 67.12 - \left(\frac{2.97 \times 10^3}{435} \right) = 60,29 \text{ mm}^2 = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{La condition de non fragilité : } A_S \geq A_{S \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 90 \times 2,4 / 500 = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{La règle de millième : } A_S \geq \frac{b \cdot h}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix d'armateurs : } A_S \geq \text{Max} (0.60 ; 0.99 ; 1) = 1 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte pour } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Armatures de répartition : } \frac{A_S}{4} \leq A'_S \leq \frac{A_S}{2} \iff 0.50 \leq A'_S \leq 1.00 \iff \text{On prend : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Remarque : Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armature pour la zone comprimée soit :

$$A'_S = A_S = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement :** Armatures principale : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $St \leq (60-6)/3 = 18 \text{ cm}$. On adopte $St = 18 \text{ cm}$.

III.2.5 Les vérifications nécessaires :

➤ **À L'ELS : (cas SPC)**

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$n=15 ; c'=0.01 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m} , f_{c28} = 30 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} , f_{bc} = 17 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 76,91 \text{ cm}$$

$$c = e - (h/2) = 71,91 \text{ cm}$$

calcul de y_1 : on cherche d'abord la racine y_c de l'équation $y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + \frac{90 \cdot A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 \cdot A_2}{b} (c + d) . \\ q = 2c^3 - \frac{90 \cdot A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 \cdot A_2}{b} (c + d)^2 . \end{array} \right.$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -15231,26 \text{ cm}^2 \\ q = 721706,43 \text{ cm}^3 \\ \Delta = -2624202452 < 0 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \quad \text{avec } \varphi \text{ en radians.}$$

$$\varphi = 0,99 \text{ rad}$$

Alors :

$$y_c = -2 \sqrt{-\frac{p}{3}} \cos \left[\frac{2H}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

$$y_c = 107,62 \text{ cm}$$

Donc :

$$y_1 = y_c - c = 35,71 \text{ cm}$$

- Contrainte limite de traction de l'acier :

on a $n = 1,6$ pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500; \max(0,5 \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2}, 4) \right\} = \min \{333,33; 250\} \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.}$$

- Contrainte limite de compression du béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

- Contrainte de compression maximal de béton :

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot A_1 (y_1 - c_1) - 15 \cdot A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0,109 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte de traction de l'acier :

$$\sigma_{s1} = 15 \cdot \sigma_{bc}^{\max} \cdot \left(\frac{y_1 - c_1}{y_1} \right) = 1,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \sigma_{bc}^{\max} \cdot \left(\frac{d_1 - c_1}{y_1} \right) = -1,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ À L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement) .

Cas de fissuration préjudiciable on a :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Avec : $T = 4.23 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{4.23 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales.

III.2.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

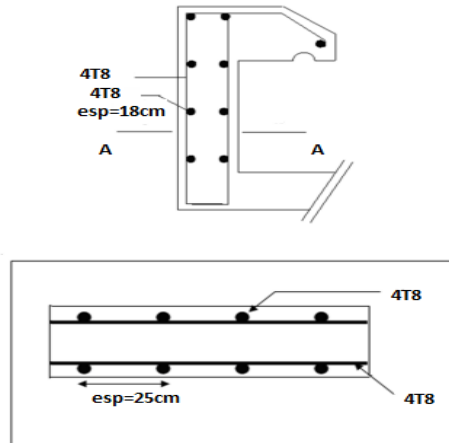


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude de l'escalier :

III.3.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle emmarchement la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche : g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche. Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle la pailasse. La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche.

L'escalier peut prendre appui sur une poutre appelée poutre palière. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour, partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle le palier de repos. Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde-corps, donc les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

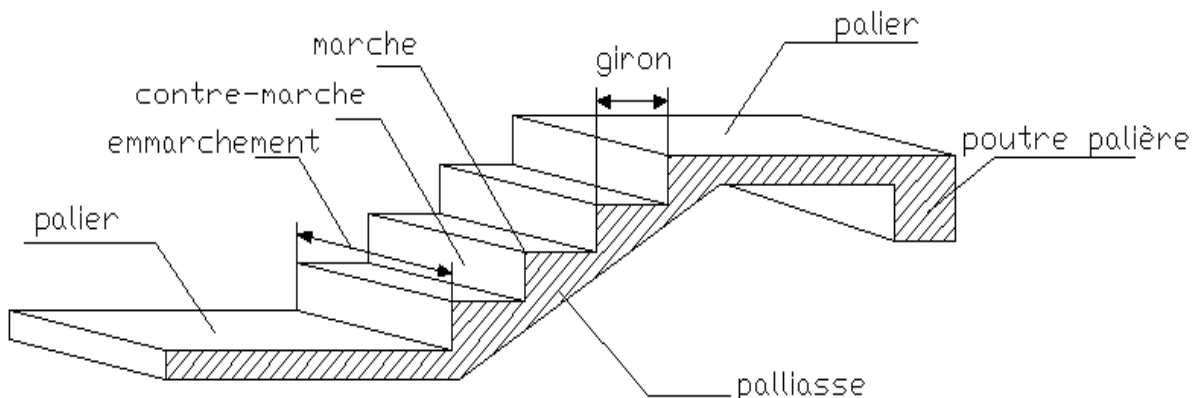


Figure III.3: schéma d'Escalier.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

III.3.2 Dimensions des éléments d'escalier

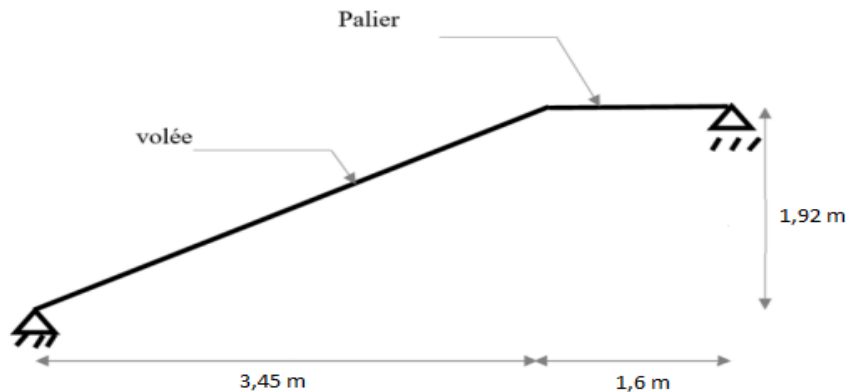


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier.

➤ **Dimension des emmarchements :**

L'emmarchement est en fonction de la destination et du nombre d'utilisation. On compte 60-50 cm par personne. Ainsi on admet les valeurs suivantes :

- 70 cm à 90 cm pour un escalier de service
- 100 cm pour un escalier de caves
- 120 cm à 200 cm pour un escalier de bâtiments à usage public
- 90 cm à 120 cm pour un escalier de bâtiments à usage d'habitation

Dans notre cas (bloc médecine) en pendre : 150 cm

➤ **Dimensionnements de la hauteur de contre marche et giron de marche :**

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

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

$$2h+g=64 \dots\dots\dots(1) \quad H=1,92 \text{ m}$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots(2) \quad L=3,45 \text{ m}$$

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

Avec : n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

h : Hauteur de la contre marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient : $64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$
Avec : n : La racine de l'équation.

$$64n^2 - n(793) + 384 = 0 \rightarrow 64n^2 - 793n + 384 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4(a \times c)$$

$$\Delta = 530545 > 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow n_1 = 0,5. \\ n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow n_2 = 11,88. \end{array} \right.$$

On prend $n = 12$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches $n = 12$

- le nombre des marches $n - 1 = 11$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 16 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 32 \text{ cm}$$

Vérification de l'équation de «BLONDEL» :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 (g+2h) \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier} \\ 14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow 14 \leq 16 \leq 17 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier} \\ 22 \leq g \leq 33 \text{ cm} \rightarrow 22 \leq 32 \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier} \end{array} \right.$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paille :**

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

Avec :

$$l = L / \cos \alpha = 3,95 \text{ m}$$

$$13,17 \leq e \leq 19,75 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

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

Angle d'inclinaison de la paille :

$$\tan \frac{H}{L} = \frac{192}{345} = 0,556$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

$$\alpha = 29,1^\circ$$

➤ Détermination d'épaisseur de palier :

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

l_x : la portée minimal de panneau.

$9,2 \text{ cm} \leq e \leq 11,5 \text{ cm}$ Selon le RPA99 on a $e=15\text{cm}$.

➤ Détermination d'épaisseur de volie :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \rightarrow 13,16 \leq e \leq 19,74 \rightarrow \text{Donc } e_v = 15\text{cm}$$

III.3.3 Evaluation des charges permanentes et d'exploitations :

➤ Paillasse (volé) :

Charge permanente :

Tableau III.1: Les charges de Paillasse d'escalier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
01	Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
02	Carrelage vertical	0.02	22	0.44
03	Mortier de pose horizontale	0.02	18	0,36
04	Mortier de pose vertical	0.02	18	0.36
05	Lit de sable	0.02	18	0,36
06	Marches	0.16*(1/2)	22	1.76
07	Paillasse	0.16/cos29,1°	25	4.58
08	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
09	Gards corps	-	-	1
Charge permanente totale				G=9,5kN/m ²

Charge d'exploitation : $Q= 4 \text{ kN/m}^2$

➤ Palier :

Charge permanente :

Tableau III.2 : Les charges de palier d'escalier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.03	18	0,45
06	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
07	Enduit de plâtre	0.2	18	0,36
Charge permanente totale				G=5,49kN/m ²

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Charge d'exploitation : $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

III.3.4 Ferrailage d'escalier :

On a ferrillé l'escalier le plus sollicité.

III.3.4.1 Calcul des sollicitations :

Tableau III.3 : Les sollicitations d'escalier .

Eléments	G (kN/ m ²)	Q (kN/ m ²)	ELU	ELS
Palier	5,45	4	13,36	9,45
paillasse	9,5	4	18,83	13,5

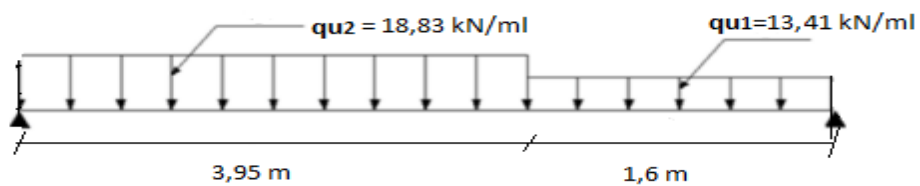


Figure III.5 : Schéma statique des sollicitations à l'ELU.

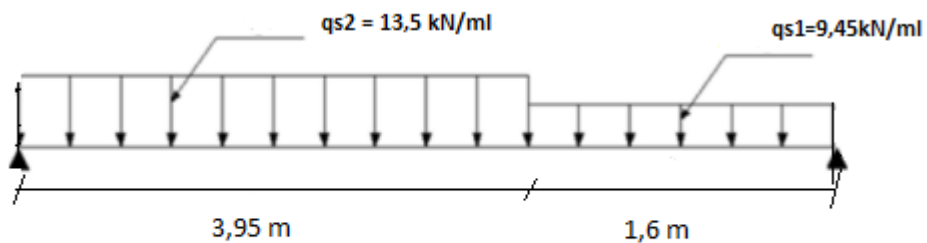


Figure III.6 : Schéma statique des sollicitations à l'ELS.

III.3.4.2 Calcul des efforts internes :

On a utilisé l' RDM pour déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants.

➤ **ELU :**

$$M_u(3,95 \text{ m}) = 54,55 \text{ kN.m}$$

$$M_u(1,6 \text{ m}) = 54,55 \text{ kN.m}$$

$$T=0 \rightarrow x=2,7\text{m} \quad M_u(2,7 \text{ m}) = 69,05 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = -50,98 \text{ kN}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

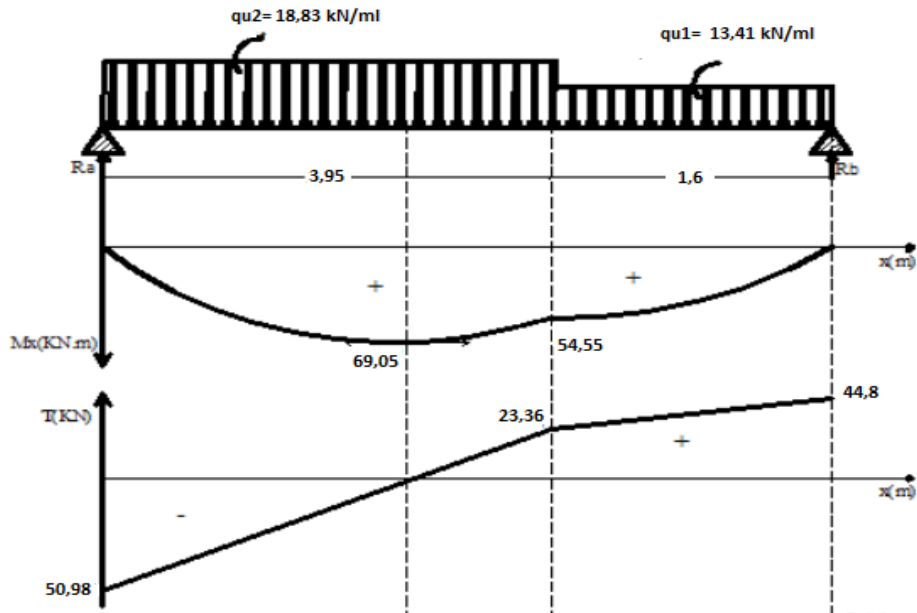


Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

➤ **ELS :**

$$M_s(3,95 \text{ m}) = 39,02 \text{ kN.m}$$

$$M_s(1,6 \text{ m}) = 39,02 \text{ kN.m}$$

$$T=0 \rightarrow x=2,7\text{m} \quad M_u(2,7 \text{ m}) = 49,45 \text{ kN.m}$$

$$T_s^{\max} = -36,54 \text{ kN.}$$

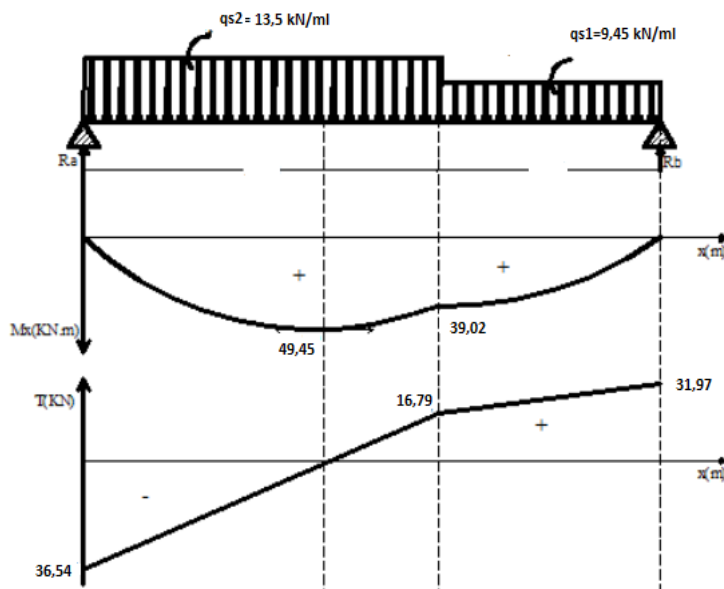


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

➤ Correction des moments :

A l'ELU : $M_u^{\max} = 69,05 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_{uA} = -0.5M_u^{\max} = -34,52 \text{ kN.m.}$

En travée : $M_{uT} = 0.85 M_u^{\max} = 58,69 \text{ kN.m.}$

A l'ELS : $M_s^{\max} = 49,45 \text{ kN.m.}$

Aux appuis : $M_{sA} = -0.5M_s^{\max} = -24,73 \text{ kN.m.}$

En travée : $M_{sT} = 0.85 M_s^{\max} = 42,03 \text{ kN.m.}$

III.3.4.3 Calcul du Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

➤ Armatures longitudinales :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$) Tel que : $b=1\text{m}$; $h=16\text{cm}$ (travée) ; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{bc} = 17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $h=15\text{cm}$ (appui)

Condition de non fragilité :

Travée : $A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 144 \times 2,4 / 500 = 1,59 \text{ cm}^2$

Appui : $A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,4 / 500 = 1,49 \text{ cm}^2$

Les résultants dans le tableau :

Tableau III .4 : Ferrailage longitudinal d'escalier.

	M_u (kNm)	μ_u	As' (cm)	Z_b (cm)	As (cm ²)	As^{\min} (cm ²)	Choix des barres	A_{adp} (cm ²)
Travée	58,69	0,166	0	13,09	10,31	1,59	6HA16	12,06
Appui	34,52	0,111	0	12,86	6,17	1,49	5HA14	7,7

Espacement :

En travée : $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ on prend espacement = $20\text{cm} < 33 \text{ cm}$.

Sur appui : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ on prend espacement = $25\text{cm} < 33 \text{ cm}$.

➤ Armature de répartition :

En travée : $\frac{As}{4} < Ar < \frac{As}{2} \Rightarrow 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ar < 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T10=3,14 cm² avec $S_t=25\text{cm}$.

Sur appui : $\frac{As}{4} < A < \frac{As}{2} \Rightarrow 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s < 3,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec $S_t=25\text{cm}$.

III.3.4.4 Les vérifications d'escalier:

➤ Condition de non-fragilité :

$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

En travée : $A_s = 12,06 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifiée.

Sur appui : $A_s = 7,7 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifiée.

➤ **Vérifications des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

- **travée :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0,35 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,35 \text{ MPa}$Vérifiée.

- **Appui :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0,37 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,37 \text{ MPa}$Vérifiée.

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires dans le travée et appui.

➤ **Vérification des contraintes a ELS :**

- **Travée :**

$n=15$; $d'=1,6 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.9 \times h = 144 \text{ mm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$,

$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$

- **Appui :**

$n=15$; $d'=1,5 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.9 \times h = 135 \text{ mm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$,

$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : vérification des contraintes d'escalier à ELS.

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
Travée	42,03	12,06	286,7	250	12,5	18	NON
Appui	24,73	7,7	278,8	250	9,66	18	NON

La condition des contraintes d'acier à l'ELS ne sont pas vérifier dans les deux positions donc on doit augmenter la section de béton. On prend $h=18 \text{ cm}$ comme épaisseur de travée et d'appui.

Alors on revérifier les conditions. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.6 : revérification des contraintes d'escalier à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
Travée	42,03	12,06	249	250	9,99	18	OUI
Appui	24,73	7,7	224,2	250	6,86	18	OUI

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{ll} 0,045 > 0,062 & \text{Non Vérifiée} \\ 0,0083 \leq 0,0084 & \text{Vérifiée} \\ 0,045 < 0,1 & \text{Non Vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors :

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79cm$.

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.7: Calcul de la flèche d'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
42,03	12,06	0,007	215,13	3,43	1,37	0,5	57977,86	23490,1	34408,22

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,19 \text{ MPa}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,08 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,16 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,16 - 0,08 = 0,08 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = 0,008 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

III.3.4.5 Schéma de ferrailage d'escalier :

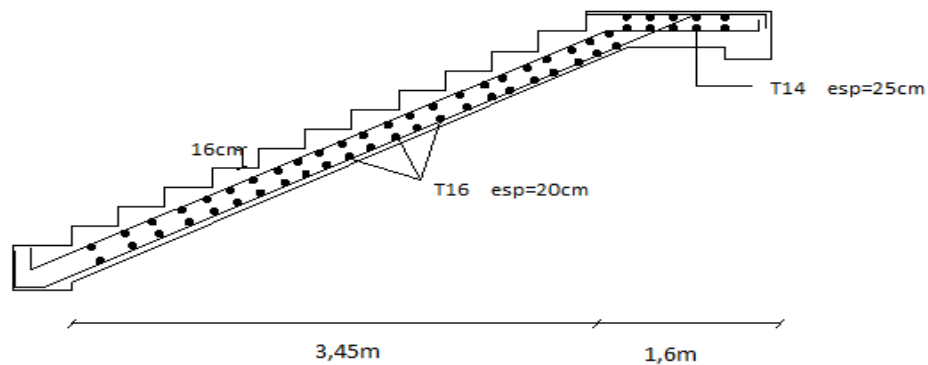


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4 Etude de la poutre palière :

III.4.1 Introduction :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement aux poteaux est encastree à deux extrémités.

III.4.2 Pré dimensionnement de la poutre palière :

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [5]:

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

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

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Détermination de la hauteur " h " :

On a: L=4,6m

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

D'où : $30,66 \leq h \leq 46$ on prend $h=45$ cm

Détermination de la largeur " b " :

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

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

D'où : $13,5 \leq b \leq 31,5$ on prend $b=30$ cm

Vérification selon le "RPA 99/ Version 2003" [1] (Zone sismique III) :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$h = 45\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

III.4.3 Charge supportée par la poutre:

La poutre palière est soumise à :

- Le poids propre de la poutre : $0,45 \times 0,3 \times 25 = 3,37$ KN/ml
- La réaction du palier : $R_{ser} = 21,98$ KN et $R_u = 30,05$ KN
 - À ELU : $P_u = 1.35G + R_u = 24,26$ kN/ml
 - À ELS : $P_s = G + R_{ser} = 20,32$ kN/ml

I.4.4 Calcul des sollicitations :

- ELU : $M_u = P_u.l^2 / 12 = 50,8$ kN.m
- Moment en travée : $M_t = 0.75M_u = 38,1$ kN.m
- Moment sur appui : $M_a = -0,5M_u = -25,4$ kN.m
- ELS : $M_s = P_s.l^2 / 12 = 35,83$ kN.m
- Moment en travée : $M_t = 0.75M_s = 26,87$ kNm
- Moment sur appuis : $M_a = -0.5M_s = -17,92$ kN.m

III.4.5 Calcul de ferrailage :

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :

$$b=30\text{cm} ; h=45\text{cm} ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{bc} = 17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; \sigma_s 435\text{MPa} ; d= 40,5 \text{ cm}$$

Tableau III.8: Ferrailage de la poutre palière.

	M_U (kN.m)	μ_u	$A_{s'}$ (cm ²)	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	A_{Smin} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	38,1	0,045	0	39,58	2,21	1,34	4T12	4,52
Appui	25,4	0,03	0	39,88	1,46	1,34	3T12	3,39

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 300 \times 405 \times 2,4 / 500 = 1.34 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_s = 2,21 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifiée.
- Sur appui : $A_s = 1,46 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifiée.

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

Dans le cas fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{55,79 \times 10^3}{300 \times 405} = 0,46$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} > \tau_u = 0,46 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- **Vérification des contraintes a ELS :**

$n=15$; $d'=4,5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$, $d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$,
 $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9: vérification des contraintes à ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{st} (MPa)	σ _{st}	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc}	Vérification
Travée	26,87	4,52	162,1	250	4,26	18	OUI
Appui	17,92	3,39	142,4	250	3,17	18	OUI

- **Vérification de la flèche:**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,1 > 0,062 \quad \text{Vérifie} \\ 0,003 \leq 0,008 \quad \text{Vérifie} \\ 0,1 > 0,1 \quad \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :** (Art, 7, 4,2,2,3 BAEL91)

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

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

$$\phi_t \leq \min(1,29; 3; 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

Donc $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon le CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(36,45 \text{ cm}; 40\text{cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

A partir d'Article (7,5,2,2 de RPA99/version2003), les armature doivent respectées les conditions suivantes :

- zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 22,5 \text{ cm.}$$

- zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4, 12\Phi_1; 30\text{cm}) = 11,25\text{cm.}$$

on adopte les espacements suivants :

- zone courante : $s_t = 20\text{cm}$
- zone nodale : $s_t = 10\text{cm}$

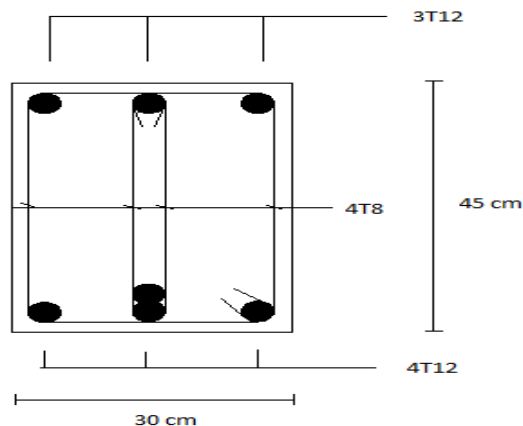


Figure III.10: Schéma de Ferrailage de la poutre palière.

