

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

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



Faculté de technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : MATEREAUX

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT MULTIFONCTIONNEL EN BETON ARME
(R+8+So-sol)

Présenté par :

M^r Beguerni Noureddine

M^r Lekhal Youcef

Devant les membres de jury :

.....

U. Saad Dahleb-Blida

President

.....

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

M^r Messaoudi Fareh

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné le courage, volonté, patience, santé durant nos années d'études.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

*En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promotrice **Mr Fareh Messaoudi** pour, son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.*

Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

On remercie également toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A ma sœur.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**Youcef**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2023 de master 2 Mâtereaux.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

Noureddine.

Dédicace

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- ❖ A mes très chers parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- ❖ A ma sœur.
- ❖ A toute ma famille sans exception.
- ❖ A mon binôme "**Noureddine**" pour sa patience et ses efforts.
- ❖ A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- ❖ A toute la promotion 2023 de master 2 Mâtereaux.
- ❖ Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, je vous dis merci.

Youcef.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية متعددة الخدمات تتألف من طابق ارضي+ 8طوابق+طابق تحت ارضي تم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETAPS V16).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, BAEL modifié 91 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة برنامج (SOCOTEC)

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure multifonctionnelle de R + 8 étages+so-sol qui sera implanté dans la wilaya de BLIDA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETAPS V16).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par logiciel de ferrailage SOCOTEC.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is the design of a multifunctional structure of R +8 floors+So ground which will be located in the wilaya of BLIDA, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and walls.

The study and the analysis of this project had been established by the software (ETAPS V16).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by SOCOTEC reinforcement software.

The foundation of the building consists of a ribbed raft.

SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Plans	
Introduction générale	

CHAPITRE I :

I.1. INTRODUCTION :	1
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :	1
I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :	1
I.2.2. OSSATURE :	1
I.2.3. PLANCHERS :	2
I.2.4. MAÇONNERIE :	2
I.2.5. ESCALIERS :	2
I.3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :	2
I.3.1. BETON :	2
I.3.2. L'ACIER :	6
1.4 .HYPOTHESES DE CALCUL :	8
1.4.1 ÉTAT LIMITE ULTIME (ELU) :	8
1.4.2 ÉTAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :	8

CHAPITRE II :

II.1. INTRODUCTION :	9
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	9
II.2.1. PLANCHER A CORPS CREUX :	9
II.2.2 DALLE PLEINE :	9
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	11
II.3.1. POUTRES PORTEUSES :	11
II.3.2. POUTRE NON PORTEUSE :	12
II.4 EVALUATION DES CHARGES :	13
II.4.1 PLANCHER TERRASSE :	13
II.4.2 PLANCHER ETAGE COURANT :	14
II.4.3 PLANCHER SO-SOL EN DALLE PLEINE :	15

SOMMAIRE

II.4.4 MAÇONNERIE :.....	15
II.4.5 BALCON :.....	16
II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :.....	16
II.5.1 CHARGES REVENANT AU POTEAUX :.....	16
II.5.2 CALCUL DES SECTIONS DES POTEAUX :	17
CHAPITRE III :	
III.1 INTRODUCTION :.....	28
III.2 L'ACROTERE :.....	28
II.6 LES VOILES :.....	27
III.3 L'ESCALIER :.....	31
III.4 DALLE PLEINE :	35
III.5 PLANCHER A CORPS CREUX :.....	38
III.5.1 ETUDE DES POUTRELLES :	38
III.5.2 CALCUL DES POUTRELLES :	39
CHAPITRE IV :	
IV.1 INTRODUCTION.....	51
IV.2 OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	51
IV.3 CHOIX DE LA METHODE	51
IV.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	52
CHAPITRE V :	
V.1. INTRODUCTION :.....	67
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :.....	67
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :	78
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :.....	88
V.4.1. GENERALITES :	88

SOMMAIRE

CHAPITRE VI :

VI.1. INTRODUCTION :.....	100
VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :	101
VI.5.CALCUL DES FONDATIONS :.....	101
VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:.....	101
VII.6.1. SEMELLES ISOLEES :	101
VI.6.2. SEMELLES FILANTES :.....	102
VI.6.3. RADIER GENERALE:	104
VI.6.4. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :.....	116

Conclusion générale

Liste des références

Annexe

LIST DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers	6
-------------------------------------------------	---

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	13
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).	14
Tableau II.3: Charges permanentes des dalles pleines.	15
Tableau II.4 : Charges permanentes du mur double cloison.	16
Tableau II. 5 : Charges permanentes du balcon.....	16
Tableau II.6 : Dégression en fonction du nombre d'étages.	17
Tableau II.7 : choix des sections des poteaux.	22
Tableau II.8 : choix des sections des poteaux.	25
Tableau II.9 : choix des sections des poteaux	26

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS	30
Tableau III.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier	32
Tableau III.4 : Vérification de compression du béton.	33
Tableau III.5: Vérification de la flèche de l'escalier.	34
Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.....	35
Tableau III.7 : vérification des espacements.	36
Tableau III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.....	36
Tableau.III.9 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	46
Tableau.III.10 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	46
Tableau III.11: Vérification de la contrainte de béton.....	48
Tableau III.12 : Calcul de la flèche.	49

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.	52
Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.	58
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1	61
Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle1.	62
Tableau IV.5: Vérification l'effort normal réduit.....	62

LIST DES TABLEAUX

Tableau IV.6: nouveau section des poteaux.	63
Tableau IV.7: Participation massique du modèle 2.	63
Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.	64
Tableau IV.9: Vérification l'effort normal réduit.	65
Tableau IV.10: Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.	65
CHAPITRE V :	
Tableau V.1: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).	68
Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	69
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	69
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).	69
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	70
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	70
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).	70
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	71
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	71
Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.	71
Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.	72
Tableau V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux.	72
Tableau V.13: Vérification des contraintes pour les poteaux.	73
Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	74
Tableau V.15 : Espacements maximales selon RPA99.	75
Tableau V.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.	75
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Durable).	79
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Accidentelle).	80
Tableau V. 19: Ferrailage des Poutres porteuse (30x50) (Situation Accidentelle).	80
Tableau V.20: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).	80
Tableau V.21: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).	80
Tableau V.22: Ferrailage des Poutres non porteuse (30x40) (Situation Accidentelle).	81
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.	81
Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.	81
Tableau V. 25: Vérification de la condition de non fragilité.	82

LIST DES TABLEAUX

Tableau V.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.	83
Tableau V.27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.	83
Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.	83
Tableau V.29: Calcul des armatures transversales.	84
Tableau V.30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	86
TableauV31: Calcul des armatures vertical VX1	94
TableauV32 : Calcul des armatures vertical VX2	94
TableauV33 : Calcul des armatures vertical VX3/4/5	94
TableauV34 : Calcul des armatures vertical VY1	94
TableauV35 : Calcul des armatures vertical VY2	95
TableauV36:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1	95
TableauV37:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2	95
TableauV38:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX3/4/5	95
TableauV39:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1	96
TableauV40:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2	96
TableauV41:Calcul des Armature horizontale VX1	96
TableauV42:Calcul des Armature horizontale VX2	96
TableauV43:Calcul des Armature horizontale VX3/4/5	97
TableauV44:Calcul des Armature horizontale VY1	97
TableauV45:Calcul des Armature horizontale VY2	97
TableauV46:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1	98
TableauV47:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX2	98
TableauV48:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX3/4/5	98
TableauV49:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1	98
TableauV50:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY2	99

LIST DES TABLEAUX

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.	103
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.....	108
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.	109
Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.	111
Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.....	111
Tableau VI.6: Ferrailage des panneaux du radier.....	111
Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'E.L.S.	112
Tableau VI.8: Correction de la section d'acier.	112
Tableau VI.9: Ferrailage des nervures	113
Tableau VI.10: Vérification des contraintes à l'E.L.S.	113
Tableau VI.11: Ferrailage voile périphérique du	118
Tableau VI.12 : Vérification des Contraintes à l'ELS	119

List des figures

CHAPITRE I :

Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.	5
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.	5
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.	7

CHAPITRE II :

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse.	13
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant.	14
Figure II. 3 : Constitution d'un mur extérieur.	15
Figure II.4 : Section réduite du poteau	18
Figure II. 5 : Section réduite du poteau.	20
Figure II.6: Section réduite du poteau de rive.	23
Figure II.7: Section réduite du poteau d'angle.	25
Figure II. 8 ; Schéma du voile.	27

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Ferrailage de l'acrotère.	30
Figure III.2: Schéma statique de volée.	31
Figure.III.3 : schéma statique de l'escalier.	32
Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).	34
Figure III.5 : Dimensions d'une dalle.	35
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.	37
Figure III.7: coupe du plancher en corps creux	38
Figure III.8 : Dimensions De La Poutrelle	38
Figure III.9: Schéma de poutrelle.	39
Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées.	45
Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.	50

List des figures

CHAPITRE IV :

Figure IV.1: Diagramme de spectre de réponse.	54
Figure IV 2: Modèle initial.....	57
Figure IV 3: Disposition des voiles 3D (modèle 1).....	59
Figure IV.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).....	60

CHAPITRE V :

Figure V. 1: Schéma de ferrailages des poteaux.	77
Figure V.2: arrêts des barres.....	85
Figure V. 3: schéma de ferrailage de poutres non porteuses.....	87
Figure V.4: schéma Disposition des voiles	93
Figure V.4: schéma Ferrailage des voiles.....	99

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique.