III.5 Etude des planchers:

III .5.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- Les planchers sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de-là petite portée. Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :
- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

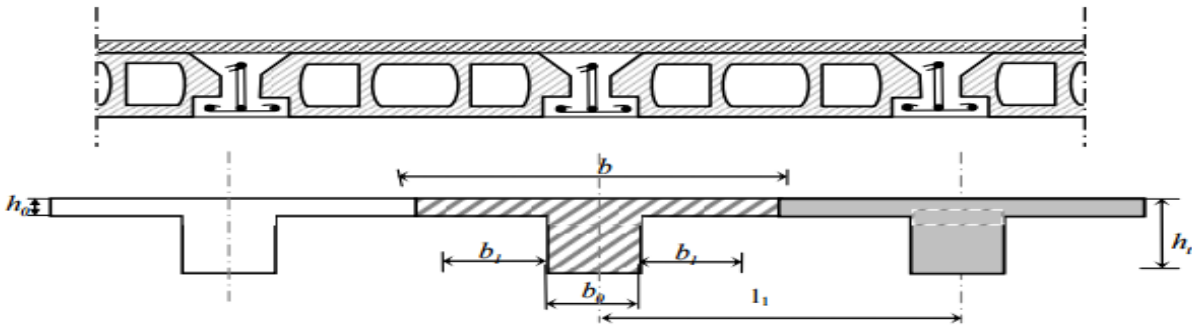


Figure III.11: Coupe d'un plancher à corps creux.

III.5.2 Etude des poutrelles

III.5.2.1 Dimensions de la poutrelle :

On a : $h_t = 25\text{cm}$; avec $h_0 = 5\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$.

On a : $b_0 = 12\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$. ; $c = (b - b_0)/2 = 26,5\text{cm}$.

III.5.2.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

a- Avant coulage de la dalle de compression :

Avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre
- Le corps creux
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q = 1\text{kN/m}^2$.

➤ **Evaluation des charges et surcharge:**

- **Charge permanente :**

}	Poids propre de la poutrelle.....	$0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
	Poids du corps creux	$0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$
	G =	1,97 kN/ml.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- Charge d'exploitation :

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

➤ Combinaisons des charges :

- ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,63 \text{ kN/ml}$$

- ELS :

$$Q_s = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$$

➤ Calcul des moments :

$$M_u = (q_u \cdot l^2) / 8 = 9,6 \text{ kN.m}$$

$$M_s = (q_s \cdot l^2) / 8 = 6,93 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul de Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$$h = 5 \text{ cm} ; d = 0,9h = 4,5 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; M_u = 9,6 \text{ kN.m} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} .$$

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

$$u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9,6 \cdot 10^6}{120 \cdot 4,5^2 \cdot 17} = 2,32 > u_R \quad \text{donc } A_s' = 0$$

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

b- Après le coulage de la dalle de compression :

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

Les méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations sont :

1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) .
2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) .
3. Méthode des éléments finis : « ETABS 2018 »

➤ Choix de la méthode :

On doit vérifier d'abord les 4 hypothèses de la méthode forfaitaire :

$$\mathbf{H1} : Q \leq \text{Max} \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \} .$$

$\mathbf{H2}$: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

$\mathbf{H3}$: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$\mathbf{H4}$: Fissuration non préjudiciable.

On va étudiée poutrelle avec 7 travée :

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

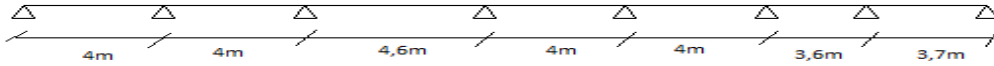


Figure III.12: schéma statique de poutrelles.

➤ **Evaluation des charges et surcharge :**

- **Plancher terrasse :**
 $G = 7,01 \cdot 0,65 = 4,56 \text{ kN/ml.}$
 $Q = 1 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$
- **Plancher (1^{er} – 8^{eme} étage) :**
 $G = 5,1 \cdot 0,65 = 3,32 \text{ kN/ml.}$
 $Q = 2,5 \cdot 0,65 = 1,63 \text{ kN/ml.}$
- **Plancher RDC :**
 $G = 5,1 \cdot 0,65 = 3,32 \text{ kN/ml.}$
 $Q = 2,9 \cdot 0,65 = 1,89 \text{ kN/ml.}$

➤ **Combinaison des charges :**

Les résultats sont présenter dans le tableau suivant :

Tableau III.10 combinaisons des charges des poutrelles.

	Plancher terrasse	Plancher 1 ^{er} – 8 ^{eme} étage	Plancher RDC	L'unité
ELU	7,13	6,93	7,32	kN/ml
ELS	5,21	4,95	5,21	kN/ml

Le plancher le plus sollicité par rapport aux autres planchers est de RDC.

➤ **Vérification des hypothèses de la méthode forfaitaire :**

H1 : $Q = 1,89 \text{ kN/ml} \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\} = 6,64 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

H2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité est vérifiée.

H3 : $4 / 4,6 = 0,87 \in [0,8 , 1,25] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

H4 : Fissuration peu préjudiciable.

➤ **les efforts internes :**

- qu= 7,32 kN/ml.
- qs= 5,21 kN/ml.

➤ **Moment fléchissant :**

On appliquant la méthode forfaitaire.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- **ELU :**

Calcul des moments en travée et sur appui :

$$M_{oT} = Qu \cdot \frac{l^2}{8}$$

Moment sur appui :

- Appui de rive $Ma = 0,2 \cdot M_{oT}$
- Appui proche au appui de rive $Ma = 0,5 \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} M_{oTn} \\ M_{oTn+1} \end{array} \right.$

- Les appuis intermédiaires $Ma = 0,4 \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} M_{oTn} \\ M_{oTn+1} \end{array} \right.$

- **Moment en travée :**

On prend le max entre les deux formules suivants :

- $M_T = M_t - (Ma_n + Ma_{n+1})/2$
- $M_t \geq \max \{ (1,05 \cdot M_{oT}); ((1+0,3\alpha) \cdot M_{oT}) \}$
- $\alpha = \frac{QB}{G+QB}$
- $M_T \geq ((1,2 + 0,3\alpha)/2) \cdot M_{oT}$

On a $M_{OAB} = M_{OBC} = M_{ODE} = M_{OEF}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Résultats des moments en travée à L'ELU.

	Qu (kN/ml)	Portée (m)	Mo (kN.m)		M _T (kN.m)
M _{OAB}	7,32	4	14,64	AB	11,11
M _{OCD}	7,32	4,6	19,36	BC	8,7
M _{OFG}	7,32	3,6	11,86	CD	13,73
M _{O_{GH}}	7,32	3,7	12,53	DE	9,43
				EF	10,37
				FG	7,09
				GH	9,5

Tableau III.12 : Résultats des moments sur appui à L'ELU.

	Ma (kN.m)
M _A	-2,93
M _B	-7,32
M _C	-7,74
M _D	-7,74
M _E	-5,86
M _F	-5,86
M _G	-6,27
M _H	-2,51

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- ELS :

Calcul des moments en travée et sur appui :

$$M_{oT} = Q_s \cdot \frac{l^2}{8}$$

- **Moment sur appui :**

- Appui de rive $Ma = 0,2 \cdot M_{oT}$
- Appui proche au appui de rive $Ma = 0,5 \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} M_{oT_n} \\ M_{oT_{n+1}} \end{array} \right.$

- Les appuis intermédiaires $Ma = 0,4 \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} M_{oT_n} \\ M_{oT_{n+1}} \end{array} \right.$

Moment en travée :

On prend le max entre les deux formules suivants :

- $M_T = M_t - (Ma_n + Ma_{n+1})/2$
 $M_t \geq \max \{ (1,05 \cdot M_{oT}); ((1+0,3\alpha) \cdot M_{oT}) \}$
 $\alpha = \frac{QB}{G+QB}$
- $M_T \geq ((1,2 + 0,3\alpha)/2) \cdot M_{oT}$

On a $M_{OAB} = M_{OBC} = M_{ODE} = M_{OEF}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Résultats des moments en travée à L'ELS.

	Qs (kN/ml)	Portée (m)	Mo (kN.m)		M _T (kN.m)
M _{OAB}	5,21	4	10,42	AB	7,91
M _{OCD}	5,21	4,6	13,78	BC	6,19
M _{OFG}	5,21	3,6	8,44	CD	9,77
M _{OGH}	5,21	3,7	8,92	DE	6,72
				EF	7,38
				FG	5,05
				GH	6,77

Tableau III.14 : Résultats des moments sur appui à L'ELS.

	Ma (kN.m)
M _A	-2,08
M _B	-5,21
M _C	-5,51
M _D	-5,51
M _E	-4,17
M _F	-4,17
M _G	-4,46
M _H	-1,78

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

➤ **L'Effort tranchant :**

- **ELU :**

$$T_u = (Q_u \cdot l) / 2 \quad [kN]$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : résultats des efforts tranchant à l'ELU.

Qu (kN/ml)	l (m)	Tu (kN)
7,32	4	7,26
7,32	4,6	8,35
7,32	3,6	6,53
7,32	3,7	6,72

➤ **ELS :**

$$T_s = (Q_s \cdot l) / 2 \quad [kN].$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : résultats des efforts tranchant à l'ELS.

Qs (kN/ml)	l (m)	Ts (kN)
5,21	4	5,24
5,21	4,6	6,03
5,21	3,6	4,72
5,21	3,7	4,85

- **Les diagrammes des moments fléchissant:**

➤ **ELU :**

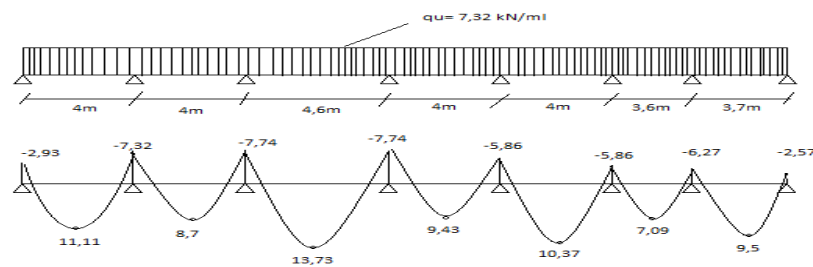


Figure III.13 : diagramme de moment fléchissant à l'ELU.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

➤ **ELS :**

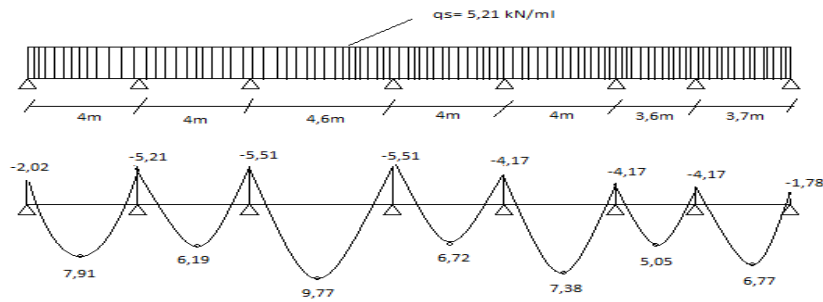


Figure III.14 : diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

➤ **Le ferrailage des poutrelles:**

➤ **Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

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

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

$$M_{Tab} = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \text{KN.m (Moment équilibré par la table de compression)}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0/2) = 650 \cdot 50 \cdot 17 \cdot (225 - 50/2) = 110,5 \text{ kN.m}$$

- Le moment en travée max, $M_{t \max} = 13,73 \text{ kN.m} < 110,5 \text{ kN.m}$
- Le moment sur appui max, $M_{a \max} = -7,74 \text{ kN.m} < 110,5 \text{ kN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et le travée.

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_t = 25 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 22,5 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa.}$$

Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} \geq (0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion simple, on aura les résultants dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Ferrailage longitudinal des poutrelles.

	Mu (kN.m)	μ_u	α	Z (cm)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
Travée	13,73	0,025	0,031	22,22	1,42	1,61	3T12	3,39
Appui	7,74	0,014	0,018	22,34	0,8	0,3	2T12	2,26

➤ **Les armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b_0/10).$$

Φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min (25/35 ; 1,2 ; 12/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (0,7 ; 1,2 ; 1,2)$$

Le choix est de $\Phi 8$ comme armature transversales : 2T8 ; $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 = 0,036 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right) = 6,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2} \right) = 12,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :

$$T_u^{\max} = 19,77 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{19770}{120 \times 225} = 0,73 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,73 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

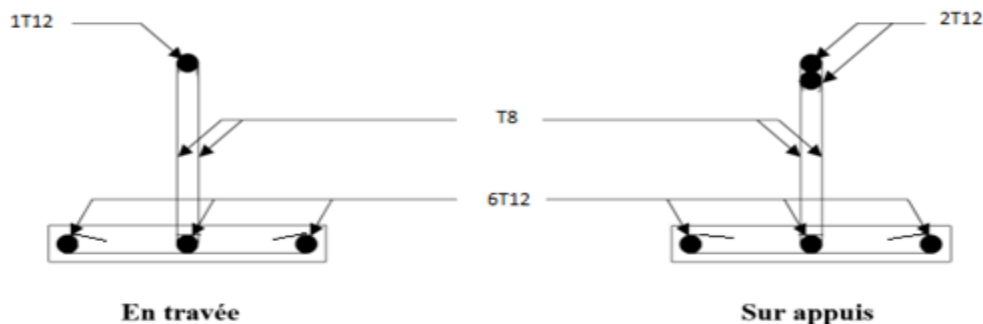


Figure III.15 : schéma de ferrailage des poutrelles.

➤ Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux poutres porteuses.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux poutres non porteuses .

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- **Armatures longitudinales :**

- si $L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_{s1} = \frac{200}{f_e} (cm^2)$

Les sections doivent être :

- si $50cm \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_{s1} = \frac{4L_1}{f_e} (cm^2)$

L : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

A_{s1} : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a : $L=65cm$; $f_e=500MPa$

Donc on obtient : $A_{s1}=0,52cm^2/ml$

On prend : $5T6=1,41cm^2$

Avec :

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

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0,7cm^2$$

Avec :

A_{s2} : Armatures parallèles aux poutrelles

On prend : $5T6=1,41cm^2$

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

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20cm suivant les deux sens.

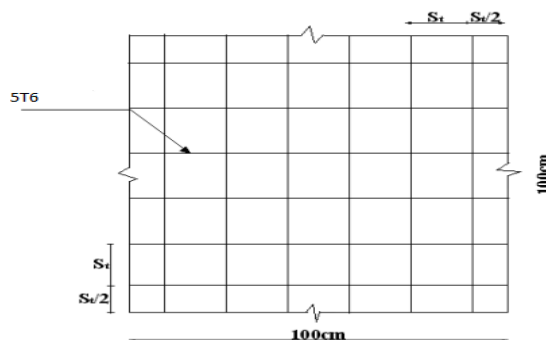


Figure III.16 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

III.5.3 Etude de la dalle pleine:

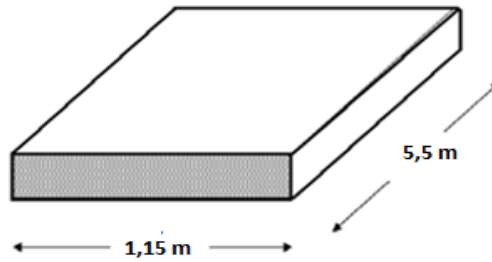


Figure III.17 : Schéma d'une dalle pleine.

$\alpha = L_x / L_y = 0,21 < 0,4$ donc la dalle travaille dans un seul sens.

➤ **Evaluation des charges permanentes et d'exploitation de la dalle :**

Dalle :

Charge permanente :

Tableau III.18: Charge permanente du dalle.

Désignation de l'élément	Ep (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0,015	-	0,7
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G			5,41

Charge d'exploitation : $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$

Mûr extérieur :

Charge permanente :

Tableau III.19: Charge permanente d'un mur extérieur.

désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (cm)	G (kN/m ²)
Enduit de ciment	18	2	0,36
Brique creux	-	15	1,3
Ame d'aire	-	5	-
Brique creux	-	10	0,9

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Enduit plâtre	de	10	2	0,2
Σ		/	/	2,76

➤ **Combinaison de charges :**

$$G = 5,41 \times 1 = 5,41 \text{ kN/ml}$$

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

$$P = 2,76 \times 1 = 2,76 \text{ kN/ml}$$

- **E.L.U :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,55 \text{ kN/ml}$$

$$F_u = 1,35P = 3,73 \text{ kN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$Q_s = G + Q = 8,91 \text{ kN/ml}$$

$$F_s = F = 2,76 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

On a calculé les efforts internes par RDM.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Les efforts internes de la dalle.

	ELU	ELS
M (kNm)	-12,59	- 9,07
T (kN)	18,16	13,01

$$M_T = 0,85 M_u = 10,7 \text{ kN.m}$$

$$M_A = 0,5 M_u = 6,3 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

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

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} , \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Tableau III.21 : Ferrailage de dalle.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	10,7	0,035	Oui	0	0,045	13,26	1,86	6T12	6,78	15
Appui	6,3	0,0203	Oui	0	0,026	13,36	1,08	6T12	6,78	15

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

Travée : $A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 < A_s = 1,86 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Appui : $A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 > A_s = 1,08 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée.

Donc $A_{s\text{appui}} = A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$.

- **Ferraillage transversale:**

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

$$\text{on doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,05 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 1,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{18,16 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 135} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **vérification ELS :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,71 \text{ kN.m.}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = 0,5 M_{ax} = 4,54 \text{ kN.m}$$

- **Vérification des contraintes limites de béton et d'acier:**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.22: Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	x-x	7,71	6,78	2,96	18	OK	94,3	250	OK
Appuis	x-x	4,54	6,78	1,74	18	OK	55,5	250	OK

- **Vérification de poinçonnement :**

$$q_u \leq (0,045 \times U_c \times h_t \times f_{c28}) / \gamma_b$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V)$$

$$U = U_0 + 2\zeta_e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\zeta_e + h_t$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

Avec :

U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

e (revêtement de la dalle) = 7,5cm.

On a $\zeta = 1$ (pour le béton)

$U_0 = 0,575$ m

$V_0 = 2,75$ m

$U = 87,5$ cm

$V = 305$ cm

$U_c = 7,85$ m

$q_u = 79,37 \text{ kN} \leq (0.045 \times 7850 \times 150 \times 30) / 1.5 = 1059,75 \text{ kN}$ -----condition vérifiée.

➤ **Schéma de ferrailage :**

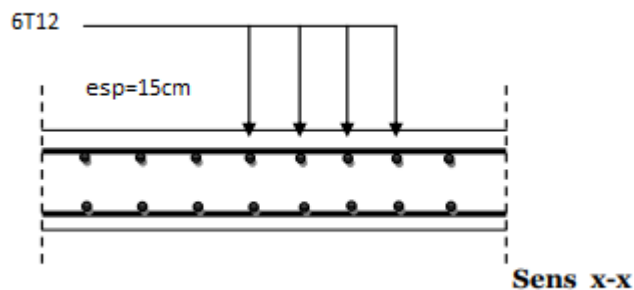


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de dalle pleine.

III.5.4 Etude de la dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

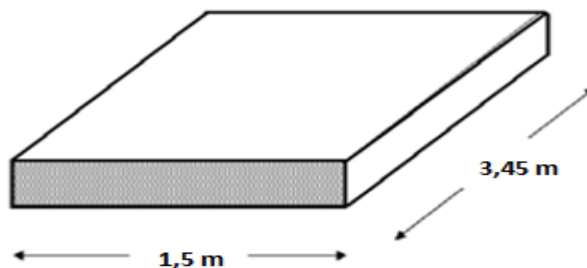


Figure III.19 : Schéma de la dalle machine.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

➤ Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$3 \leq e \leq 3,75 \quad \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

b. Condition de l'ENA :

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENA) ne préconise que l'épaisseur de la dalle machine est d'épaisseur de 25cm.

Charge permanente :

Tableau III.23 : Evaluation des charges de dalle machine.

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (cm)	G (kN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0.85
Etanchéité multicouche	6	2	0.12
Papier kraft	/	/	0.05
Forme de pente	22	10	2.2
Isolation thermique	3	5	0.15
Poid de la dalle machine supporté	-	-	50
La dalle	25	25	6,25
Enduit de plâtre	10	2	0.2
Σ	/	/	60

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison des charges :

- **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 82,53 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = 61,02 \text{ kN/ml}$$

➤ calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés

on a :

$$0,4 < \alpha = Lx/Ly = 0,43 < 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

$$u_x = 0,1062$$

$$u_y = 0,2500$$

$$M_x = u_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = u_y \cdot M_x$$

ELU :

$$M_x = 19,72 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 4,93 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{ix} = 0,75 \cdot M_x = 14,79$$

$$M_{iy} = 0,75 \cdot M_y = 3,7$$

Moment sur appui :

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_x = 9,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_y = 2,46 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9,86 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferrailage de la dalle :**

- **En travée Sens X-X et Y-Y :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 22,5 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

Tableau III.24 : choix des armature en travée.

	Mu (kN.m)	u	α	Z (cm)	As (cm ²)	choix	As ^{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
Travée (x-x)	14,79	0,017	0,02	22,31	1,52	6T12	6,78	20
Travée (y-y)	3,7	0,0043	0,0054	22,45	0,38	6T12	6,78	20

Espacement : $e = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

- **Sur appui :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ;$$

Tableau III.25 : choix des armatures sur appui.

	Mu (kN.m)	u	α	Z (cm)	As (cm ²)	choix	As ^{adp} (cm ²)	Espacement (cm)
Appui	9,86	0,011	0,014	22,37	1,01	6T12	6,78	20

Espacement : $e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

➤ Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,05 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 1,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x^{\max} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = 66,21 \text{ kN}$$

$$T_y^{\max} = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 41,26 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max \{ T_x ; T_y \} = 66,21 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{66,21 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 225} = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

On a :

$$\rho = 0,43 \rightarrow \mu_x = 0,1087$$

$$\mu_y = 0,3077$$

$$M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 14,92 \text{ kNm}$$

$$M_y = 4,59 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{ix} = 0,75 M_x = 11,19 \text{ kN.m.}$$

$$M_{iy} = 0,75 M_y = 3,44 \text{ kN.m.}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = \max \{ 0,5 M_{ax} ; 0,5 M_{ay} \} = 7,46 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification des contraintes :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.26 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s cm ²	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Vérification	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	Vérification
Travée	x-x	11,19	6,78	1,74	18	OK	76,7	250	OK
	y-y	3,44	6,78	0,54	18	OK	23,6	250	OK
Appuis	x-x	7,46	6,78	1,16	18	OK	51,2	250	OK

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

➤ Vérification de la condition non fragilité :

On a:

$$h=e=25 \text{ cm}; b=100\text{cm.}$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction (pour barre HA $\rho_0 = 0,0008$)

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{1,5}{3,45} \right) \times \frac{100 \times 25}{2} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

- Sur appuis :

$$A_x = 6,87 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 6,87 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

➤ Vérification de la flèche :

Si les 3 conditions sont vérifiées, Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$h/L_x \geq M_t/20M_x \rightarrow 0,166 \geq 0,0375 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h/L_x \geq 1/27 \text{ à } 1/35 \rightarrow 0,166 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s/bd \leq 2/f_e \rightarrow 1,746 \cdot 10^{-3} \leq 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification de poinçonnement :

$$q_u \leq (0,045 \times U_c \times h_t \times f_{c28}) / \gamma_b$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V)$$

$$U = U_0 + 2\zeta e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\zeta e + h_t$$

Avec :

U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

e (revêtement de la dalle) = 5cm.