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des phénomènes accidentels afin de la stabiliser, et de protéger les personnes et de leur bien.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment multifonctionnel, basée sur les règles et les méthodes des règlements suivants : **BAEL91 modifié 99**, **RPA99 V 2003**, **CBA99** ce travail sera mené selon les étapes suivantes :

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer la description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Nous avons consacré le 2^{ème} chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).

Dans le 3^{ème} chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires qui comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers).

Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration ainsi que le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V16**.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99V2003** et le **BAEL91 modifié 99**, est présenté dans le 5^{ème} chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+8+1SS) à usage multiple. L'ouvrage sera implanté à la wilaya de **BLIDA** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93**, **BAEL 91** et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose de:

- Un sous-sol a usage Parking
- Rez de chaussée à usage de commerce
- 1^{er} étage à usage de service
- Des étages à usage d'habitation (du 2er au 8^{émé})
- Une terrasse inaccessible

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....28.56 m
- Hauteur du sous sol.....3.23 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.08 m
- Hauteur de l'étage courant3.06 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan24.52 m
- Largeur total en plan16.75m

I 2.2. OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

I.2.3. PLANCHERS :

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

On a deux types de planchers :

Plancher en dalle pleine.

Plancher en corps creux.

I.2.4. MAÇONNERIE :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5. ESCALIERS :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées en forme de U.

Plus des escaliers, la structure comporte un ascenseur.

I.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA99version 2003, CBA93**).

I.3.1.BETON :

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 30 Mpa.

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

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

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,4 MPa.

c) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c-1) Déformation instantanée « E_{ij} » : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de i jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 34179.56$ Mpa.

c-2) Déformation différée « E_{vj} » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{v28} = 11393.19$ Mpa

d) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{Pour les justifications aux états limites de services.} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots \text{Dans le cas des états limites ultimes.} \end{array} \right.$$

e) Poids volumique :

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

f) Les contraintes limites de calcul :**1) États Limites Ultime (ELU) :**

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

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

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

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

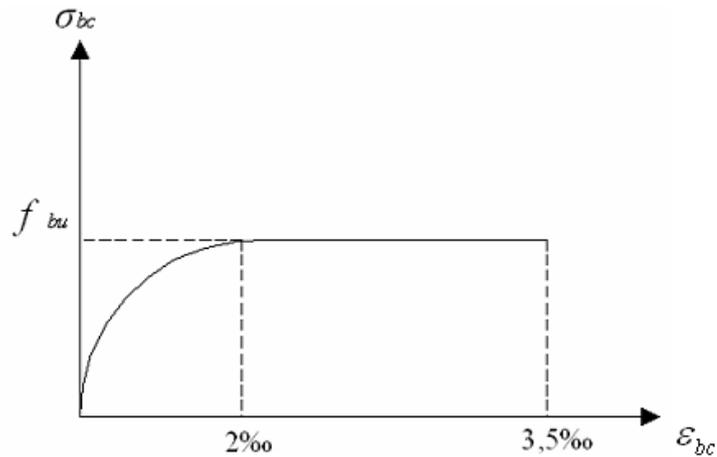


Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

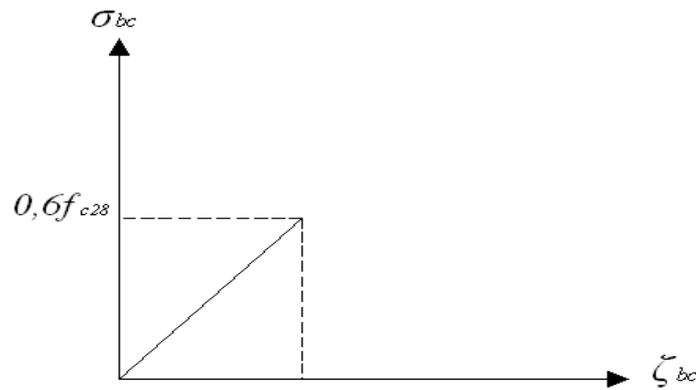


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

2) États Limites de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour 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 du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