On a $\zeta = 1$ (pour le béton)

$$U_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,725 \text{ m}$$

$$U = 110 \text{ cm}$$

$$V = 207,5 \text{ cm}$$

$$U_c = 6,36 \text{ m}$$

$$q_u = 427,09 \text{ kN} \leq (0.045 \times 6360 \times 250 \times 30) / 1.5 = 1431 \text{ kN} \text{ -----condition vérifiée.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

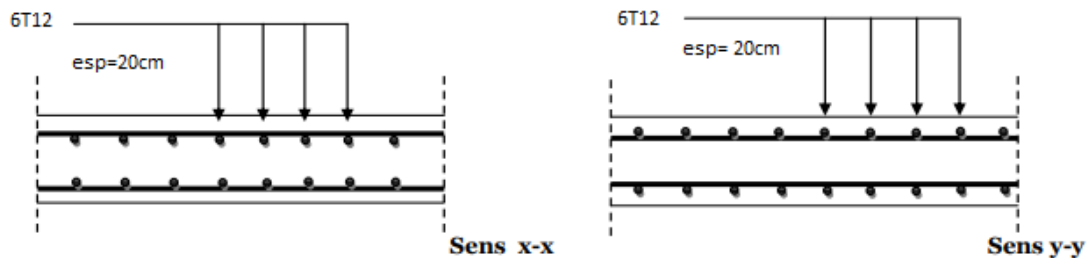


Figure III.20 : schéma de ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV :

Etude dynamique en zone sismique.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

IV.1 Introduction :

Le nord de l'Algérie est exposée aux tremblements de terre pouvant provoquant des dégâts importants sur l'humanité et les structures, pour cela et pour des ouvrages courants, les objectifs remarquables consistent à doter la structure d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent. Avec une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Donc le comportement d'une structure sous l'action sismique dépend à la fois de sa résistance et de sa ductilité, la difficulté consiste à choisir la combinaison optimale de ces deux paramètres selon les situations. Parfois la résistance avec un minimum de ductilité peut suffire, alors que dans d'autre cas, la combinaison d'une résistance réduite et d'une grande ductilité peut être indiquée.

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2 Méthodes d'estimations des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure. On citera :

➤ La méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.

➤ La méthode d'analyse modale spectrale :

- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale mais pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III groupes d'usage A1, Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS).

IV.3.1 Modélisation :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

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

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encadrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) DDL deux translation suivant (x, y) et une rotation suivante (z).

➤ **Présentation du logiciel de calcul ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques
- Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).
- Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).
- Interprétation des résultats.

Remarque :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément de type FRAME (élément barre) deux nœuds, chaque nœud possède six 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 WALL à quatre nœuds (rectangulaire)
- Les planchers sont modélisés par un élément SLAB à quatre nœuds (rectangulaire).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encadrés (3DDL bloqués).
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage Vitale.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

- 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 masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.
- La modélisation se fait à partir des données précédentes, (résultats de pré dimensionnement)
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

$G+Q\pm E$.

$0,8G\pm E$.

- Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Selon RPA99 / Version2003 [1] l'ouvrage doit comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.4 Les résultats d'analyse d'étude :

IV.4.1 Le modèle initiale (sans voile) :

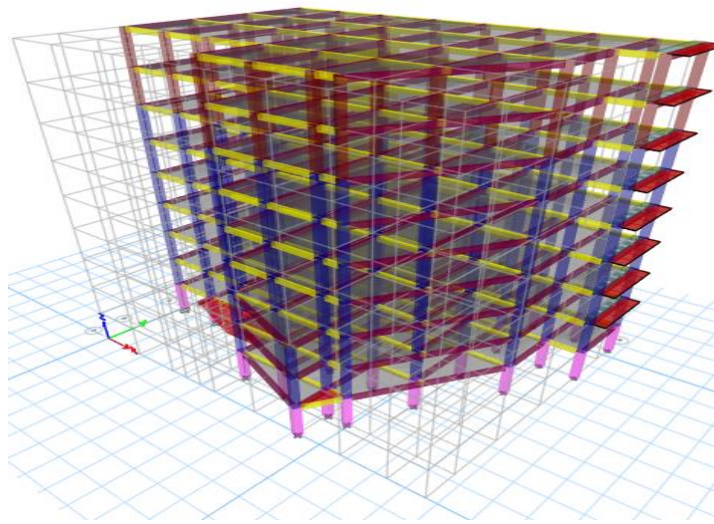


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

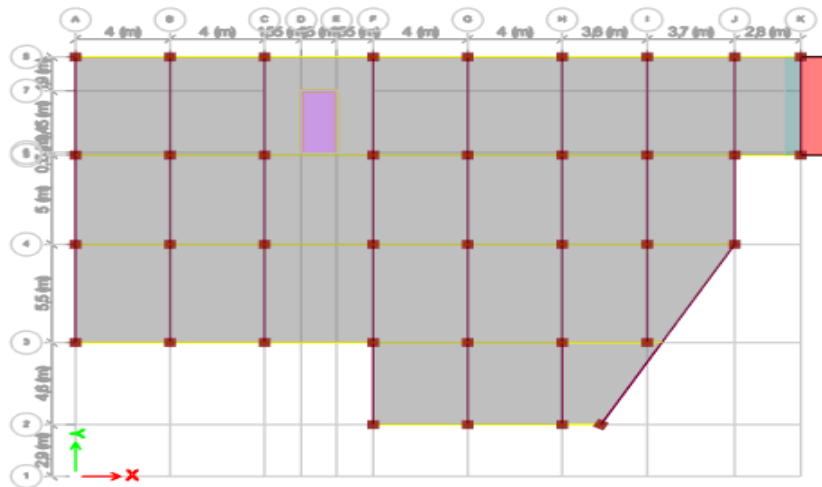


Figure IV.2 : vue en plan 2D de structure sans voile .

Le 1^{er} Mode : est de rotation .

Le 2^{ème} Mode : est de translation sur XX.

Le 3^{ème} Mode : est de rotation.

a- Vérification de la période :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par logiciel ETABS Sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : la période et les participations modales.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Unitless	sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODALE	1	1,373	0,0804	0,4018	0	0,0804	0,4018	0
MODALE	2	1,252	0,6736	0,0952	0	0,754	0,497	0
MODALE	3	1,097	0,0203	0,2554	0	0,7743	0,7524	0
MODALE	4	0,443	0,0039	0,0587	0	0,7782	0,8111	0
MODALE	5	0,403	0,1083	0,003	0	0,8866	0,8141	0
MODALE	6	0,336	0,0003	0,0578	0	0,8868	0,8719	0

-La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4}$$

Avec :

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

on a : $C_T=0,05$ et $h_N : 34,56 \text{ m} \rightarrow T=0,712689409 \text{ second}$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$T_{exp} = 1,3 * T \rightarrow T_{exp} = 0,92649623 \text{ second}$

- **Vérification de la période numérique de la structure (Tnumérique):**

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ETABS), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}).

Il faut que : $T_{num} \leq T_{exp}$

On a : $T_{num} = 1,373 \text{ s} > T_{exp} = 0,926 \text{ s} \dots\dots$ Condition non vérifier.

b- **Vérification des déplacements :**

- **selon XX :**

Tableau IV.2 : vérification de déplacement inter étages selon x-x.

sens X-X			R	δk (mm)	Δk (mm)	0,01he(mm)	r%
Story	Elevation(m)	δek (mm)					
Story9	34,56	110,059	3,5	385,2065	24,423	38,4	63,60%
Story8	30,72	103,081		360,7835	33,1695	38,4	86,38%
Story7	26,88	93,604		327,614	39,214	38,4	102,12%
Story6	23,04	82,4		288,4	46,249	38,4	120,44%
Story5	19,2	69,186		242,151	51,128	38,4	133,15%
Story4	15,36	54,578		191,023	52,479	38,4	136,66%
Story3	11,52	39,584		138,544	57,232	38,4	149,04%
Story2	7,68	23,232		81,312	53,6515	38,4	139,72%
Story1	3,84	7,903		27,6605	27,6605	38,4	72,03%

- **Selon YY :**

Tableau IV.3 : vérification de déplacement inter étages selon y-y.

sens Y-Y			R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he(mm)	r%
Story	Elevation(m)	δek (mm)					
Story9	34,56	56,027	3,5	196,0945	9,681	38,4	25,21%
Story8	30,72	53,261		186,4135	15,5365	38,4	40,46%
Story7	26,88	48,822		170,877	19,355	38,4	50,40%
Story6	23,04	43,292		151,522	23,695	38,4	61,71%
Story5	19,2	36,522		127,827	27,335	38,4	71,18%
Story4	15,36	28,712		100,492	29,568	38,4	77,00%
Story3	11,52	20,264		70,924	29,8025	38,4	77,61%
Story2	7,68	11,749		41,1215	27,8915	38,4	72,63%
Story1	3,84	3,78		13,23	13,23	38,4	34,45%

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

- L'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 17 mètres en zone III. Ce qui d'après le « RPA99 version 2003 » [1] rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement, c'est donc cette solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.4.2 Modèle après le renforcement d'ossature de bâtiment :

Les voiles de contreventement seront disposées de manière non symétrique et d'après le (RPA 99/VERSION2003) on a choisi la valeur du coefficient de comportement $R=4$ (Cat 4b :portique contreventés par des voiles).

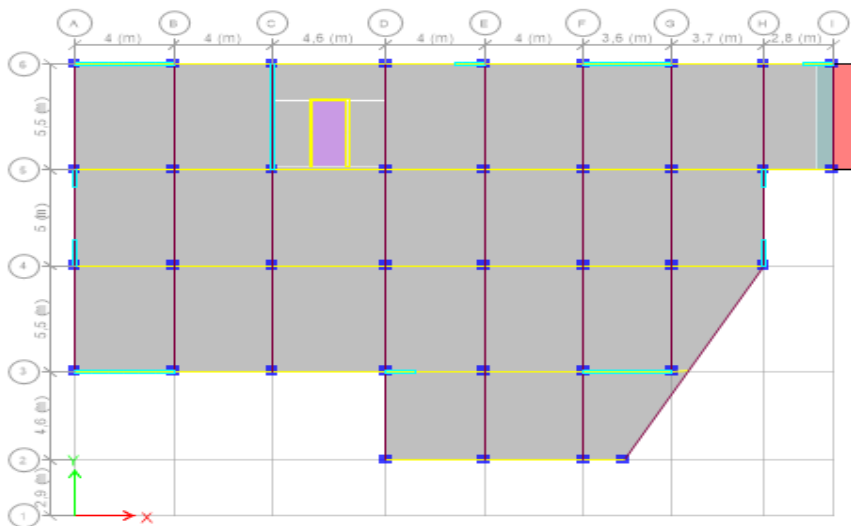


Figure IV.3 : vue en plan 2D de structure renforcé avec voile.

- Après la disposition des voiles d'une manière symétrique avec un épaisseur de 20cm pour (entre sol-RDC-5étages) et $e=15$ cm pour les (3 derniers étages) les modes sont régler comme suit :

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

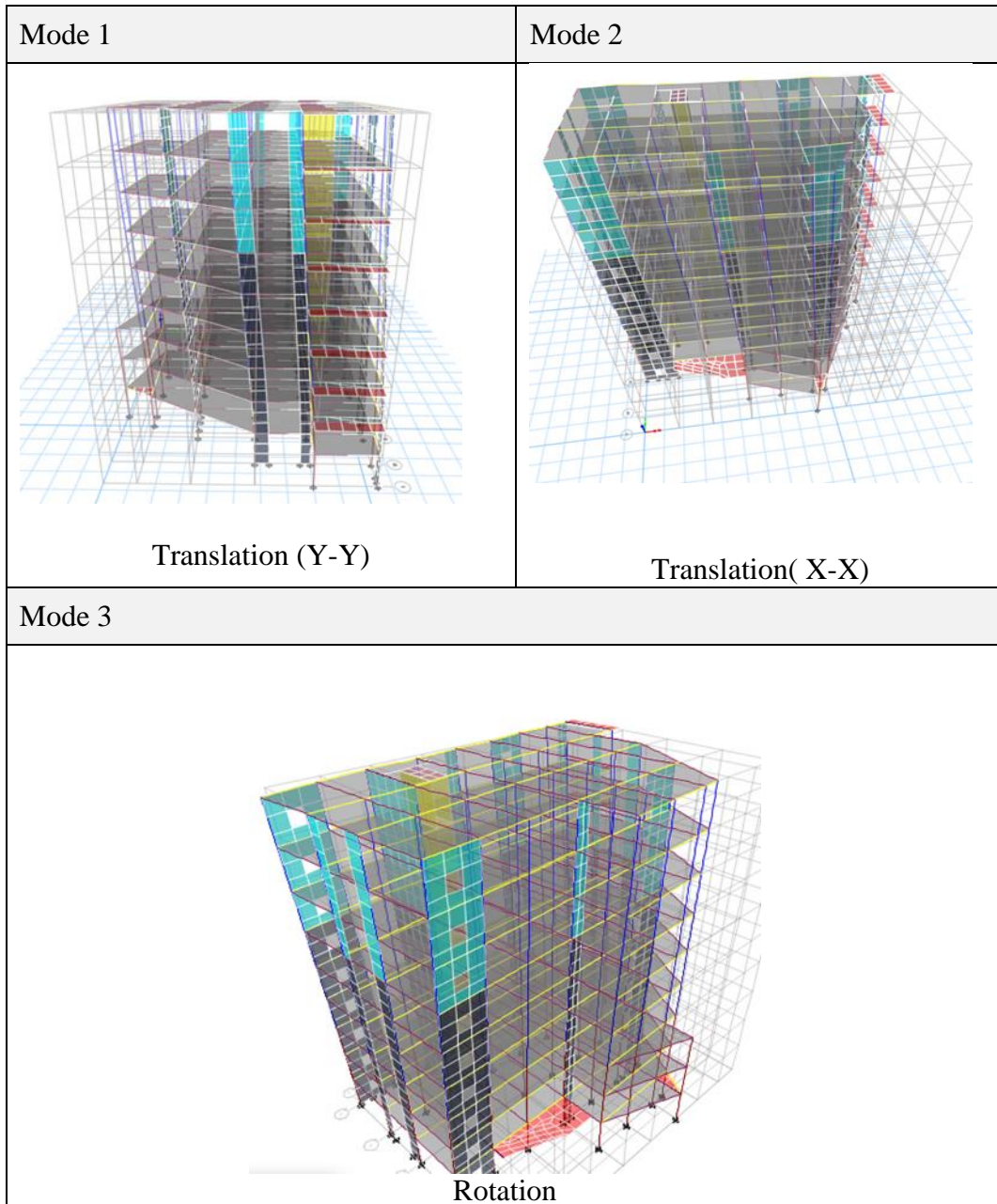


Figure IV.4 : Les 3 premiers modes en 3D.

IV.4.2.1 Les vérification de RPA99 pour portique contreventé par des voiles :

- Détermination des paramètres du spectre de réponse :

➤ Coefficient d'accélération A :

Zone III, groupe 1A, (D'après la classification sismique de wilaya de BLIDA : RPA 99 Version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0.4$

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

➤ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

➤ Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent Le site de notre projet est considéré Site S3.

➤ Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- * La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- * La régularité en plan et en élévation.
- * La qualité du contrôle de la construction La qualité du contrôle de la construction.

Tableau IV.4 : Facteur de qualité.

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0

Donc Q = 1,2

➤ Pourcentage d'amortissement critique (ξ) :

Donné par le tableau 4.2 RPA, en fonction du type de structure, matériau constitutif et l'importance des remplissages. Voile (Béton Armé /maçonnerie) ⇒ ξ = 10%

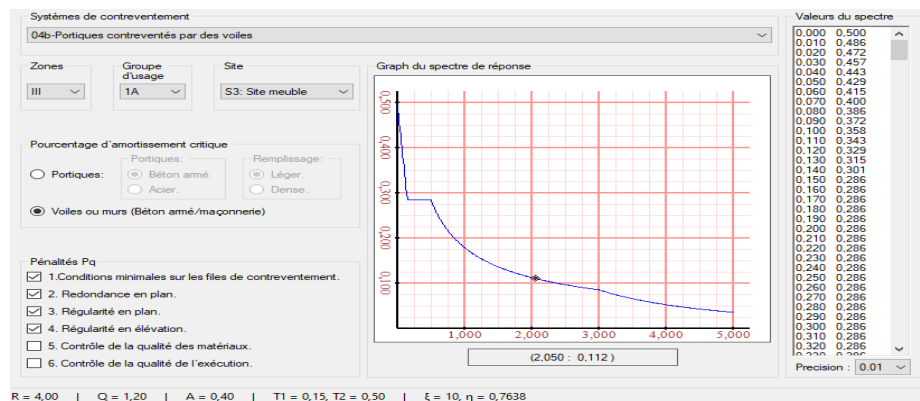


Figure IV.5 : spectre de repense R=4.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

➤ la vérification de la période :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par logiciel ETABS Sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: La période et les participations modales.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
MODAL	1	1,022	0,0033	0,5354	0	0,0033	0,5354	0
MODAL	2	0,876	0,6339	0,0192	0	0,6372	0,5546	0
MODAL	3	0,783	0,0361	0,1346	0	0,6733	0,6892	0
MODAL	4	0,31	0,0023	0,1031	0	0,6756	0,7922	0
MODAL	5	0,235	0,1628	0,0128	0	0,8385	0,805	0
MODAL	6	0,21	0,0156	0,0517	0	0,8541	0,8567	0
MODAL	7	0,154	0,0014	0,0391	0	0,8554	0,8958	0
MODAL	8	0,108	0,0642	0,0065	0	0,9196	0,9024	0
MODAL	9	0,096	0,0061	0,0136	0	0,9257	0,916	0
MODAL	10	0,095	0,002	0,0278	0	0,9277	0,9438	0
MODAL	11	0,068	0,0002	0,0109	0	0,9278	0,9547	0
MODAL	12	0,066	0,0309	0,0023	0	0,9588	0,957	0

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4}$$

Avec :

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

on a : $C_T=0,05$ et $h_N: 34,56$ m \rightarrow $T=0,712689409$ second

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$$T_{exp} = 1,3 * T \quad \rightarrow \quad T_{exp} = 0,92649623 \text{ second}$$

Vérification de la période numérique de la structure (T numérique):

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ETABS), et elle doit être inférieure à la période (T_{exp}).

Il faut que : $T_{num} \leq T_{exp}$

On a : $T_{num} = 1,022$ s $>$ $T_{exp} = 0,926$ s Condition non vérifiée.

La période numérique est approximative à la période expérimentale.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Tableau IV.6 : vérification de l'effort normal réduit.

Story	Column	Output Case	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (MPa)	ν	Lim	vérification
Story9	C32	G+Q+Ex	239694,5	350	350	122500	30	0,065	0,3	OUI
Story8	C32	G+Q+Ex	466507,9	400	400	160000		0,097		OUI
Story7	C32	G+Q+Ex	699304,5	450	450	202500		0,115		OUI
Story6	C32	G+Q+Ex	935016,4	450	450	202500		0,154		OUI
Story5	C32	G+Q+Ex	1177727,1	500	500	250000		0,157		OUI
Story4	C10	G+Q+Ex	1452121,4	500	500	250000		0,194		OUI
Story3	C10	G+Q+Ex	1732230,7	550	550	302500		0,191		OUI
Story2	C10	G+Q+Ex	1998974	550	550	302500		0,220		OUI
Story1	C10	G+Q+Ex	2175895,6	600	600	360000		0,201		OUI

L'effort normal réduit est vérifier .

➤ **vérification des déplacement après le renforcement d'ossature :**

- Selon XX :

Tableau IV.7 : vérification de déplacement inter étages selon x-x.

sens X-X			R	δk (mm)	Δk (mm)	0,01he (mm)	vérification
Story	Elevation (m)	δek (mm)					
Story9	34,56	58,528	4	234,112	30,028	38,4	OUI
Story8	30,72	51,021		204,084	31,444	38,4	OUI
Story7	26,88	43,16		172,64	32,16	38,4	OUI
Story6	23,04	35,12		140,48	32,144	38,4	OUI
Story5	19,2	27,084		108,336	30,744	38,4	OUI
Story4	15,36	19,398		77,592	26,616	38,4	OUI
Story3	11,52	12,744		50,976	24,424	38,4	OUI
Story2	7,68	6,638		26,552	18,104	38,4	OUI
Story1	3,84	2,112		8,448	8,448	38,4	OUI

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

- Selon YY :

Tableau IV.8 : vérification de déplacement inter étages selon y-y.

sens Y-Y			R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he (mm)	vérification
Story	Elevation (m)	δek (mm)					
Story9	34,56	20,631	4	82,524	10,388	38,4	OUI
Story8	30,72	18,034		72,136	10,932	38,4	OUI
Story7	26,88	15,301		61,204	11,24	38,4	OUI
Story6	23,04	12,491		49,964	11,26	38,4	OUI
Story5	19,2	9,676		38,704	10,848	38,4	OUI
Story4	15,36	6,964		27,856	10,04	38,4	OUI
Story3	11,52	4,454		17,816	8,488	38,4	OUI
Story2	7,68	2,332		9,328	6,352	38,4	OUI
Story1	3,84	0,744		2,976	2,976	38,4	OUI

➤ **Justification du coefficient de comportement :**

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

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

Les charges verticales et horizontales :

Tableau IV.9 : justification de coefficient de comportement R=4.

sens	ST (kN)	Voile(kN)	Portique(kN)	Voile%	Portique %
Ex	3410,8	2054,7004	1380,2	60,24%	40,47%
Ey	2699,78	1560,6654	1141,9	57,81%	42,30%
W	55916,0761	16045,5855	39870,5	28,70%	71,30%

$$\frac{N_{Voile}}{N_{Totale}} = \frac{16045,5855}{55916,0761} = 28,69\% > 20\%$$

Donc pour le choix du système de contreventement selon RPA99 on a (R=3,5).

IV.4.3 Modèle finale (R=3,5) :

Dans ce modèle nous avons augmentés les sections des poteaux afin d'assurer la vérification de déplacement inter étage donc ils deviennent :

RDC -2^{eme} étage : (60x60) cm²

3^{eme} étage- 5^{eme} étage : (55x55) cm²

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

6^{ème} étage – 8^{ème} étage : (50x50) cm²

Alors la période est devient :

Tableau IV.10 : la période et les participations modales R=3,5.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
MODAL	1	0,992	0,0025	0,5417	0	0,0025	0,5417	0
MODAL	2	0,844	0,6442	0,0201	0	0,6467	0,5618	0
MODAL	3	0,764	0,0435	0,1436	0	0,6902	0,7055	0
MODAL	4	0,293	0,0016	0,0995	0	0,6918	0,805	0
MODAL	5	0,222	0,1551	0,013	0	0,8469	0,818	0
MODAL	6	0,202	0,0189	0,0485	0	0,8658	0,8665	0
MODAL	7	0,145	0,0009	0,0378	0	0,8667	0,9043	0
MODAL	8	0,103	0,0587	0,0063	0	0,9254	0,9106	0
MODAL	9	0,093	0,0084	0,0156	0	0,9338	0,9262	0
MODAL	10	0,09	0,0008	0,0229	0	0,9346	0,9491	0
MODAL	11	0,064	0,0014	0,0081	0	0,936	0,9572	0
MODAL	12	0,063	0,0264	0,0043	0	0,9625	0,9615	0

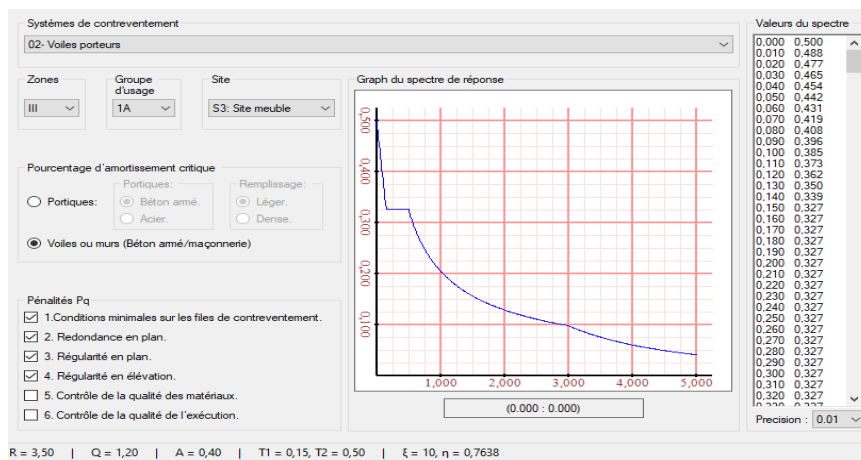


Figure IV.6: Spectre de réponse R=3,5.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

En raison de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale.

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

W: Poids de la structure, il est calculé de manière automatique.

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

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

- Terrain meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0,5$ sec.

➤ $R = 3,5$ $A = 0,4$ $Q = 1,2$

$$T = C_1 * (h_N)^{(3/4)} = 0,713 \text{ s}$$

On a $T_2 (S3) = 0,5$ s. Dans les 2 sens on a $T_2 \leq T \leq 3s$ Donc on utilise la formule (2).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad \eta = 0,76 \text{ donc :}$$

$$T_{x,y} = \frac{(0,09 * h_N)}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

avec : $L_{x,y}$: dimensions du bâtiment en mètre(m) dans le sens de l'action sismique.

$$L_x = 31\text{m} \quad T_x = 0,55864433 \text{ s}$$

\Rightarrow

$$L_y = 23,5\text{m} \quad T_y = 0,64162653 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1,773 \\ D_y = 1,617 \end{cases}$$

- **Poids total de la structure W :**

Selon le RPA99/V.2003, il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003. p41)

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$. Avec β coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation selon le tableau 4.5, RPA99/version 2003 : $\beta = 0,3$

Les résultats des différents poids correspond à chaque bloc sont déterminés par le ETABS et ils sont comme suit :

$$W = 55916,0761 \text{ kN}$$

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

Donc on va vérifier la condition de RPA(artcle4.3.6) pour les deux sens X-X et Y-Y :

$$V_{\text{dyn}} > 80\% V_{\text{stat}}$$

Tableau IV.11 : vérification de l'effort tranchant à la base .

sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)
X-X	0,4	1,773	1,2	3,5	55916,0761	13596,234	10876,987
Y-Y	0,4	1,617	1,2	3,5	55916,0761	12399,949	9919,9592

sens	Fx	Fy	Ft
X-X	8821,7724	1545,2877	8956,09191
Y-Y	8821,7724	1545,2877	8956,09191

-On remarque que la condition de RPA (artcle 4.3.6) n'est pas vérifiée dans le sens X-X et Y-Y.

Donc il faut augmenter tous les paramètres de la repense.

rx	1,2144791
ry	1,1076214

-Après la modification sur l'ETABS on trouve :

sens	Fx	Fy	Ft
X-X	10713,8566	1876,7194	10876,9848
Y-Y	9771,1878	1711,5945	9919,96304

-après cette augmentation la condition de RPA ($V_{\text{dyn}} > 80\% V_{\text{stat}}$) est vérifié sur les deux sens donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

➤ Vérification de l'effort normal réduit :

D'après (RPA99version2003artcle 7.4.3) on a :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : l'aire de section brute.

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

Tableau IV.12 : vérification de l'effort normal réduit pour R=3,5.

Story	Column	Output Case	Nd (N)	a (mm)	b (mm)	BC (mm ²)	Fc28 (Mpa)	ν	Lim	vérification
Story9	C32	G+Q+Ex	246076,3	350	350	122500	30	0,067	0,3	OUI
Story8	C32	G+Q+Ex	481439,7	400	400	160000		0,100		OUI
Story7	C32	G+Q+Ex	724395,6	450	450	202500		0,119		OUI
Story6	C10	G+Q+Ex	1017165,5	450	450	202500		0,167		OUI
Story5	C10	G+Q+Ex	1338397,5	500	500	250000		0,178		OUI
Story4	C10	G+Q+Ex	1670181,9	500	500	250000		0,223		OUI
Story3	C10	G+Q+Ex	1996212,1	550	550	302500		0,220		OUI
Story2	C10	G+Q+Ex	2302536,5	550	550	302500		0,254		OUI
Story1	C10	G+Q+Ex	2503846,3	600	600	360000		0,232		OUI

On a : $\nu < \text{Lim}=0,3$ donc l'effort normal réduit est vérifié.

➤ Vérification des déplacements inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter étages(X-X).

sens X-X			R	δ_k (mm)	Δk (mm)	0,01he(mm)	vérification
Story	Elevation(m)	δ_{ek} (mm)					
Story9	27,54	76,239	3,5	266,8365	30,9015	38,4	OUI
Story8	24,48	67,41		235,935	33,7505	38,4	OUI
Story7	21,42	57,767		202,1845	35,931	38,4	OUI
Story6	18,36	47,501		166,2535	36,1795	38,4	OUI
Story5	15,3	37,164		130,074	35,763	38,4	OUI
Story4	12,24	26,946		94,311	31,3495	38,4	OUI
Story3	9,18	17,989		62,9615	29,449	38,4	OUI
Story2	6,12	9,575		33,5125	22,491	38,4	OUI
Story1	3,06	3,149		11,0215	11,0215	38,4	OUI

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages(Y-Y).

sens Y-Y			R	δk (mm)	Δk (mm)	1%he(mm)	r%
Story	Elevation(m)	δek (mm)					
Story9	34,56	25,087	3,5	87,8045	10,1535	38,4	26,44%
Story8	30,72	22,186		77,651	11,0705	38,4	28,83%
Story7	26,88	19,023		66,5805	11,76	38,4	30,63%
Story6	23,04	15,663		54,8205	11,8545	38,4	30,87%
Story5	19,2	12,276		42,966	11,732	38,4	30,55%
Story4	15,36	8,924		31,234	10,99	38,4	28,62%
Story3	11,52	5,784		20,244	9,4535	38,4	24,62%
Story2	7,68	3,083		10,7905	7,252	38,4	18,89%
Story1	3,84	1,011		3,5385	3,5385	38,4	9,21%

- Donc le déplacement inter étages est vérifié selon les deux sens X-X et Y-Y .

➤ **Vérification de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)**

Il faut calculer le coefficient : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

-Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

-Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1 / (1 - \theta_K)$.

-Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ». h_K : hauteur de l'étage « K »

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

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P-Delta(x-x).

Story	Δk (mm)	he (mm)	V (kN)	P (kN)	θ	Lim	vérification
Story9	30,9015	3840	3059,552	7068,4905	0,0185916	0,1	OUI
Story8	33,7505	3840	5050,2633	13038,0522	0,0226907		OUI
Story7	35,931	3840	6582,1512	19007,614	0,0270208		OUI
Story6	36,1795	3840	7872,9842	25279,8423	0,0302529		OUI
Story5	35,763	3840	8978,044	31552,0706	0,0327302		OUI
Story4	31,3495	3840	9900,0881	37830,6239	0,0311964		OUI
Story3	29,449	3840	10653,5947	44463,9915	0,0320075		OUI
Story2	22,491	3840	11226,646	51097,3591	0,0266579		OUI
Story1	11,0215	3840	11524,571	57853,8799	0,0144084		OUI

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique.

Tableau IV.16: Vérification de l'effet P-Delta(y-y).

Story	Δk (mm)	he (mm)	V (kN)	P (kN)	θ	Lim	Vérification
Story9	10,1535	3840	579,0981	7068,4905	0,0322745	0,1	OUI
Story8	11,0705	3840	828,9157	13038,0522	0,0453459		OUI
Story7	11,76	3840	1003,898	19007,614	0,0579848		OUI
Story6	11,8545	3840	1143,3794	25279,8423	0,0682552		OUI
Story5	11,732	3840	1278,0017	31552,0706	0,0754288		OUI
Story4	10,99	3840	1412,644	37830,6239	0,0766438		OUI
Story3	9,4535	3840	1536,9923	44463,9915	0,0712194		OUI
Story2	7,252	3840	1668,1845	51097,3591	0,057847		OUI
Story1	3,5385	3840	1751,076	57853,8799	0,030445		OUI

-on a $\theta < \text{Lim}=0,1$ donc les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

➤ **Justification de Choix de coefficient de comportement R :**

- **Les charges verticales et horizontales :**

Tableau IV.17: justification de coefficient de comportement R=3,5.

sens	ST (kN)	Voile(kN)	Portique(kN)	Voile%	Portique %
Ex	7855,0	5424,28	2435,7	69,06%	31,01%
Ey	1765,82	1463,02	305,4	82,85%	17,29%
W	57853,87	14290,97	43562,9	24,70%	75,30%

Donc le bloc est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. 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 (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement R=3,5 pour le bloc.

Remarque :

Nous avons passé au facteur de comportement R=5 , la répartition des charges dépasse les 20% .

Après l'augmentation de la section des poteaux la période est diminuer.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ETABS (17) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L. 91 modifié 99, CBA 93 et le RPA99 version 2003.

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

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

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

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

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

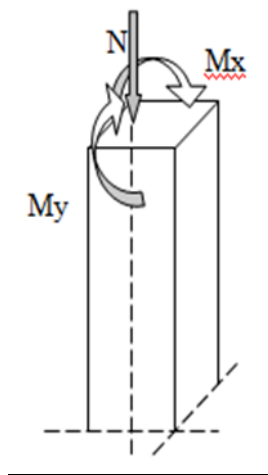


Figure V.1: modèle général d'un poteau.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.2.2 Combinaison des charges :

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

- Selon CBA93 [6] :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

E.L.S. : Situation durable : $G + Q$ (2)

- Selon le RPA 99/Version 2003 [1] situation accidentelle (article 5.2) :

$G+Q+E$(3)

$0.8G+E$(4)

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Tableau V.1: les contraintes limites et coefficient de sécurité béton et acier.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	30	17	500	435
Situation accidentelle	1,15	1	30	22,17	500	500

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

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$
- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

- **Recommandations du RPA99/ Version 2003 [1] :**

D'après le RPA99/version 2003 [1] (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{\max} = A_s/bh < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III).}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

V.2.3 Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Soccotec ».

Tableau V.2: les zones des poteaux.

Etages	Section(cm)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} étages	60*60
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	55*55
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	50*50

➤ **ELU :**

Tableau V.3: Ferrailages des poteaux (N^{\max} , M^{corr}) à L'ELU.

Sections (cm ²)	N ^{max} [kN]	M ^{cor} [kN.m]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
60*60	-2852,7825	4,6594	0	0	32,4
55*55	-1868,3875	13,0383	0	0	27,23
50*50	-925,5082	13,2535	0	0	22,5

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux (N^{\min} , M^{corr}) à L'ELU.

Sections (cm ²)	N ^{min} [kN]	M ^{cor} [kN.m]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
60*60	-602,1552	-40,0612	0	0	32,4
55*55	-885,6754	21,0478	0	0	27,23
50*50	-425,7871	22,9703	0	0	22,5

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau V.5: Ferrailages des poteaux(N^{cor} , M^{max}) à L'ELU.

Sections (cm ²)	N^{cor} [kN]	M^{max} [kN.m]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	-602,1552	-40,0612	0	0	32,4
55*55	-1420,905	-48,2962	0	0	27,23
50*50	-702,0914	-52,2445	0	0	22,5

G+Q+Ex:

Tableau V.6: Ferrailages des poteaux (N^{max} , M^{cor}) à G+Q+Ex

Sections (cm ²)	N^{max} [kN]	M^{cor} [kNm]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	-2737,153	-186,3118	0	0	32,4
55*55	-1865,03	-152,77	0	0	27,23
50*50	-843,0826	-119,1677	0	0	22,5

Tableau V.7: Ferrailages des poteaux(N^{min} , M^{cor}) à G+Q+Ex.

Sections (cm ²)	N^{min} [kN]	M^{cor} [kNm]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	704,1714	34,8615	8,49	5,59	32,4
55*55	277,232	74,6602	6,16	0	27,23
50*50	-37,7535	60,5027	2,36	0	22,5

Tableau V.8: Ferrailages des poteaux(N^{cor} , M^{max}) à G+Q+Ex.

Sections (cm ²)	N^{cor} [kN]	M^{max} [kNm]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	-317,3101	260,2725	6,63	0	32,4
55*55	-865,1879	349,8294	6,67	0	27,23
50*50	-492,586	320,2936	10,89	0	22,5

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

0,8G+Ex:

Tableau V.9: Ferrailages des poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) à 0,8G+Ex.

Sections (cm ²)	N^{\max} [kN]	M^{cor} [kNm]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	-2422,4891	-240,9495	0	0	32,4
55*55	-1582,2131	-150,7299	0	0	27,23
50*50	-709,2611	-116,5213	0	0	22,5

Tableau V.10: Ferrailages des poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) à 0,8G+Ex.

Sections (cm ²)	N^{\min} [kN]	M^{cor} [kNm]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	987,8737	31,6364	11,2	8,56	32,4
55*55	465,7944	74,3263	8,11	1,2	27,23
50*50	54,7637	94,0218	4,96	0	22,5

Tableau V.11: Ferrailages des poteaux ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$) à 0,8G+Ex.

Sections (cm ²)	N^{cor} [kN]	M^{\max} [kNm]	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)
60*60	14,7843	258,2792	10,02	0	32,4
55*55	-476,0757	350,8441	10,43	0	27,23
50*50	-311,5959	321,0489	12,65	0	22,5

V.2.4 Choix des armatures :

Tableau V.12 : Choix des Armatures des Poteaux.

Sections (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s' (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
60*60	32,4	11,2	8,56	8T20+8T14	37,44
55*55	27,23	10,43	0	8T16+8T14	28,39
50*50	22,5	12,65	0	16T14	24,63

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.2.5 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

- **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e, 110\sqrt{\eta.f_{t28}})\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(0,5 f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 90\sqrt{\eta.f_{t28}}))$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s=250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $N^{\text{ser}}_{\text{max}} ; M^{\text{ser}}_{\text{cor}} :$

Tableau V.13: Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{max}}_{\text{ser}}, M^{\text{cor}}_{\text{ser}}$).

Section (cm ²)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
60*60	-2062,83	3,3634	SEC	6,59	18	Ok
55*55	-1352,07	9,4281	SEC	5,36	18	Ok
50*50	-671,55	9,5982	SEC	3,44	18	Ok

- $N^{\text{ser}}_{\text{corr}} ; M^{\text{ser}}_{\text{max}} :$

Tableau V.14: Vérification des Contraintes des Poteaux ($N^{\text{cor}}_{\text{ser}}, M^{\text{max}}_{\text{ser}}$).

Section (cm ²)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
60*60	-441,97	-29,38	SEC	2,12	18	Ok

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

55*55	-732,04	-34,88	SEC	3,87	18	Ok
50*50	-512,43	-37,456	SEC	3,95	18	Ok

$-N_{\min}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$:

Tableau V.15: Vérification des Contraintes des Poteaux ($N_{\text{ser}}^{\text{min}}, M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).

Section (cm ²)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ (MPa)	Vérification
60*60	-441,97	-29,38	SEC	2,12	18	Ok
55*55	-647,86	15,3052	SEC	2,92	18	Ok
50*50	-311,66	16,7	SEC	2,13	18	Ok

Remarque :

Selon BAEL 91 modifier 99 [5] en cas de section entièrement comprimée, il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction ' σ_s '

V.2.6 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

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

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 [6] :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 5,22 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,91 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

• Selon le RPA 99/Version 2003 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times h_0 = 0.7 \times 3.84 = 2,69 \text{ m} = 269 \text{ cm}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V .16: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Sections (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA93 (MPa)	Vérification
60*60	19,44	0,06	4,48	0,04	1,2	3	Ok
55*55	26,20	0,09	4,89	0,04	1,2	3	Ok
50*50	28,48	0,13	5,38	0,075	2,25	3	Ok

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 [5] et celles du RPA99/ Version 2003 [1] ; elles sont données comme suit :

- **Selon BAEL91 modifié 99 [5] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99/Version 2003 [1] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'E.L.U.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

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

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

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500\text{MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.17: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.

Sections (cm ²)	Barres	ϕ_t (mm)	S_t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
60*60	8T20+8T14	20-14	10	15
55*55	8T16+8T14	16-14	10	15
50*50	16T14	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.18: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
60*60	2,69	4,48	3,75	19,44	N	10	0,24	6T8	3,016
					C	15	0,36	6T8	3,016
55*55	2,69	4,89	3,75		N	10	0,35	6T8	3,016

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

				-26,20	C	15	0,54	6T8	3,016
50*50	2,69	5,38	2,5		N	10	0,28	6T8	3,016
				-28,48	C	15	0,43	6T8	3,016

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- T20..... $L_r=100\text{cm}$
- T16..... $L_r=80\text{cm}$
- T14..... $L_r=70\text{cm}$

V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux :

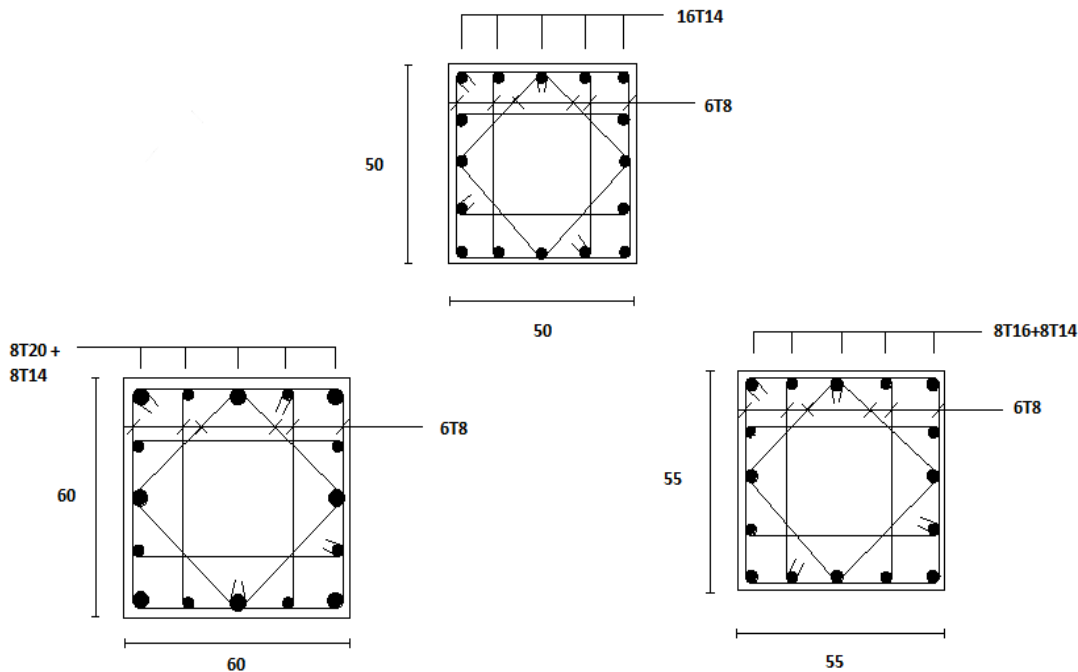


Figure V.2 Ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93 :

1,35G+1 ,5Q selon CBA93

0,8G± E selon RPA99

G + Q ±E selon RPA99

-La combinaison (1,35G+1 ,5Q) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

-La combinaison (G + Q± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

-La combinaison (0,8G ±E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

Recommandation du RPA99/V03 et du BAEL 91 en zone III : (Art 7.5.2)

Recommandation du RPA99/V03 :

➤ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \quad \Rightarrow \quad A_{\max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ 6\% \quad \Rightarrow \quad A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

40φ: En zone I et IIa.

50φ: En zone IIb et III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,003.S_t .b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

$$S_t \leq \frac{h}{2}. \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre Φ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Recommandation du BAEL 91 :**

- Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non-fragilité.

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

- **Armatures transversales :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\min}} \right\} :$$

- **Espacement maximale :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{1\min}).$$

On utilise (ETABS) pour déterminer les moments. Et on a utilisé le logiciel de calcul (socotec) , Pour le calcul des différentes sections de ferrailage

Les Combinaisons utilisée sont combinaisons accidentelles du RPA (G+Q±E ; 0,8G±E) et aux états limites (l'ELU)

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant M on a utilisé le logiciel de calcul (socotec) et les armature de répartition $A_r = \frac{A_s}{4}$

V.3.2 Ferrailage des poutres principaux (35 × 50) :

. Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau V.19: Ferrailage des poutres porteuses .

Etage	Section	Position et combinaison	M^{\max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_s^{\min} (cm^2)
Story1	35*50	Travée (ELU)	87,5596	4,77	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-173,9467	0	8,35	8,75
Story2	35*50	Travée (0,8G+Ex)	116,6706	5,5	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-227,505	0	11,3	8,75
Story3	35*50	Travée (0,8G+Ex)	148,2509	7,06	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-229,6253	0	11,25	8,75
Story4	35*50	Travée (0,8G+Ex)	170,7236	8,19	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-246,5609	0	12,15	8,75
Story5	35*50	Travée (0,8G+Ex)	181,5712	8,74	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-252,9257	0	12,5	8,75
Story6	35*50	Travée (0,8G+Ex)	181,0055	8,71	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-247,5649	0	12,21	8,75
Story7	35*50	Travée (0,8G+Ex)	173,1838	8,31	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-238,2313	0	11,71	8,75
Story8	35*50	Travée (0,8G+Ex)	167,9954	8,05	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-230,4955	0	11,29	8,75
Story9	35*50	Travée (0,8G+Ex)	112,8461	5,31	0	8,75
		Appui (G+Q+Ex)	-184,9623	0	8,92	8,75

V.3.2.1 Choix des armatures :

Tableau V.20: Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Etage	Section	Position	A_s^{\max} (Z.C)(cm^2)	A_s^{\max} (Z.R)(cm^2)	A_s^{\min} (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$ (cm^2)
Story1	35*50	Travée (ELU)	70	105	8,75	4,77	3T16+2T14	9,11

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

		Appui (G+Q+Ex)				8,35	3T16+2T14	9,11
Story2	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	5,5	3T16+2T14	9,11
		Appui (G+Q+Ex)				11,3	5T16	12,06
Story3	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	7,06	3T16+2T14	9,11
		Appui (G+Q+Ex)				11,25	5T16	12,06
Story4	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	8,19	5T16	10,05
		Appui (G+Q+Ex)				12,15	3T20+2T14	12,5
Story5	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	8,74	5T16	10,05
		Appui (G+Q+Ex)				12,5	3T20+2T16	13,45
Story6	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	8,71	5T16	10,05
		Appui (G+Q+Ex)				12,21	3T20+2T14	12,5
Story7	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	8,31	3T16+2T14	9,11
		Appui (G+Q+Ex)				11,71	6T16	12,06
Story8	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	8,05	3T16+2T14	9,11
		Appui (G+Q+Ex)				11,29	6T16	12,06
Story9	35*50	Travée (0,8G+Ex)	70	105	8,75	5,31	3T16+2T14	9,11
		Appui (G+Q+Ex)				8,92	5T16	10,05

V.3.3 Ferrailage de les poutres secondaires (35x45) :

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses.

Etage	Section	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
Story1	35*45	Travée (0,8G+Ex)	141,3081	7,67	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-178,907	0	9,88	7,88
Story2	35*45	Travée (0,8G+Ex)	234,8541	13,33	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-275,7775	0	15,99	7,88

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Story3	35*45	Travée (0,8G+Ex)	294,2683	17,24	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-335,0862	0	20,1	7,88
Story4	35*45	Travée (0,8G+Ex)	338,864	20,38	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-380,4663	0	23,5	7,88
Story5	35*45	Travée (0,8G+Ex)	362,0613	22,09	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-403,6864	0	25,34	7,88
Story6	35*45	Travée (0,8G+Ex)	361,9054	22,08	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-401,0008	0	25,12	7,88
Story7	35*45	Travée (0,8G+Ex)	352,8982	21,41	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-389,5199	0	24,21	7,88
Story8	35*45	Travée (0,8G+Ex)	339,2207	20,4	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-374,9909	0	23,08	7,88
Story9	35*45	Travée (0,8G+Ex)	293,9704	17,22	0	7,88
		Appui (G+Q+Ex)	-341,445	0	20,56	7,88

V.3.3.1 Choix des armatures :

Tableau V.22: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Etage	Section	Position	A_S^{\max} (Z.C)(cm ²)	A_S^{\max} (Z.R)(cm ²)	A_S^{\min} (cm ²)	A_S^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_S^{adp} (cm ²)
Story1	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	7,67	3T16+2T12	8,29
		Appui (G+Q+Ex)				9,88	5T16	10,05

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Story2	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	13,33	3T20+3T14	14,04
		Appui (G+Q+Ex)				15,99	5T20+1T16	17,25
Story3	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	17,24	3T25+2T16	18,75
		Appui (G+Q+Ex)				20,1	3T25+2T20	21,01
Story4	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	20,38	3T25+2T20	21,01
		Appui (G+Q+Ex)				23,5	5T25	24,54
Story5	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	22,09	4T25+2T16	23,66
		Appui (G+Q+Ex)				25,34	4T25+2T20	25,92
Story6	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	22,08	4T25+2T16	23,66
		Appui (G+Q+Ex)				25,12	4T25+2T20	25,92
Story7	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	21,41	4T25+2T16	23,66
		Appui (G+Q+Ex)				24,21	5T25	24,54
Story8	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	7,88	20,4	3T25+2T20	21,01

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

		Appui (G+Q+Ex)				23,08	5T25	24,54
Story9	35*45	Travée (0,8G+Ex)	63	94,5	6,75	17,22	3T25+1T20	17,87
		Appui (G+Q+Ex)				20,56	3T25+2T20	21,01

- **Condition de non-fragilité :**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfaits la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=2,4\text{Mpa} ; f_e= 500\text{Mpa}$$

Tableau V.23 : Vérification de la condition de non-fragilité des poutres.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
35x50	9,11	1,74	Vérifiée
35x45	8,29	1,56	Vérifiée

Les sections choisies sont tous supérieure à A_s^{\min} alors la condition est vérifiée.

V.3.4 Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- **Acier :**

- Peut nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} f_e; (0,5 f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}))$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable donc : $\bar{\sigma}_s = 250$ Mpa.

Tableau V.24 : Vérification des contraintes des poutres porteuses.

Niveaux	Position	M ^{ser} (kN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Story1	Travée	63,9742	6,23	18	180,1	250	Ok
	Appui	-87,1361	8,49	18	245,3	250	Ok
Story2	Travée	63,8885	6,23	18	179,9	250	Ok
	Appui	-92,5004	8,2	18	199,7	250	Ok
Story3	Travée	64,3805	6,27	18	181,3	250	Ok
	Appui	-88,731	7,87	18	191,6	250	Ok
Story4	Travée	65,2501	6,36	18	183,7	250	Ok
	Appui	-90,1002	7,91	18	188,3	250	Ok
Story5	Travée	65,3155	5,93	18	163,6	250	Ok
	Appui	-90,5325	7,46	18	172,2	250	Ok
Story6	Travée	66,1228	6,44	18	186,2	250	Ok
	Appui	-89,4769	7,84	18	186,8	250	Ok
Story7	Travée	66,2064	6,45	18	186,4	250	Ok
	Appui	-90,5723	8,03	18	195,5	250	Ok
Story8	Travée	65,8389	6,42	18	185,4	250	Ok
	Appui	-91,806	8,14	18	198,2	250	Ok

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Story9	Travée	55,9283	5,45	18	157,5	250	Ok
	Appui	-72,5507	6,84	18	186,1	250	Ok

Tableau V.25: Vérification des contraintes des poutres non porteuses.

Niveaux	Position	M^{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Story1	Travée	34,76	4,27	18	121,5	250	Ok
	Appui	-45,58	5,25	18	132,8	250	Ok
Story2	Travée	27,0865	2,81	18	57,6	250	Ok
	Appui	-45,9674	4,48	18	80,5	250	Ok
Story3	Travée	27,2338	2,59	18	43,9	250	Ok
	Appui	-45,5567	4,2	18	66,4	250	Ok
Story4	Travée	26,6493	2,46	18	38,8	250	Ok
	Appui	-48,6879	4,3	18	61,4	250	Ok
Story5	Travée	26,6571	2,38	18	34,8	250	Ok
	Appui	-49,5257	4,32	18	59,3	250	Ok
Story6	Travée	26,8271	2,39	18	35	250	Ok
	Appui	-52,8606	4,61	18	63,3	250	Ok
Story7	Travée	27,0449	2,41	18	35,3	250	Ok
	Appui	-56,8233	4,95	18	68	250	Ok
	Travée	27,244	2,51	18	39,7	250	Ok

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Story8	Appui	-59,626	5,27	18	75,1	250	Ok
Story9	Travée	29,4834	2,84	18	50	250	Ok
	Appui	-58,1897	5,36	18	84,8	250	Ok

V.3.5 Vérification de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

(selon le BAEL91 modifié 99) [3] fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,10 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2 \text{MPa}$$

Tableau V.26: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Etage	Section (cm ²)	$T_{u \text{ max}}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA93 (MPa)	Vérification
RDC-8 ^{eme}	PP (35x50)	128,2325	0,81	2	Ok
	PNP (35x45)	198,1177	1,39	2	Ok

V.3.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=500\text{MPa}$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [5] :**

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99/ Version 2003 [1] :

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.27: Calcul des armatures transversales.

Poutres	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)Z.N	St(cm)Z.C	Z.N	Z.C		
35x50	128,2325	0,81	40	12,5	25	10	20	1,05	4T8
35x45	198,1177	1,39	36,45	11,25	22,5	10	20	1,05	4T10

On a : 4T8=2,01cm² (PP)

4T10= 3,14cm² (PS)

- **Recouvrement des armatures longitudinales :**

- L_r=50Ø (zone III).
- L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=25mm.....L_r=125cm
- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

- $\varnothing=12\text{mm}.....L_r=60\text{cm}$

V.3.7 Vérification de la flèche :

- **D'après BAEL 91 modifié 99 [5]:**

On doit vérifier : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \\ \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{si } L < 5\text{m} \\ \text{si } L > 5\text{m} \end{array}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tel que : PP : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05\text{cm}$.

PS : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92\text{cm}$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

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

Avec :

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

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

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

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.28 : Calcul des moment d'inerties.

	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)
PP	68,05	10,05	0,006	160,36	4	1,6	0,328	421163,33	200380,48	276208,89
PS	35,44	23,66	0,017	36,98	1,33	0,53	0,145	1674379,35	1544047,68	1554886,34

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,19 MPa$$

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

$$PP: f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 3,01 mm$$

$$PS: f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,14 mm$$

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

$$PP: f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 6,54 mm$$

$$PS: f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,42 mm$$

$$PP: \Delta f_T = f_v - f_i = 6,54 - 3,01 = 3,53 mm = 0,35 cm$$

$$PS: \Delta f_T = f_v - f_i = 0,42 - 0,14 = 0,28 mm = 0,028 cm$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau V.29: Vérification de la flèche pour les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	Δf (cm)	f^{add} (cm)	Observation
RDC-8 ^{eme}	PP (35x50)	0,35cm	1,05	Vérifier
	PNP (35x45)	0,028cm	0,92	Vérifier

V.3.8 Schéma de ferrailage des poutres :

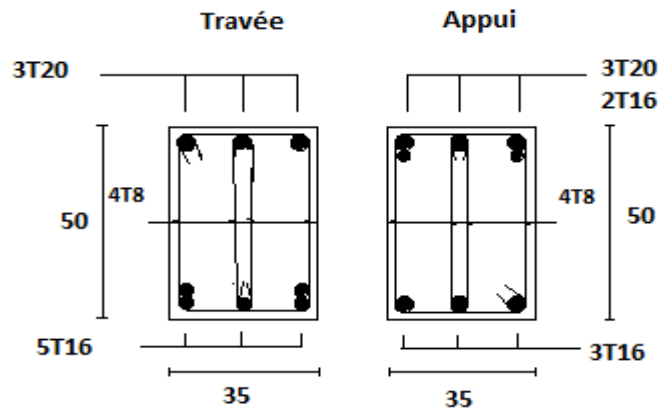


Figure V.3: Ferrailage des poutres porteuses.

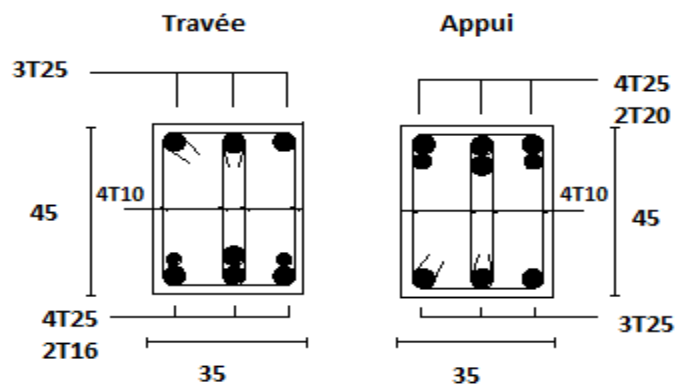


Figure V.4: Ferrailage des poutres non porteuses.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements CBA93 et RPA 99 V2003.

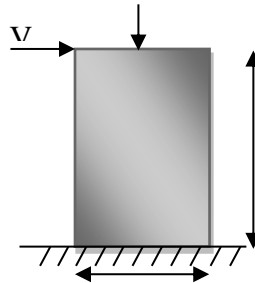


Figure V.5 : modèle général d'un voile.

Dans notre cas on a utilisé 3 types de voile :

- Voile (mûr porteur).
 - Bout de voile.
 - Voile avec ouverture.
- Avec une épaisseur de 20cm pour RDC au 5^{ème} étage et 15cm pour 6^{ème} au 8^{ème} étage.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

➤ **Recommandations réglementaires :**

• **Armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

• **Armatures horizontales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

$$A_H = 0.15 \% B$$

- **Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

- **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dans les moments de renversement.

- **Règles communes :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
- $A_{min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < l/10$.

Longueur de recouvrement :

$-L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».

$-L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

Tableau V.30 : Les zones des voiles.

ZONES	ETAGES
1	RDC-2 ^{ème} étage
2	3 ^{ème} -5 ^{ème} étage
3	6 ^{ème} -8 ^{ème} étage

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

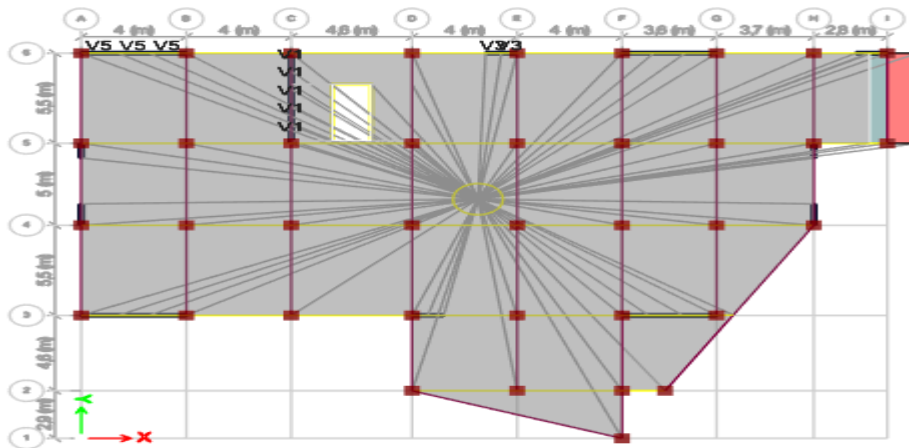


Figure V.6 : vue en plan des voiles 1-3-5.

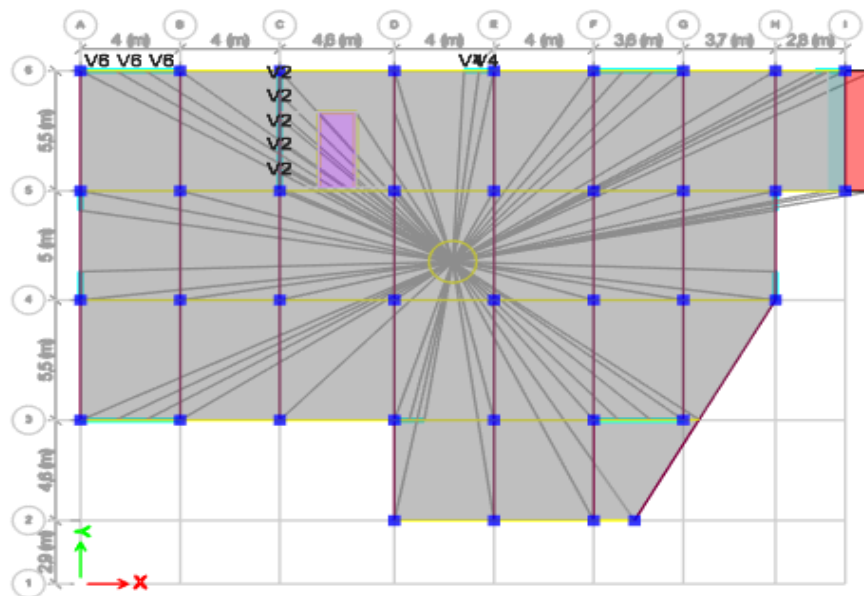


Figure V.7 : Vue en plan des voiles 2,4,6.

Tableau V.31 : la longueur des voiles.

Voile	L(m)	Zone
V1(20cm)	4,9	1
V1(20cm)	4,95	2

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V2(15cm)	5	3
V3(20cm)	1,2	1
V3(20cm)	1,23	2
V4(15cm)	1,25	3
V5(20cm)	1,1	1
V5(20cm)	1,125	2
V6(15cm)	1,15	3

V.4.2 Sollicitations dans les voiles :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Cas1 : N^{\max} ; M^{cor} .

Cas2 : N^{\min} ; M^{cor} .

Cas3 : M^{\max} ; N^{cor} .

Tableau V.32: Les sollicitations des voiles.

Voile	Les cas	N(kN)	M(kN.m)	V(kN)
V1 (zone1)	1	-3308,91	-6604,95	-1017,39
	2	-1095,73	2000,28	1009,94
	3	-3308,91	-6604,95	-1017,39
V1 (zone2)	1	-2386,22	-3093,49	-832,89
	2	-610,65	888,19	573,07
	3	-2386,22	-3093,49	-832,89
V2 (zone3)	1	-1169,01	-1132,72	-414,48
	2	-68,29	116,65	300,28
	3	-1169,01	-1132,72	-414,48
V3 (zone1)	1	-1793,51	-494,21	-209,86
	2	475,4	487,43	197,65
	3	-1793,51	-494,21	-209,86
V3 (zone2)	1	-1025,61	-315,31	-198,59
	2	97,07	293,11	214,64
	3	-79,83	353,28	219,97
V4 (zone3)	1	-579,06	-282,86	-173,66
	2	369,66	274,22	197,59

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

	3	-544,61	-334,16	-154,27
V5 (zone1)	1	-1835,3095	-125,4588	-197,1801
	2	1264,0922	137,7184	229,6234
	3	1165,194	235,0984	139,7842
V5 (zone2)	1	-809,3502	-51,2281	-70,3363
	2	405,3202	61,5899	99,7932
	3	336,1965	104,2638	63,0916
V6 (zone3)	1	-304,0212	-22,0669	-31,1587
	2	137,6542	15,3023	26,8311
	3	85,528	51,2652	45,2968

-Les voiles V1 et V2 sont considérés comme des murs porteurs.

-Les voiles V3 et V4 sont des bouts de voiles.

-Les voiles V5 et V6 sont voile avec ouverture.

V.4.3 Ferrailage des armatures verticales :

➤ Exemple de calcul :

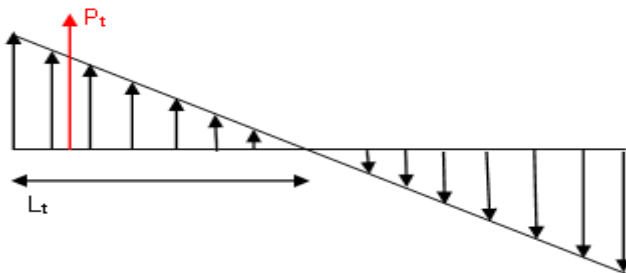
Pour le voile V₁ :

M=-6604,95 kN.m ; N= -3308,91 kN, V=-1017,39kN , L= 4,9 m ; e= 20 cm.

$$\sigma = \frac{N}{eL} \pm \frac{MV}{el}$$

$$\sigma_c = 14,59 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_t = -17,73 \text{ MPa}$$

On calcul la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_t x L}{\sigma_t + \sigma_c} = 2,6 \text{ m}$$

-On calcul la force de la traction P_t :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

$$P_t = (\sigma_t * L_t) * (e/2) = 4765,67 \text{ kN}$$

-Donc on peut calculer le ferrailage longitudinal avec :

$$A_s = (P_t / \sigma_s) \Rightarrow A_s = 95,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,2\% * (260 * 20) = 10,4 \text{ cm}^2.$$

Les autres résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V.33 : Les sections d'armatures verticales des voiles.

Les voiles	σ_c ou σ_t (MPa)	σ_t ou σ_c (MPa)	Lt ou Lc (m)	Pt ou Pc (kN)	A_s (Lt) (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
V1 (1)	14,59	-17,73	2,6	4765,87	95,32	10,4
V1 (2)	3,96	-8,78	3,4	2985,2	59,7	13,6
V2 (3)	0,45	-3,57	4,4	1178,1	23,56	13,2
V3 (1)	16,93	-14,74	0,56	823,24	16,46	2,24
V3 (2)	12,21	-12,86	0,63	811,39	16,23	2,52
V4 (3)	16,77	-12,83	0,54	521,35	10,43	1,62
V5 (1)	-13,96	-2,72	1,1	1535,6	30,7	4,4
V5 (2)	2,87	0,11	1,125	322,8	6,45	4,5
V6 (3)	0,482	0,491	1,15	111,8	2,23	4,6

Les deux derniers voiles sont comprimé sur toute la longueur donc le béton peut seul résister

Tableau V.34 : choix des armatures verticales.

Les voiles	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
V1 (1)	95,32	10,4	2x26T16+2x12T12	131,7
V1 (2)	59,7	13,6	2x 22T14+2x5T12	79,04
V2 (3)	23,56	13,2	2x30T12	67,68
V3 (1)	16,46	2,24	2x6T14+ 2x3T12	25,26
V3 (2)	16,23	2,52	2x6T14+2x3T12	25,26
V4 (3)	10,43	1,62	2x6T14+2x4T12	27,52
V5 (1)	30,7	4,4	2x8T16	32,17
V5 (2)	6,45	4,5	2x5T12	11,31
V6 (3)	2,23	4,6	2x5T12	11,31

V.4.4 Ferrailage des armatures horizontales :

$$\frac{A_h}{S_t} = \frac{\tau_u \cdot e}{(0,8f_e)}$$

τ_u : Les contraintes de cisaillement dans le béton est donnée :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0d} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4Vu$$

➤ **Exemple de calcul :**

Voile1 :

$$V = 1225,32 \text{ kN} ; S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 1225,32 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4900} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa} \dots\dots \text{ Verifier.}$$

$$A_{h1} = \frac{1,94 \times 200 \times 150}{0,8(500)} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{h\min} = (0,15\%) eL = \frac{0,15}{100} (20) (490) = 14,7 \text{ cm}^2$$

Les résultats de choix des aciers horizontaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.35 : Ferrailage des armatures horizontales des voiles.

Voile	L (m)	V ^{max} (kN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Condition	A _h (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	S _t (cm)	Choix des barres
V1 (1)	4,9	1225,32	1,94	6	Vérifier	1,46	14,7	15,71	15	2x10T10
V1 (2)	4,95	899,85	1,41	6	Vérifier	1,05	14,85	15,71	15	2x10T10
V2 (3)	5	488,78	0,76	6	Vérifier	0,43	11,25	12,57	15	2x8T10
V3 (1)	1,2	210,48	1,22	6	Vérifier	0,92	3,6	6,28	15	2x4T10
V3 (2)	1,23	224,49	1,42	6	Vérifier	1,07	3,69	6,28	15	2x4T10
V4 (3)	1,25	222,69	1,66	6	Vérifier	0,93	2,81	6,28	15	2x4T10
V5 (1)	1,1	68,27	0,48	6	Vérifier	0,36	3,3	6,28	15	2x4T10

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V5 (2)	1,125	104,26	0,72	6	Vérifier	0,54	3,4	6,28	15	2x4T10
V6 (3)	1,15	235,09	1,91	6	Vérifier	1,07	2,58	6,28	15	2x4T10

V.4.5 Ferrailage des linteaux :

Le linteau en béton armé reprend les charges au-dessus d'une ouverture, cette ouverture peut-être une porte (linteau porte) ou une fenêtre (linteau fenêtre). Le ferrailage de ce élément est calculé en flexion simple avec l'effort (M, V), on devra disposer des aciers longitudinaux et transversaux et des aciers de peau et l'ajout des armatures diagonales.

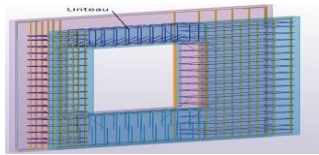


Figure VI.8 : schéma présente un linteau.

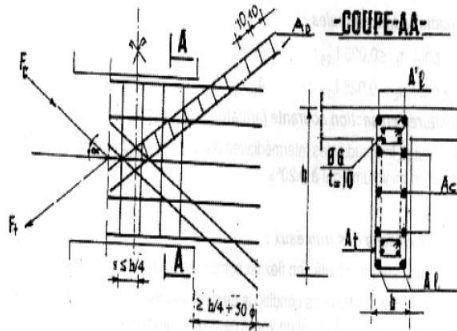


Figure VI.9 : schéma de ferrailage de linteau selon RPA.

Selon le RPA99 (article 7.7.3) on a les conditions suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \tau = \frac{\bar{V}}{b \cdot o \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_c 28 \quad \rightarrow \text{ les armatures diagonales ne sont pas nécessaires.} \\ \text{Si } \tau = \frac{\bar{V}}{b \cdot o \cdot d} > \bar{\tau} = 0,06 f_c 28 \quad \rightarrow \text{ nécessite l'ajout des armature diagonales.} \end{array} \right.$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_u$

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau V.36 : l'effort tranchant et dimension de linteau.

Zones	V (kN)	bo (cm)	h (m)	d (m)
1	-1294,04	20	2,4	2,16
2	895,07	20	2,4	2,16
3	413,59	15	2,4	2,16

Exemple de calcul sur la 1^{er} zone :

On a $V = -1294,04 \text{ kN}$, $bo = 20 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 0,9 \times 2,4 = 2,16 \text{ m}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{\bar{V}}{bo \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

$\tau = 4,19 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 6 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

➤ **Calcul de ferrailage :**

$$\tau = \frac{\bar{V}}{bo \cdot d} = 4,19 \text{ Mpa} \quad , \quad \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ Mpa.}$$

$\tau = 4,19 \text{ Mpa} > \bar{\tau} = 1,8 \text{ Mpa}$

Donc après cette condition on doit ajouter des armatures diagonales.

➤ **Les armatures diagonales :**

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule selon RPA99 (article 7.7.3.2)

$$A_D = \frac{V}{2f_e \cdot \sin \alpha} \quad \text{avec} \quad \text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} ; \quad V = V_{\text{calcul}}$$

$$\text{tg} \alpha = 2,4 - (2 \times 0,025) / 0,23 = 10,22 \quad \alpha = 84,4^\circ$$

$$A_D = 1294,04 \times 10^3 / (2 \times 500 \times \sin 84,4) = 13 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

selon RPA99 on a :

$$A_l, A_l' \geq 0,0015bh \rightarrow A_l = 0,0015 \times 20 \times 240 = 7,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

Selon RPA99 on a :

$$\tau_b = 4,19 > 0,025 \times f_{c28} = 0,75 \text{ Mpa}$$

S = 15 cm

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,0025bs \quad A_t = 0,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures de peau :**

Selon RPA99 on a :

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

$$A_c \geq 0,002 bh$$

$$A_c = 9,6 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau V.37 : les vérifications des linteaux.

Zones	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}b=0,2f_{c28}$ (Mpa)	vérification	$>\bar{\tau}b=0,06f_{c28}$ (Mpa)	vérification
1	4,19	6	OUI	1,8	OUI
2	2,9	6	OUI	1,8	OUI
3	1,9	6	OUI	1,8	OUI

Tableau V.38 : choix des armatures des linteaux.

Zones	A_D (cm ²)	choix	A_l (cm ²)	choix	A_t (cm ²)	choix	A_c (cm ²)	choix
1	12,94	3T20+3T16	7,2	4T16	0,75	6T10	9,6	10T12
2	8,99	6T14	7,2	4T16	0,75	6T10	9,6	10T12
3	4,15	6T12	5,4	4T14	0,56	6T10	7,2	10T12

V.4.6 Schéma de ferrailage des voiles et des linteaux :

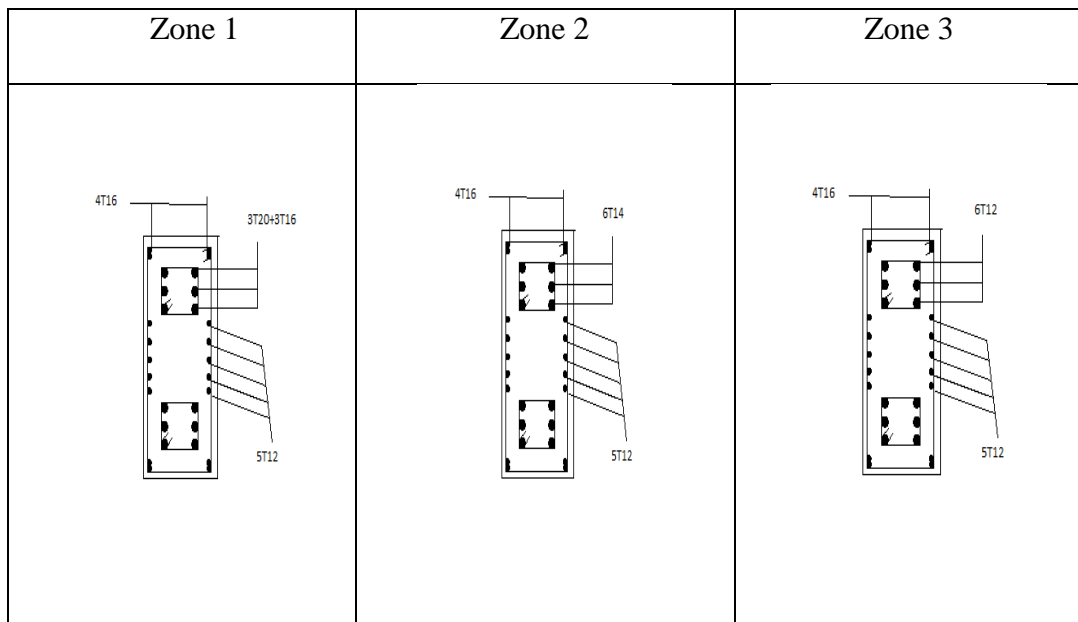


Figure V.10 : ferrailage des linteaux.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

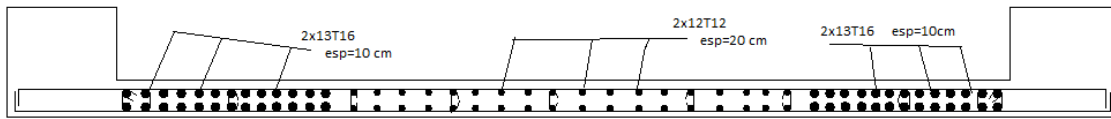


Figure V.11 : ferrailage d'un voile complet.

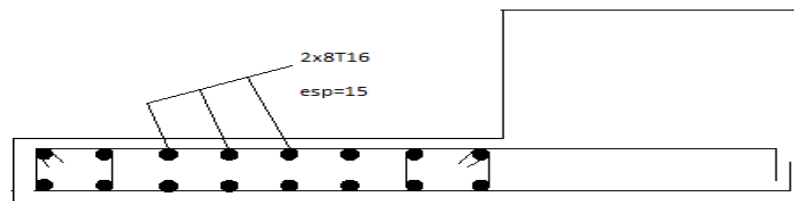


Figure V.12 : ferrailage de bout de voile.

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Dans ce chapitre on va étudier les fondations et le voile périphérique et le poteau de sous-sol.

VI.2 Etude de la fondation :

VI.2.1 Le rôle d'une fondation :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI. 2.2 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. En fonction des caractéristiques et les charges de la superstructure on les classe en :

➤ **Fondation profonde :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

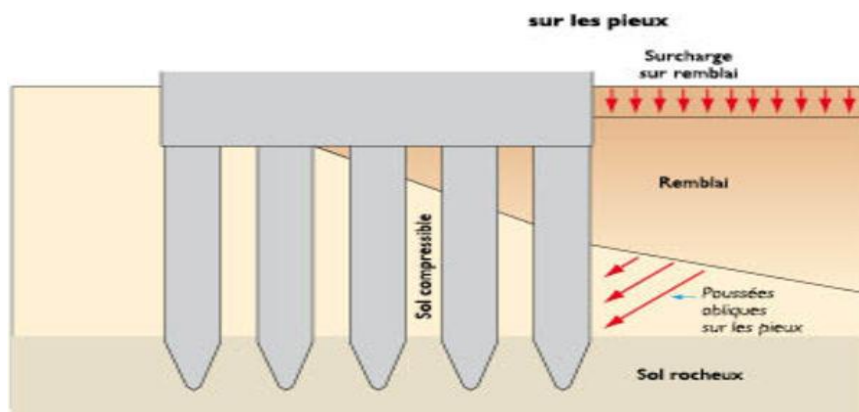


Figure VI.1 : Schéma de fondation profonde.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

➤ **Fondations superficielles :**

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes :

- Semelles isolées, filantes.
- Radier général.

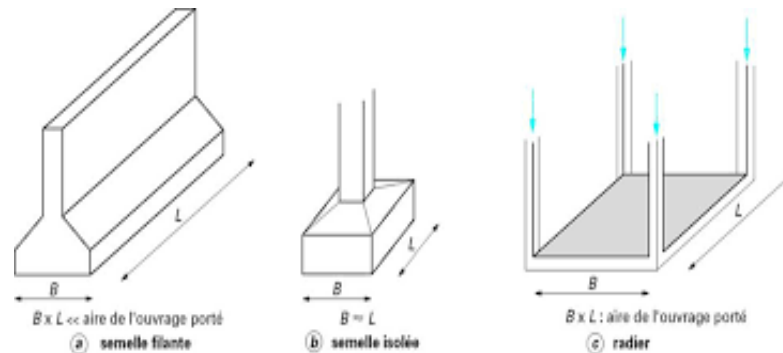


Figure VI.2 : Schéma des Fondations superficielles.

VI.2.3 Études géotechniques du sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués à laboratoire de mécanique des sols.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

➤ **Pour la fondation au niveau de RDC :**

Une étude préalable du sol à donner la valeur 2,24 bar pour la contrainte admissible du sol pour une profondeur de 1,5m par rapport au niveau de terrain naturel.

➤ **Pour la fondation au niveau de sous-sol :**

Une étude préalable du sol à donner la valeur 2,2 bar pour la contrainte admissible du sol du profondeur entre 1,5m et 5m.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.2.4 Choix de type de fondation :

a- Semelle isolée :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison *ELS*.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

-Pour les poteaux carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

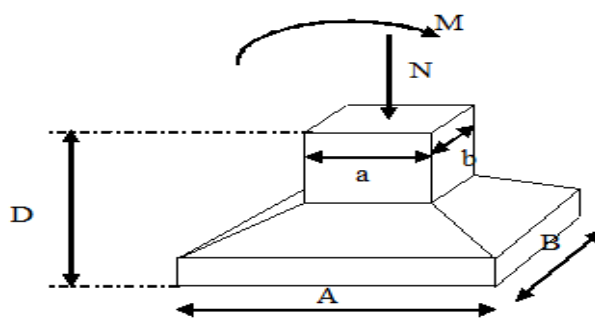


Figure VI.3 : Dimensions de la semelle isolée.

Fondation 1 (la base de sous - sol) :

Pour $D=1,5\text{m} - 5\text{m}$ $\bar{\sigma}_{sol} = 2,2$ bars

L'effort normal total revenant a la base :

Pour le poteau le plus sollicité (D-4)

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

à la base de RDC on a:

$$N_{ser1}=2062,84\text{kN (Par ETABS)}$$

Nous avons calculer l'effort normal à L'ELS qu'il est supporté par le poteau de sous- sol.

$$GT=Gp+Gpp+Gps+Gplancher= 93,23\text{kN}$$

$$Q=2,9*S=23,61\text{kN}$$

$$N_{ser2}= G+Q=116,84\text{kN}$$

$$\text{Donc } N_{ser}= N_{ser1}+ N_{ser2}= 2179,68\text{kN}$$

$$S_{fond} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}=9,73\text{m}^2$$

$$A=\sqrt{S} = \sqrt{9,73}=3,12\text{m} \rightarrow A=B=3,12\text{m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifie que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=3,12 m).

-On a $L_{\min} = 2,8$ m

$1,5 \times B = 4,68$ m $> L_{\min}$ non vérifiée.

Fondation 2 a la base de RDC :

L'effort du poteau le plus sollicité (D-3).

$$N_{ser1}=2062,84\text{kN (Par ETABS)}$$

$$S_{fond} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}=9,2\text{m}^2$$

$$A=\sqrt{S} = \sqrt{9,2}=3,03\text{m} \rightarrow A=B=3,03\text{m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Pour D=1,5m $\bar{\sigma}_{sol} = 2,24$ bars

Il faut vérifie que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=3,02 m).

-On a $L_{\min} = 2,9$ m

$1,5 \times B = 4,53$ m $> L_{\min}$ non vérifiée.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour les deux fondations, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

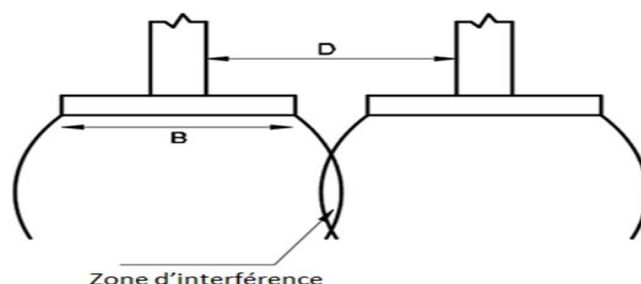


Figure VI.4 : Chevauchement des semelles.

b)- Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

La largeur « B » : D'après le règlement BAEL91 modifiée 99[5] la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$S : \text{surface de la semelle } S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Fondation 1 a la base de sous- sol :

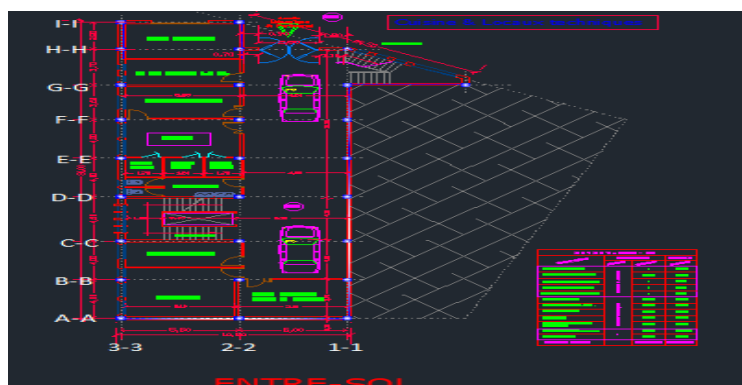


Figure VI.5 : Fils des poteaux1.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$$S_{\text{bati}} = 351,09 \text{ m}^2$$

1)- Les résultats des efforts normaux dans l'ETABS sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1: les efforts normaux des semelles filantes sens Y-Y (etabs).

Fils	NserT (kN)
1-1	15143,2
2-2	15009,01
3-3	13742,01

Tableau VI.2: les efforts normaux des semelles filantes sens X-X(etabs).

Fils	NserT (kN)
A-A	4554,49
B-B	4797,32
C-C	6790,21
D-D	5258,43
E-E	5321,03
F-F	4965,23
G-G	7071,27
H-H	5394,03
I-I	2693,82

2)- Les résultats des efforts normaux dans chaque file de poteau de sous-sol sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : les efforts normaux des semelles filantes sens Y-Y(sous sol).

Fils	N _{ser T} (kN)
1-1	802,88
2-2	1378,96
3-3	1099,2

Tableau VI.4 : les efforts normaux des semelles filantes sens X-X(sous sol).

Fils	N _{ser} (kN)
A-A	363,61
B-B	416,43
C-C	478,19
D-D	394,04
E-E	416,43
F-F	399,19
G-G	433,9
H-H	459,78
I-I	128,3

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

3)- les résultats de la somme des efforts normaux total de l'ETABS et sous- sol :

Tableau VI.5: Sections des semelles filantes sens Y-Y(fondation1).

Fils	N _T (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S(m ²)
1-1	15946,08	28,2	2,52	3	84,6
2-2	16387,97	31	2,36	2,5	77,5
3-3	14841,21	31	2,14	2,5	77,5
					239,6

Tableau VI.6 : Sections des semelles filantes sens X-X(fondation1).

Fils	N _T (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S(m ²)
A-A	4918,1	10,5	2,09	2,5	26,25
B-B	5213,75	10,5	2,22	2,5	26,25
C-C	7268,4	10,5	3,09	3,5	36,75
D-D	5652,47	10,5	2,4	2,5	26,25
E-E	5737,46	10,5	2,44	2,5	26,25
F-F	5364,42	10,5	2,28	2,5	26,25
G-G	7505,17	16	2,09	2,5	40
H-H	5853,81	10,5	2,48	2,5	26,25
I-I	2822,12	5,5	2,29	2,5	13,75
					248

➤ **Vérification de la semelle filante :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} \leq 50\%$; Avec $S_{bat1}=351,09m^2$

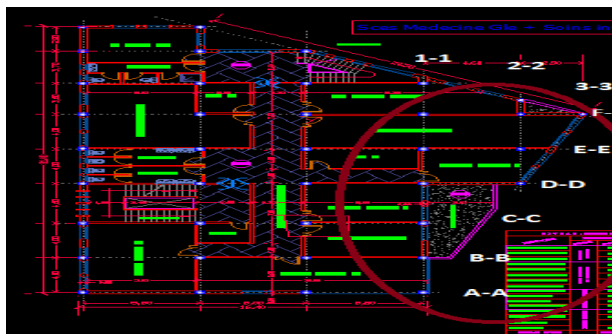
Sens X-X : $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = \frac{248}{351,09} = 70,64\% > 50\%$ Non vérifier

Sens Y-Y : $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = \frac{239,6}{351,09} = 68,24\% > 50\%$ Non vérifier

La surface totale de la semelle dépasse les 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

La condition n'est pas vérifiée ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on adopte pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Fondation 2 a la base de RDC :



Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.6. Fils des poteaux 2.

$$S_{\text{bati } 2} = 222,21 \text{ m}^2.$$

les résultats de la somme des efforts normaux total de l'ETABS

Tableau VI.7 : Sections des semelles filantes sens Y-Y(fondation2).

Fils	N_T (kN)	L(m)	B(m)	B^{choisie} (m)	$S(\text{m}^2)$
1-1	11981,32	24,2	2,2	2,5	60,5
2-2	4770,77	9,64	2,21	2,5	24,1
					84,6

Tableau VI.8 : Sections des semelles filantes sens X-X(fondation2).

Fils	N_T (kN)	L(m)	B(m)	B^{choisie} (m)	$S(\text{m}^2)$
D-D	3061,83	4,6	2,97	3	13,8
E-E	3081,63	4,6	2,9	3	13,8
F-F	2948,63	7,5	1,75	2	15
					42,6

➤ **Vérification de la semelle filante :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} \leq 50\%$; Avec $S_{\text{bat}1} = 145,65 \text{ m}^2$

$$\text{Sens X-X : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{42,6}{222,21} = 19,17\% < 50\% \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{84,6}{222,21} = 38,07\% < 50\% \dots\dots\dots \text{ vérifié.}$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas les 50% de la surface d'emprise du bâtiment. La condition est vérifiée donc on adopte pour une semelle filante comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.2.5 Pré dimensionnement et ferrailage des deux fondation :

VI.2.5.1 Fondation1 (sous-sol):

➤ **Radier général :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

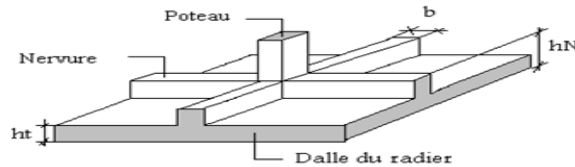


Figure VI.7 : Radier général.

➤ Pré dimensionnement de radier : Surface nécessaire :

On a E.L.S : Pour déterminer la surface du radier on doit vérifier que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$N_{\text{ser}} = 54781,24 \text{ kN}$ (Par ETABS + le calcul manuel de niveau de sous - sol)

$$S = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{54588,43 \cdot 10^3}{0,22} = 243,7 \text{ m}^2 \rightarrow S = 248,13 \text{ m}^2$$

$$\frac{S}{S_{\text{bat}}} = \frac{248,13}{351,09} = 70,67\% \geq 50\%$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, donc dans ce cas on opte pour la surface du radier, augmentée d'un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max (h/2 ; 30)$$

h : la hauteur de la nervure.

$$L_{\text{déb}} \geq \max (50 ; 30) \text{ donc } L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rad}} = 396,41 \text{ m}^2$$

Donc la surface du radier devient $396,41 \text{ m}^2$.

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h \geq 25 \text{ cm}$)

a. Dalle :

➤ Condition forfaitaire :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 4,9 \text{ m} \rightarrow h = 24,5 \text{ cm}$$

Avec :

L_{\max} = la plus grande portée entre nus d'appuis.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Choix : On retient une épaisseur de $h = 30$ cm pour la dalle du radier.

➤ **Condition de cisaillement :**

D'après le règlement C.B.A93 [6], On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}.$$

$N_u = 74576,08\text{kN}$ (Par la somme des résultats de l' ETABS et calcul manuel dans sous - sol)

$$\text{Avec} \quad T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9 \times h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9 \times \bar{\tau}_u)} = 19,16 \text{ cm}$$

$$h_2 = 20\text{cm}$$

➤ **Le choix final :**

$$h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend} \quad h = 30\text{cm}$$

b. Nervure :

- **La largeur :**

➤ **Condition de Coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = 49\text{cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

- **la hauteur :**

➤ **la Condition de rigidité : (Condition de longueur élastique)**

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, radier est rigide s'il vérifie :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max} \quad \text{?}$$

$$\text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot b \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand $L = 5,5\text{m}$.

h : épaisseur de radier ($h = 30\text{cm}$).

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

l_e : Longueur d'élasticité.

E : (module de young du béton) $E=20000\text{MPa}$.

I : Inertie de la section du radier, $I=bh^3/12$

K : Coefficient de raideur de sol, $K=40000\text{KN/m}^2 = 40 \text{ MPa}$ (pour un sol moyen).

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

$$\text{D'où : } h1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1 \times 5,5^4}{20000 \times \pi^4}} = 0,96\text{m}$$

On prend $h1 = 1\text{m}$

➤ **Condition de la flèche :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

$$36,66 \leq h2 \leq 55$$

On prend $h2 = 50\text{cm}$.

➤ **Le choix final :**

$$h_n \geq \text{Max}(h1 ; h2) = 100\text{cm}$$

$$\text{Nervure: } \begin{cases} h_n = 1 \text{ m} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux par la méthode de l'excentricité .

La condition suivantes doit être vérifiée :

$$e_o = M_r / N_r \leq B/4 .$$

$$N_{r \text{ tot}} = N_r + P_{\text{radier}} + P_{\text{terre}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{vp}}$$

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous-sol).

B : la largeur du radier

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

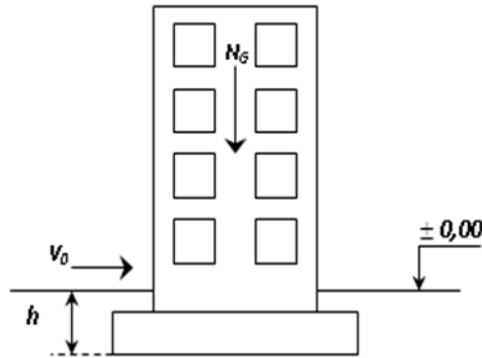


Figure VI.8 : schéma présente le renversement.

Le moment de renversement dû au force sismique est :

$$M_r = 6123,83 \text{ kN}$$

$$N_r = 39216,34 \text{ kN}$$

$$N_{r \text{ tot}} = 52161,02 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,12 \text{ m} < 16/4 = 4 \text{ m}$$

Le rapport du moment de renversement et l'effort normal total est inférieur à un quart de la largeur de radier donc notre structure est stable.

➤ **Vérification des contraintes sous le radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 0,22 \text{ MPa}$.

➤ **Les contraintes du sol sont données par sollicitation du premier genre :**

- **ELS :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{54781,24}{396,41} = 138,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 138,19 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- **E.L.U :**

$$N_u = 74576,08 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.9 : Contraintes sous radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
x-x	230,46	145,78	209,29
y-y	209,3	166,94	198,71
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=330$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}=292,6$

E.L.S :

$$N_{ser} = 54781,24 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.10: Contraintes sous radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
x-x	160,62	115,76	149,41
y-y	149,4	126,98	143,79
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=336$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 297,92$

Les contraintes sont vérifiées , donc pas de risque de soulèvement

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

- E.L.U : $\sigma_u \left(\frac{L}{4}\right) = 209,29 \text{ kN/m}^2$

- E.L.S : $\sigma_{Ser} \left(\frac{L}{4}\right) = 149,41 \text{ kN/m}^2$

➤ **Ferraillage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

➤ **Ferraillage de la table :**

- **Détermination des efforts :**

- -Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis, le panneau le plus sollicité est de rive.

Panneau de rive :

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

$$\text{Si } \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}.$$

- **Valeur de la pression sous radier :**

- E.L.U : $q_u = \sigma_m^u \times 1m = 209,29 \text{ kN/m}$

- E.L.S : $q_{Ser} = \sigma_m^{Ser} \times 1m = 149,41 \text{ kN/m}$

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v = 0) :**

$$L_x = 4,6 \text{ m.}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$$L_y = 5,5 \text{ m.}$$

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,84 < 1$$

On au rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

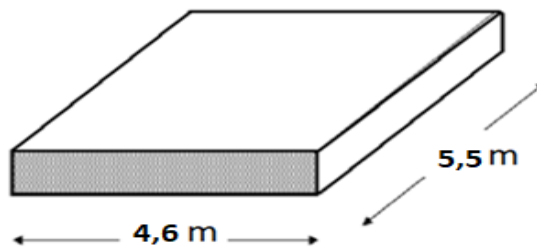


Figure VI.9 : Panneau plus sollicité de la dalle du radier.

➤ Calcul des moments :

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\alpha = 0,84 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 288,95 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 152,89 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées : (panneau de rive)**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 245,61 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 129,96 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 144,48 \text{ kNm} \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 45,86 \text{ kNm} \quad (\text{appui de rive})$$

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :**

$$\alpha = 0,71 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 185,26 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 141,82 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées : (panneau de rive)**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 157,47 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 120,55 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 92,63 \text{ kNm (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 42,55 \text{ kNm (appui de rive)}$$

➤ Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}.$$

$$\text{Condition Asmin de RPA 99 : } A_{smin} = 0,5\% b \cdot h = 15 \text{ cm}$$

Tableau VI.11: Ferrailage de panneau du radier.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	245,61	23,65	12T16	24,13	8
	y-y	129,96	11,74	10T14	15,39	10
Appui	x-x	144,48	13,15	10T14	15,39	10
	y-y	45,86	3,98	10T14	15,39	10

- **Espacement :** **Sens x-x :**

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33cm) \rightarrow S_t \leq \text{Min} (90 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{12} = 8,33 \text{ cm} < 33 \text{ cm} , \text{ On prend } S_t = 8 \text{ cm}.$$

$$\text{Appui : } S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min} (4h; 40cm) \rightarrow S_t \leq \text{Min} (120 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} , \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$\text{Appui : } S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

➤ Vérifications nécessaires :

- condition de non-fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}^2$$

Condition est vérifiée.

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	157,47	24,13	12,4	18	279	250	Non vérifiée
	y-y	120,55	15,39	11,1		326,8		Non vérifiée
Appuis	x-x	92,63	15,39	7,86		251,1		Vérifiée
	y-y	42,55	15,39	3,9		115,3		Vérifiée

Les contraintes a l'E.L.S sont pas vérifiée en travée sur les deux sens alors on va augmenter la section d'acier :

Tableau VI.13 : Correction de la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	157,47	9T20	28,27	11,8	18	240,4	250	Vérifiée
	y-y	120,55	9T20	28,27	9,07		184		Vérifiée
Appui	x-x	92,63	9T20	28,27	6,97	18	141,4	250	Vérifiée
	y-y	42,55	9T20	28,27	3,2		64,9		Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 3\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{188,22 \times 5,5}{2} = 517,61 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{517,6 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : 4 chaises de T12 / m².

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

➤ **Schéma ferrailage :**

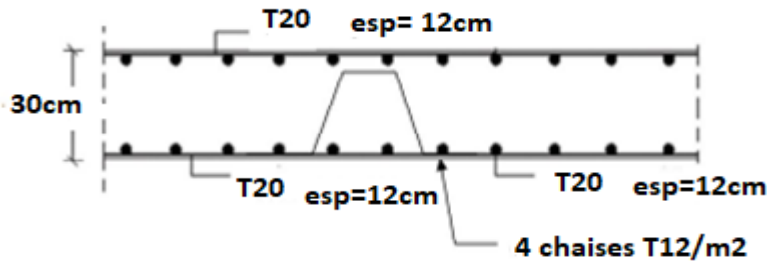


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier .

➤ **Ferrailage des nervures :**

- **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a $M_0 = \frac{QL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_A = 0,50 M_0$

➤ **Calcul des armatures :**

On travaille sur la longueur de sens porteur et non porteur .

- **Sens Y-Y :**

$b = 50 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 90 \text{ cm}$

$L^{\max} = 5,5 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 209,29 \text{ kN/ml} \\ q_{\text{ser}} = 149,41 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u} = Q \cdot L^2 / 8 = 791,38 \text{ kN.m} \\ M_{0\text{ser}} = Q \cdot L^2 / 8 = 464,96 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Tableau VI.14: Ferrailage des nervures sens Y-Y.

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	672,67	16,71	5T16+5T14	17,75
Appuis	395,69	9,63	5T16+1T12	11,18

- **Sens X-X :**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$b = 50 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 90 \text{ cm}$

$L^{\max} = 4,6 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 209,29 \text{ kN/ml} \\ q_{\text{ser}} = 149,41 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u} = Q.L^2/8 = 553,57 \text{ kN.m} \\ M_{0\text{ser}} = Q.L^2/8 = 395,19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Tableau VI.15 : Ferrailage des nervures sens X-X.

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	470,53	11,52	5T16+1T14	11,59
Appuis	276,79	6,68	7T14	10,78

- **Vérifications nécessaires :**
 - **Condition de non-fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,96 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.16 : Vérification de condition de non-fragilité.

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Vérification
Sens Y-Y	Travée	17,75	4,96	Oui
	Appuis	10,05	4,96	Oui
Sens X-X	Travée	11,59	4,96	Oui
	Appuis	7,697	4,96	Oui

- **Vérification les contraintes à l'E.L.S :**

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

		M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens Y-Y	Travée	395,22	6,6	18	253,3	250	Non vérifiée
	Appui	232,48	4,84		257,4		Non vérifiée
Sens X-X	Travée	335,91	6,61		324,1		Non vérifiée
	Appui	197,59	4,59		283,4		Non vérifiée

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on augmente la section d'acier :

Tableau VI.18: Correction de la section d'acier.

		M _{ser} (kN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Sens Y-Y	Travée	395,22	7T20	6,1	18	206,4	250	Vérifiée
	Appui	232,48	6T20	4,06		167,5		Vérifiée
Sens X-X	Travée	335,91	8T16	5,82		236,6		Vérifiée
	Appui	197,59	6T16	3,45		142,3		Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 3MPa$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{188,23 \times 5,5}{2} = 517,63 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{517,63 \times 10^3}{500 \times 900} = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

- Selon BAEL 91 modifié 99 [5]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

- Selon RPA99 / Version 2003 [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4} \right) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=1,15\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{Mpa}$; $b=50\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

On trouve :

- ✓ $S_t=10\text{cm}$Zone nodale.
- ✓ $S_t=20\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$$

On prend : $6\text{T}10=4,712\text{cm}^2$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a $h=100 \text{ cm}$ → Donc: $A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$

On choisit $4\text{T}12$ $A_p = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Schéma de ferrailage :**

Sens Y-Y :

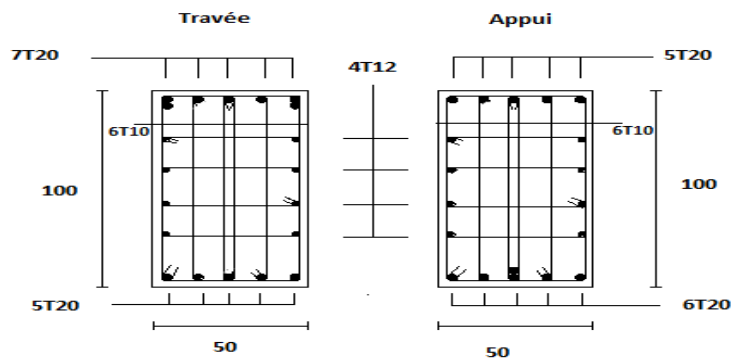


Figure VI.11: Ferrailage de la nervure sens Y-Y.

Sens X-X :

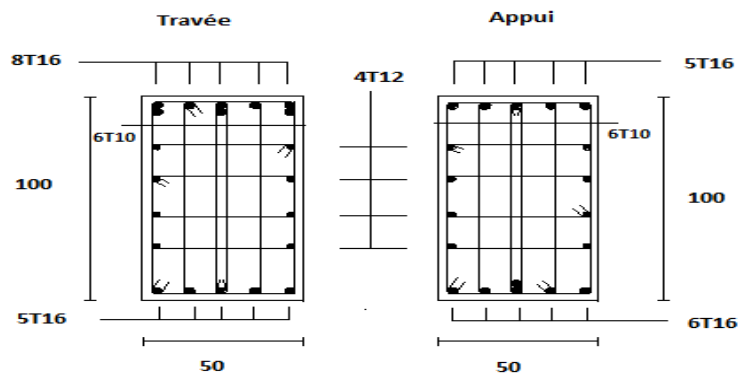


Figure VI.12 : Ferrailage de la nervure sens X-X.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

➤ Ferraillage de débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5\text{m}$, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

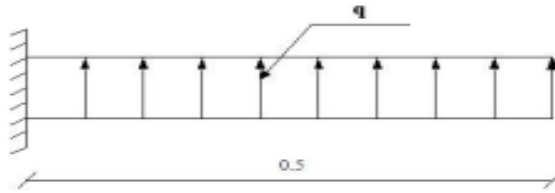


Figure VI.13 : Schéma statique des débord.

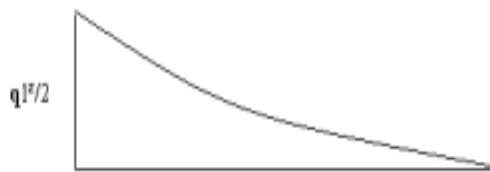


Figure VI.14 : Diagramme de moment.

➤ Calcul de ferraillage :

$q_u=209,29 \text{ kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=30 \text{ cm}$, $f_{c28}=30\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=18 \text{ MPa}$
 $\sigma_s= 435 \text{ MPa}$, $L=50\text{cm}$

$$M_u = \frac{q L^2}{2} = 26,16 \text{ kN.m}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.19 : choix de ferraillage.

Mu(kN.m)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	vérification	choix	As ^{adp} (cm ²)	esp(cm)
26,16	2,25	2,98	NON	6T12	6,79	20

➤ Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$1,69 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2$$

On prend $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec : $St=15\text{cm}$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Dans le cas de fissuration préjudiciable.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$q_{ser} = 138,21 \text{ kN/ml}$

$M_s = 17,28 \text{ kN.m}$

Tableau VI.20 : vérification contrainte à ELS.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
18,68	6,79	2,33	18	110,7	250	Vérifiée

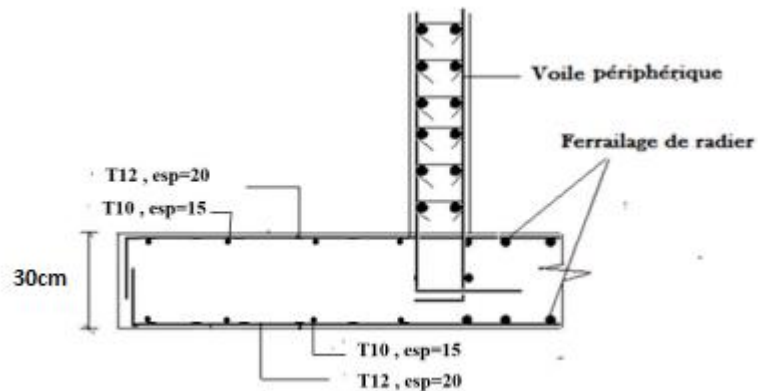


Figure VI.15 : Ferrailage de débord.

VI.2.5.2 Fondation 2 :

On va étudié une semelle filante.

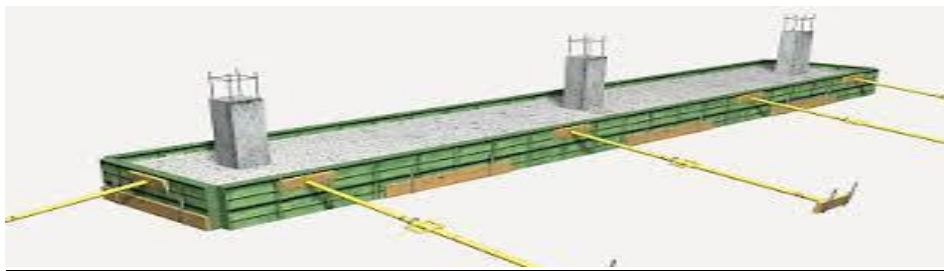


Figure VI.16 : une semelle filante.

a) -Dalle :

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$)

$$h_t = \frac{B-b}{4} + c$$

$$h_t = \frac{300-60}{4} + 5 = 65 \text{ on prend } h_t = 65 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.21 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes

B(m)	h_d (cm)
2	40
2,5	55
3	65

b) Nervure :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \quad \square$$

Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.b.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand L = 4,6m.

h : épaisseur de semelle..

l_e : Longueur d'élasticité.

E : (module de young du béton) E=20000MPa.

I : Inertie de la section du radier, $I=bh^3/12$

K : Coefficient de raideur de sol, $K=40000\text{KN}/\text{m}^2 = 40 \text{ MPa}$ (pour un sol moyen).

b: Largeur de la semelle.

Tableau VI.22: choix de la hauteur des nervures selon X-X.

Sens	Fils	B	h_t	b_n	h_n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
X-X	D-D ; E-E	3	65	60	1,10
	F-F	2	40	60	1

Tableau VI.23 : choix de la hauteur des nervures selon Y-Y.

Sens	Fils	B	h_t	b_n	h_n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
Y-Y	1-1 ; 2-2	2,5	55	60	1,05

➤ **Vérification Nécessaire :**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

- **La Méthode de la Stabilité :**

La condition suivante doit être vérifiée :

$$e_0 = M_r / N_{r_{tot}} \leq B/4 .$$

$$N_{r_{tot}} = N_r + P_{terre} + P_{nervure}$$

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : N_1 (de la superstructure) .

B : la largeur du semelle.

Le moment de renversement dû au force sismique est :

$$M_r = 6618,83 \text{ kN}$$

$$N_r = 81271,57 \text{ kN}$$

$$N_{r_{tot}} = 81987,91 \text{ kN}$$

$$e_0 = 0,08 \text{ m} < 2/4 = 0,5 \text{ m}$$

Le rapport du moment de renversement et l'effort normal total est inférieur à un quart de la largeur minimal de semelle donc notre structure est stable.

- **Vérification des contraintes :**

- **semelle filante A ELS :**

Tableau VI.24 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante selon (y-y).

Fils(YY)	N_s	L	B	S	σ	$\bar{\sigma}$	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	
1-1	11981,37	24,5	2,5	61,25	195,61	224	Ok
2-2	4770,77	9,64	2,5	24,1	197,96	224	Ok

Tableau VI.25 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante selon (x-x).

Fils(X-X)	P	L	B	S	σ	$\bar{\sigma}$	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	
D-D	3061,83	4,6	3	13,8	221,87	224	Ok
E-E	3081,63	4,6	3	13,8	223,31	224	Ok
F-F	2948,63	7,5	2	15	196,57	224	Ok

- **Ferraillage Des Semelles Filantes :**

- **Ferraillage de la dalle :**

Le ferraillage se calculé à l'ELU , nous avons :

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8*d*\sigma_s}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

N_u : L'effort normal reparti à l'ELU.

B : largeur de semelle.

b : largeur de poteau.

Exemple de calcul :

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8*d*\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{16456,83(2,5-0,6)}{8*0,495*\left(\frac{500}{1,15}\right)}$$

$$A_s = 0,18\text{cm}^2$$

Tableau VI.26 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes.

Fils	N_u (kN)	L (m)	B (m)	b (m)	h_t (m)	d (m)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_s (cm ²)
1-1	16456,83	24,5	2,5	0,6	0,55	0,495	435	0,18
2-2	6529,24	9,64	2,5	0,6	0,55	0,495	435	0,072
D-D	4196,87	4,6	3	0,6	0,65	0,585	435	0,049
E-E	4242,61	4,6	3	0,6	0,65	0,585	435	0,05
F-F	4041,61	7,5	2	0,6	0,40	0,36	435	0,045

➤ **Choix des armatures longitudinales et transversales :**

$$A_s^{\min} = (0,23.B.d.f_{t28}) / f_e$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 13,6\text{cm}^2 \text{ Choisie : } 10\text{HA}14 = 15,39\text{cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3,84\text{cm}^2 \rightarrow \text{on choisit } 6\text{T}10 = 4,71\text{cm}^2$$

Tableau VI.27 : choix des armatures longitudinales et transversales.

Fils	A_s (cm ²)	CNF (cm ²)	choix	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	choix	A_s (cm ²)
1-1	0,18	13,6	10HA14	15,39	3,84	6HA10	4,71
2-2	0,072	13,6	10HA14	15,39	3,84	6HA10	4,71
D-D	0,049	19,37	14HA14	21,55	5,38	8HA10	6,28
E-E	0,05	19,37	14HA14	21,55	5,38	8HA10	6,28
F-F	0,045	7,94	8HA12	9,048	2,26	4HA10	3,14

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

➤ Ferrailage des nervures :

Les charges revenant pour chaque fil à
L'ELU

Moment en travée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = ql^2/8$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{CNF} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_s^{CNF} = (0.23 \times 600 \times (1100 \times 0.9) \times 2.4) / 500 = 6,56 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.28 : vérification de condition de non fragilité.

h_N (m)	b(m)	A_s^{CNF}
1,1	0,6	6,56
1,05	0,6	6,26
1	0,6	5,96

➤ Calcul de la section d'armature :

Tableau VI.29 : section d'armature des nervures sens Y-Y.

Fils	Position	h_N (m)	L (m)	Q_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)
1-1	Travée	1,05	4	639,72	1279,44	1087,52	28,33
	Appuis					639,72	16,18
	Travée	1,05	4,6	639,72	1692,06	1438,25	38,43
	Appuis					846,03	21,68
	Travée	1,05	3,6	639,72	1036,35	880,89	22,63
	Appuis					518,17	13
2-2	Travée	1,05	4	645,05	1290,1	1096,59	28,58
	Appuis					645,05	16,31
	Travée	1,05	1,64	645,05	216,86	184,33	4,53
	Appuis					108,43	2,66

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.30 : section d'armature des nervures sens X-X.

Fils	Position	h_N (m)	L (m)	Q_u (kN/ml)	M_o (kN.m)	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)
D-D	Travée	1,10	4,6	829,42	2193,81	1864,74	48,23
	Appuis					1096,91	26,96
E-E	Travée	1,10	4,6	838,46	2217,73	1885,07	48,83
	Appuis					1108,86	27,27
F-F	Travée	1	4,6	538,88	1425,34	1211,54	33,96
	Appuis					712,67	19,22
	Travée	1	2,9	538,88	566,5	481,52	12,77
	Appuis					283,25	7,41

➤ **Choix des armatures :**

Condition A_s de RPA99 :

$$A_s^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{max} = 6\% \times (h \times b) \quad \text{Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 4\% \times (h \times b) \quad \text{Zone courante.}$$

$$A_s^{min} = 0,005 \times 110 \times 60 = 33 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{max} = 0,06 \times 110 \times 60 = 396 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 0,04 \times 110 \times 60 = 264 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max} (A_s^{min}, A_s^{max})$$

$$\Rightarrow A_s = 396 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

Tableau VI.31 : choix des armatures selon Y-Y.

Fils	Position	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} Z.R (cm ²)	A_s^{max} Z.C (cm ²)	A_s^{CNF} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
	Travée	28,33	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
	Appuis	16,18	31,5	378	252	6,26	6T25+	33,47

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

1-1							2T16	
	Travée	38,43	31,5	378	252	6,26	8T25	39,27
	Appuis	21,68	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
	Travée	22,63	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
	Appuis	13	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
2-2	Travée	28,58	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
	Appuis	16,31	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
	Travée	4,53	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47
	Appuis	2,66	31,5	378	252	6,26	6T25+ 2T16	33,47

Sens X-X :

Tableau VI.32 : choix des armatures selon X-X.

Fils	Position	As^{cal} (cm ²)	As^{min} (cm ²)	$As^{max}_{Z.R}$ (cm ²)	$As^{max}_{Z.C}$ (cm ²)	As^{CNF} (cm ²)	choix	As^{adp} (cm ²)
D-D	Travée	48,23	33	396	264	6,56	8T25+ 4T20	51,84
	Appuis	26,96	33	396	264	6,56	6T25+ 2T16	33,47
E-E	Travée	48,83	33	396	264	6,56	8T25+ 4T20	51,84
	Appuis	27,27	33	396	264	6,56	6T25+ 2T16	33,47
F-F	Travée	33,96	30	360	240	5,96	6T25+ 2T20	35,74
	Appuis	19,22	30	360	240	5,96	6T25+ 2T16	33,47
	Travée	12,77	30	360	240	5,96	6T25+ 2T16	33,47
	Appuis	7,41	30	360	240	5,96	6T25+ 2T16	33,47

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.33 : vérification des contraint à ELS Y-Y

Fils	Position	A_s^{adp} (cm ²)	Q_s (kN/ml)	M_o (kN.m)	M_s (kN. m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification	Nouveau choix
1-1	Travée	33,47	465,75	931,5	791,77	9,85	18	284,1	250	NON	8T25
	Appuis	33,47			465,75	5,8	18	167,1	250	OUI	-
	Travée	39,27	465,75	1231,9	1047,1	12,3	18	322,9	250	NON	12T25
	Appuis	33,47			615,95	7,66	18	221,	250	OUI	-
	Travée	33,47	465,75	754,51	641,33	7,98	18	230,1	250	OUI	-
	Appuis	33,47			377,26	4,69	18	135,3	250	OUI	-
2-2	Travée	33,47	471,33	942,66	801,26	9,97	18	287,5	250	NON	10T25
	Appuis	33,47			471,33	5,86	18	169,1	250	OUI	-
	Travée	33,47	471,33	158,46	134,69	1,68	18	48,3	250	OUI	-
	Appuis	33,47			79,23	0,99	18	28,4	250	OUI	-

Tableau VI.34 : vérification des contraint à ELS X-X

Fils	Position	A_s^{adp} cm ²	Q_s kN/ml	M_o kN.m	M_s kN.m	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	vérification	Nouveau choix
D-D	Travée	51,84	605,10	1600,49	1360,41	13,3	18	303,9	250	NON	12T25+6T16
	Appuis	33,47			800,24	9,06	18	270,5	250	NON	8T25
E-E	Travée	51,84	690,02	1825,10	1551,33	15,2	18	346,6	250	NON	18T25
	Appuis	33,47			912,55	10,3	18	308,4	250	NON	10T25
F-F	Travée	35,74	393,15	1039,88	883,89	11,8	18	315,6	250	NON	10T25
	Appuis	33,47			517,94	7,06	18	196,8	250	OUI	-

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

	Travée	33,47		413,3	315,30	4,3	18	119,8	250	OUI	-
	Appuis	33,47	393,15		206,65	2,82	18	78,5	250	OUI	-

➤ **Ferrailage transversal :**

$$\frac{At}{St} \geq \frac{TELU}{0,9 * D * \sigma_s}$$

$$At \geq \frac{528,287 \times 10^3 \times 150}{0,9 * 1000 * \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 2,03 \rightarrow 10T8 = 5,03 \text{ cm}$$

Tableau VI.35 : choix de Ferrailage transversal.

q (kN/ml)	L (m)	T (kN)	h (m)	D (m)	st (cm)	σ_s (MPa)	At (cm ²)	choix
639,72	4,6	528,28	1,05	1	15	435	2,03	10HA8
645,05	4	41,44	1,05	1	15	435	0,12	10HA8
829,42	4,6	134,73	1,1	1,05	15	435	0,49	10HA8
838,46	4,6	15,89	1,1	1,05	15	435	0,06	10HA8
538,88	4,6	47,1	1	0,95	15	435	0,19	10HA8

➤ **Armature de peau :**

$$A_p = 3(\text{cm}^2/\text{m}) \times h = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.36 : choix des armatures de peau.

h_N (m)	A_p (cm ²)	Choix
1,1	3	4HA12
1,05	2,85	4HA12
1	2,7	4HA12

VI.3 Ferrailage du Poteau de sous- sol :

Les poteaux de sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot Fc28}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau considéré $Br = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$.

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

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

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

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

B : Section du poteau $B=a \times b$.

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 l_0$.

La section réduite $Br = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

prenons le poteau le plus sollicité .

$$N_u = N_{u\text{ETABS}} + N_{u\text{SOUS-SOL}}$$

$$N_{u\text{ETABS}} = 2789,13 \text{ kN}$$

$$N_{u\text{SOUS-SOL}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 93,25 + 1,5 * 23,61 = 161,3 \text{ kN}$$

$$N_u = 2789,13 + 161,3 = 2950,43 \text{ kN.}$$

b. Calcul du ferrailage :

$$a=b=60 \text{ cm} ; \quad l_0=3,06 \text{ m} ; \quad L_f=2,14 \text{ m} ; \quad \gamma_b=1,5 \quad ; \quad \gamma_s=1,15 ; \quad f_{c28}=30 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa.}$$

$$\text{Selon RPA : } A_s^{\min} = 0,9 \% B$$

Tableau VI.37 : choix de ferrailage de poteau S.S.

I (cm)	λ	α	N_u (kN)	Br (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
17,32	12,36	0,829	2950,43	3364	90,08	32,4	8T20+8T14	37,45

c. Détermination des armatures transversales :

Nous avons la même section et ferrailage longitudinaux et transversaux des poteaux de RDC, 1^{er}, 2^{ème} étages.

$$\text{Donc } A_t = 6T8 = 3,016 \text{ cm}^2$$

Espacement en zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

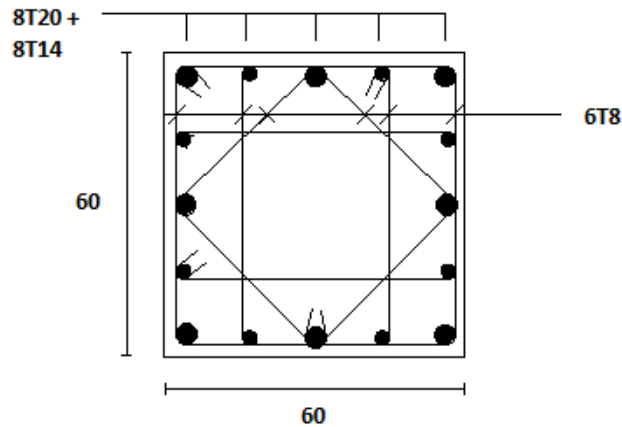


Figure VI.17 : ferrailage poteau de sous-sol.

VI.4 Etude de voile périphérique :

VI.4.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux conditions minimales exigées par le règlement *RPA99*.

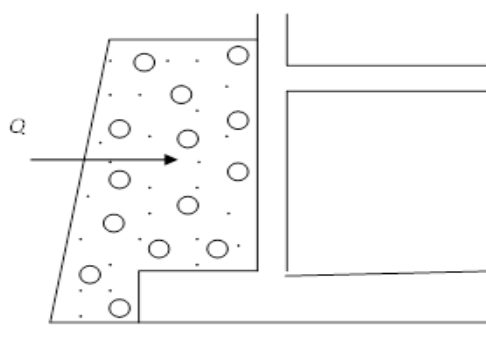


Figure VI.18 : Coupe verticale du voile périphérique.

VI.4.2 Pré dimensionnement et ferraille de voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Épaisseur $e \geq 15\text{cm}$; on a $e=20\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum du ferrailage est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical). ($A_h=A_v=0,1\%B$).

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

- La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
- **Evaluation des charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 ml se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Dans notre cas, on considère le tronçon le plus défavorable :

$$L_x = h_{\text{sous-sol}} - h_{\text{pp}} = 3,06 - 0,5 = 2,56\text{m} ; L_y = L^{\text{max}} - b_{\text{poteau}} = 5,5 - 0,6 = 4,9\text{ m} ; e = 20\text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_G = k_a \cdot \gamma \cdot (h^2/2)$$

Avec :

P_G : Contrainte à la base sur une bande de 1 ml.

k_a : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres. $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$

h : Hauteur du voile = 2,56m

$$\phi = 25^\circ \Rightarrow k_a = f(\phi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,405$$

Donc :

$$P_G = k_a \cdot \gamma \cdot (h^2/2) = 26,54\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35P_G = 35,83\text{kN/m}$$

- **Effort dans le voile périphérique :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,56}{4,9} = 0,52 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x Q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- **ELU :**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,52 \rightarrow \mu_x = 0,0937$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_x = 22 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5,5 \text{ kN.m}$$

➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 18,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,68 \text{ kN.m}$$

➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 11 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferraillage du voile périphérique :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; f_c = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.38 : Ferraillage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	x-x	18,7	2,43	2	6T12	6,78	15
	y-y	4,68	0,6	2	6T12	6,78	15
Appuis	x-x/y-y	11	1,42	2	6T12	6,78	15

➤ **Condition exigée par les RPA99/version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

➤ $A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2$ Vérifiée

➤ $A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2$ Vérifiée

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; & A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{2,56}{4,9}\right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

- **Sur appuis :**

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{35,83 \times 2,56 \times 4,9}{2 \times 2,56 + 4,9} = 44,85 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = 58,52 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 58,52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{58,52 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,325 \text{ MPa} < \tau_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \text{ vérifier}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{\text{ser}} = P_G = 26,54 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,52 \rightarrow \mu_x = 0,0974 \quad \mu_y = 0,3853$$

$$M_x = \mu_x Q_{\text{ser}} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 16,94 \text{ kNm}$$

$$M_y = 6,52 \text{ kNm}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 14,4 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,54 \text{ kNm.}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

➤ Moments sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=8,47\text{kNm}$$

➤ Vérification des contraintes :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau IV.39: Vérifications des contraintes à ELS.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s cm^2	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	x-x	14,4	6,78	3,45	18	OK	130,3	250	OK
	y-y	5,54	6,78	1,33	18	OK	50,1	250	OK
Appuis	x-x/y-y	8,47	6,78	2,03	18	OK	76,7	250	OK

b. Schéma de ferrailage :

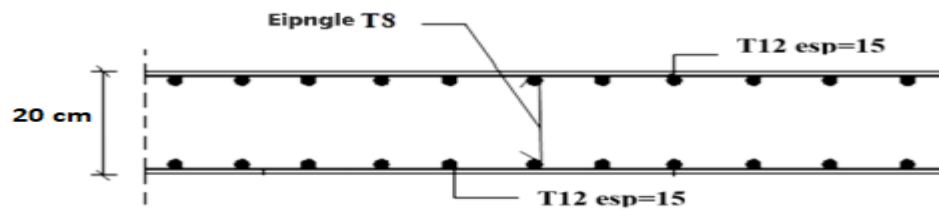


Figure VI.19: Ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE :

En conclusion, l'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous a conduit à documenter et étudier des méthodes, par exemple nous avons appris comment étudier la dynamique d'une structure en zone sismique et le calcul de ferrailage des voiles avec plusieurs méthodes et comment réaliser une disposition des voiles après certains essais afin d'augmenter la résistance de notre construction et qui présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'un bâtiment vis-à-vis des différentes sollicitations. D'autre part, nous avons maîtrisé le logiciel ETABS qui nous a permis de comprendre mieux les vérifications d'exigences de RPA (la période, les déformations, les déplacements.....) et comment on détermine les différents efforts et sur tout la disposition des armatures dans les poteaux et les poutres et les autres éléments secondaires, pour l'infrastructure nous avons appris à choisir le type de fondation et ferrailé le voile périphérique qui ont nécessités des conditions à vérifier et un rapport de sol à suivre.

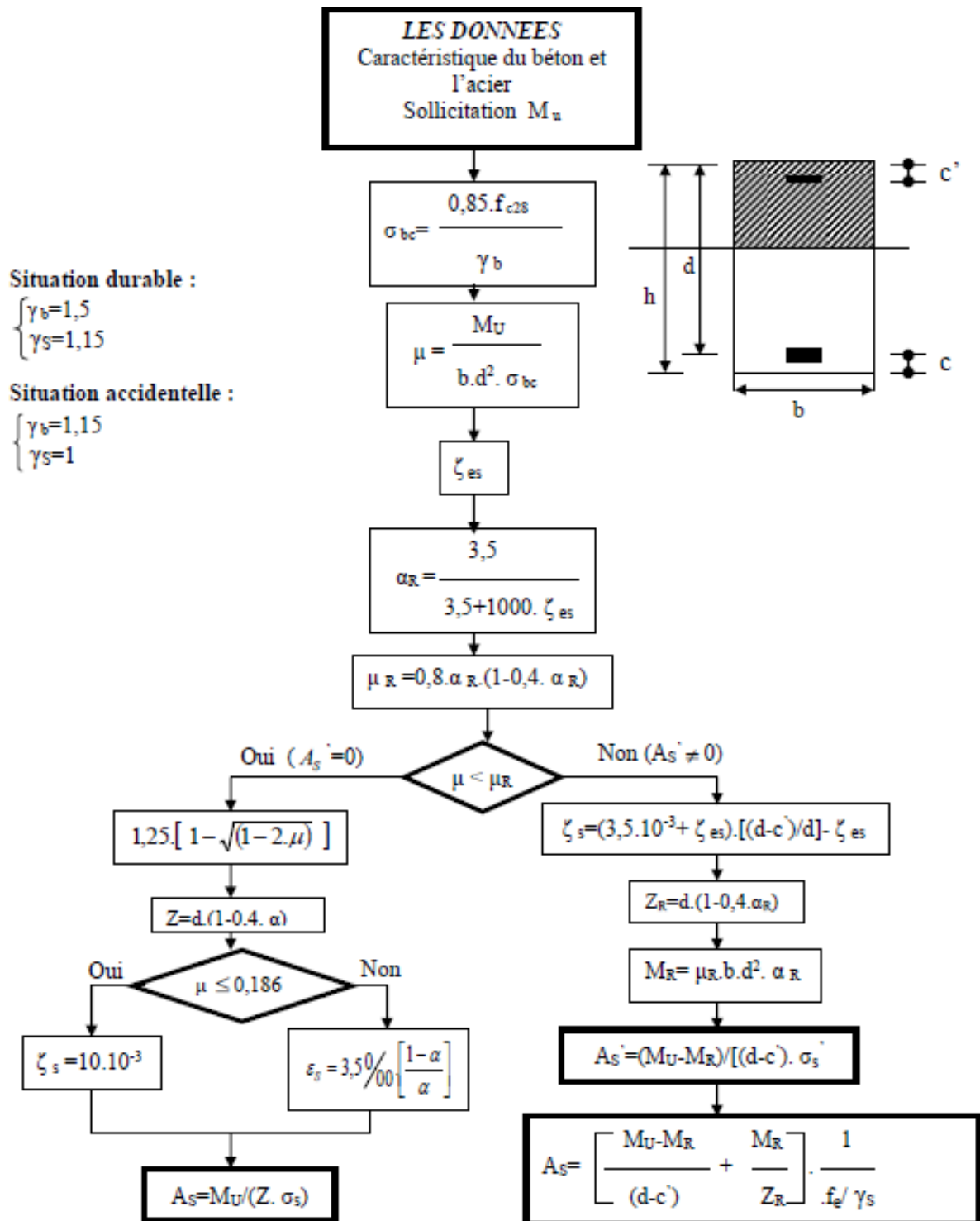
Enfin, Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Les références bibliographiques :

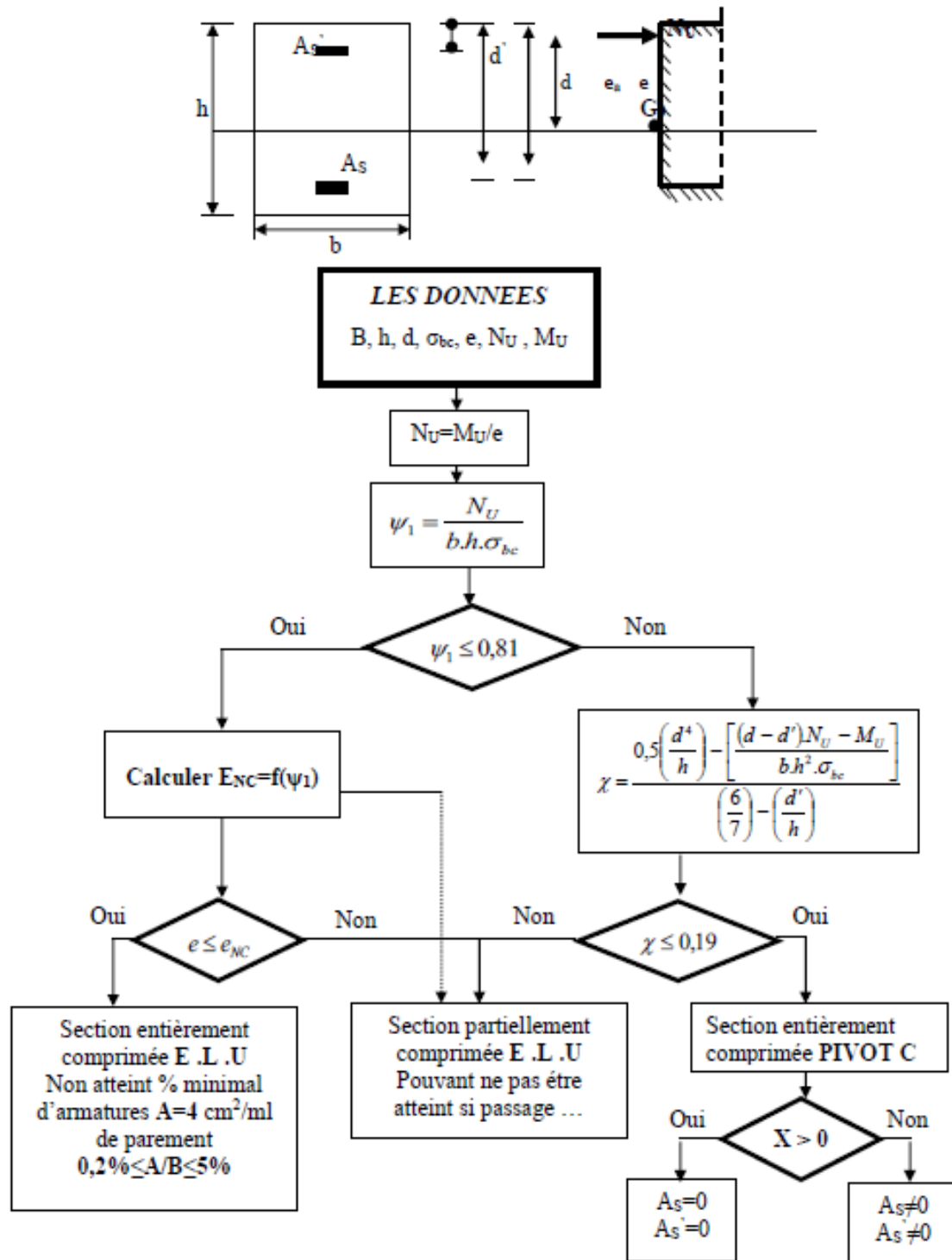
- **[CBA.93]**. Calcul des ouvrages en béton armé.
- **D.T.R. – BC. 2.2** : Document technique réglementaire (charges permanentes et d'exploitations).
- **[Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la ville, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003, Edition CGS, 2004.**
- **[BAEL. 91]**. Jean-Pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- **Mémoire de fin d'étude** [ETUDE D'UN BATIMENT R + 8 + SOUS-SOL AVEC UNE ETUDE THERMIQUE, présenter par Mr BENDALI BOUALAM et Mr BOUARNOUNA LIAMINE ; promo 2022 l'université SAAD DAHLAB BLIDA.]
- **Mémoire de fin d'étude** [ETUDE D'UN BATIMENT R+9 AVEC SOUS-SOL A ORAN, présenter par Mr MOHAMED YASSER BOURAS et Mr YOUNES BOUIDDOUH ; promo 2016 l'université ABOU BAKR BELKAID- TELEMENEN.].

LES ANEXES :

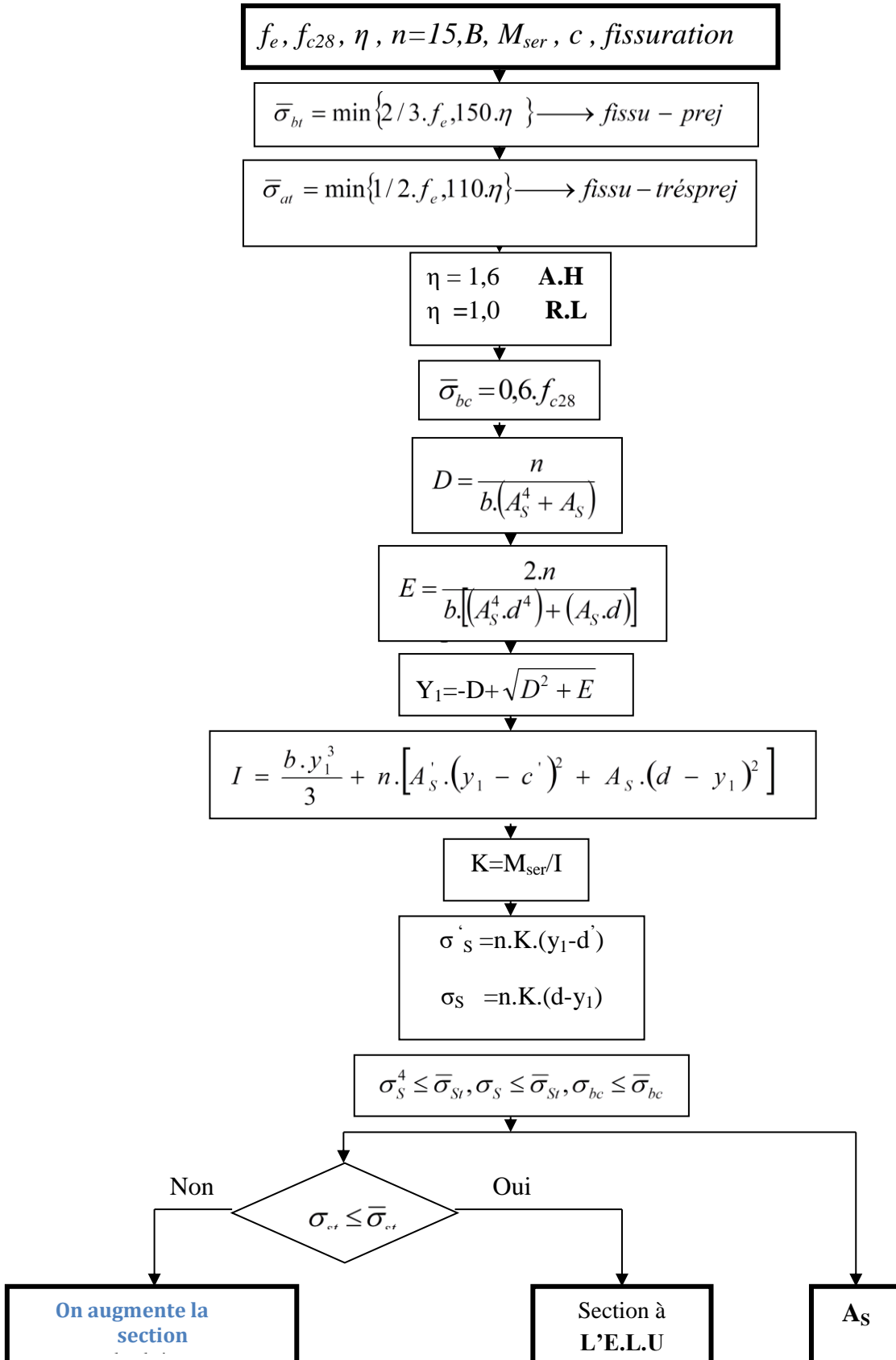
Organigramme (1) : Section rectangulaire à l'E.L.U en flexion simple.



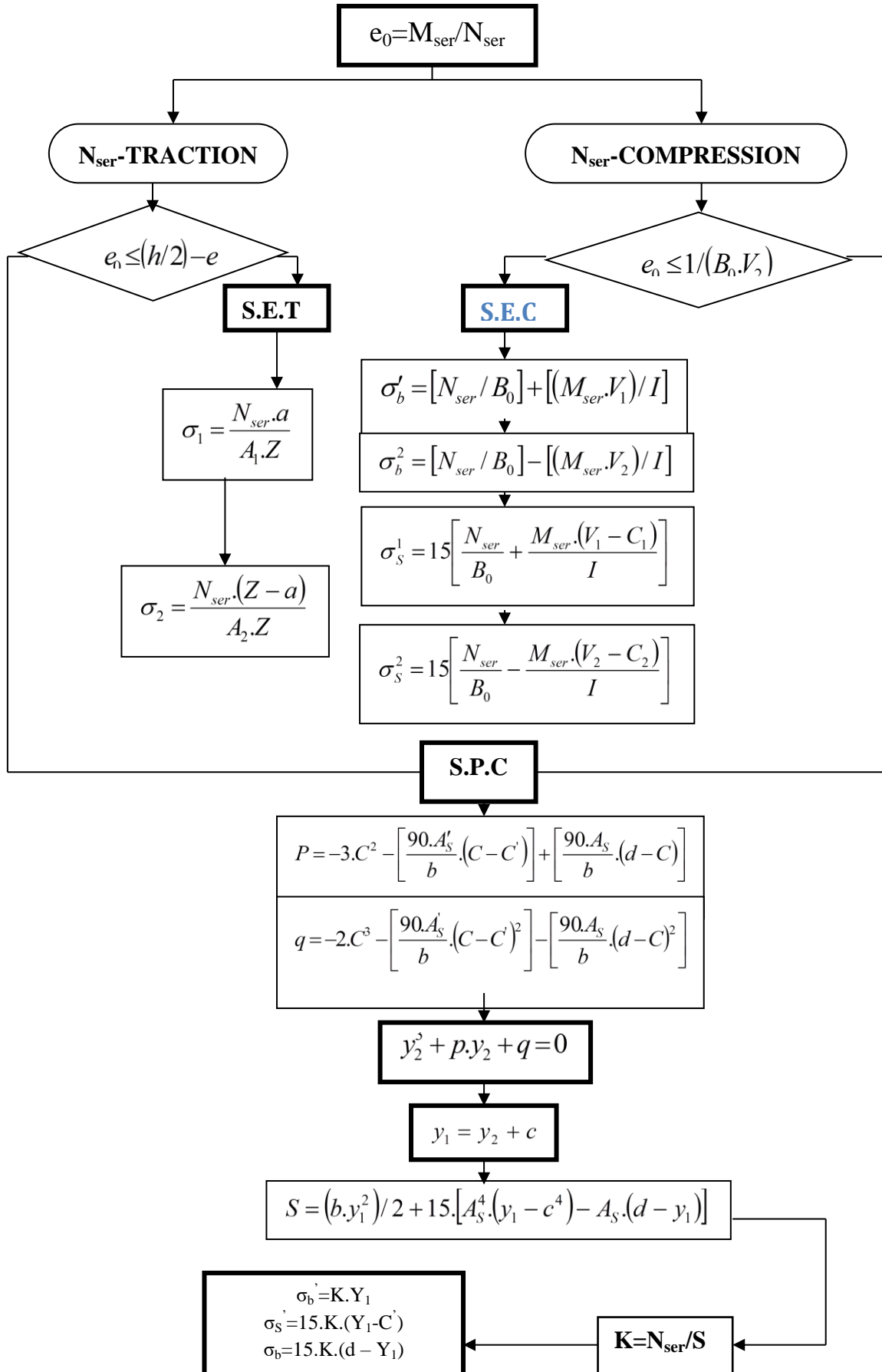
Organigramme (2) : Section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée.



Organigramme (3) : Vérification d'une section rectangulaire à l'E.L.S.



Organigramme (4) : Flexion composée à l'E.L.S.



Organigramme (5) : Traction simple .