I.3.2.L'ACIER :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le *BAEL91* dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215
	FeE24	235
Barre à haute adhérence	FeE500	500
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500

b) Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

c) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

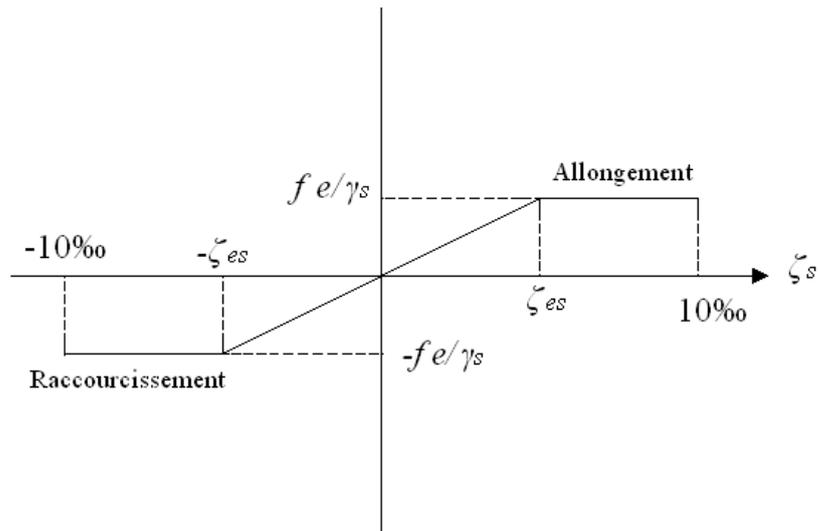


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

d) État Limite de Service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \text{Min}(2/3.f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{array} \right.$$

1.4 .HYPOTHESES DE CALCUL :

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

1.4.1 État limite ultime (ELU) :

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

1.4.2 État limite de service (ELS) :

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

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

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

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

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION :

Les dimensions des éléments seront déterminées en utilisant les formules de pré dimensionnement qui découlent des limitations de déformations. Ces dimensions doivent aussi vérifier les conditions imposées par la réglementation [CBA93, BAEL91] et en particulier les valeurs minimales imposées par le RPA.

II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants (habitation, bureaux, commerce), et de type dalles pleines pour les cages des escaliers et les balcons et So-sol.

II.2.1. Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de limitation de la flèche) [2] :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

- L: portée maximale entre nus d'appuis ;
- **ht**: hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression)

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$\text{Donc : } L = \min \{559\text{cm}; 654\text{cm}\} \Rightarrow L = 559\text{cm} \Rightarrow L=559-30=529\text{cm}$$

$$\text{D'où: } ht \geq 529/22,5 \Rightarrow ht \geq 23.21\text{cm} \Rightarrow ht= 25\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = d + e = 25 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm (hauteur de corps creux)}$$

$$e = 5 \text{ cm (épaisseur de la dalle de compression)}$$

II.2.2 Dalle pleine :

Elle concerne les escaliers, So-sol et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur.

L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultante des conditions suivantes:

II.2.2.1. Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits : «CBA93» [2]

$$\text{-Contre les bruits aériens : } M_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2$$

$$e \Rightarrow 16 \text{ cm.}$$

$$\text{-Contre les bruits d'impacts : } M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg /m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

$$e \Rightarrow 14 \text{ cm.}$$

II.2.2.3. Condition de rigidité :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_{\text{max}}/35 < e < L_{\text{max}}/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_{\text{max}}/50 < e < L_{\text{max}}/40$

L_{max} étant la portée de la dalle.

Dalle pleine (So-sol) :

La dalle repose sur 4 cotés

$$L_x = 559 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 529 \text{ cm}$$

$$\frac{529}{50} < e < \frac{529}{40} \rightarrow 10.58 \text{ cm} < e < 13.22 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour toutes les dalles pleines $e = 15$ cm.

II.3.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles CBA93, les vérifications des dimensions arrêtées se feront selon les exigences du RPA99 v 2003.

II.3.1.poutres porteuses :

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

Avec :

L_{max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

La hauteur (h) :

$$L_{max} = 6.54 - 0.3 \text{ m} \rightarrow (624/15) \leq h \leq (624/10)$$

$$41.6\text{cm} \leq h \leq 62.4\text{cm}$$

Soit : **h= 50 cm.**

La largeur (b) :

$$h = 50 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 50) \leq b \leq (0,7 \times 50)$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

Soit : **b= 30 cm.**

Notation :

On prend **b=30cm** car les murs extérieurs ont une épaisseur de 30 cm.

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [1]$$

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

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,66 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.3.2. poutre non porteuse :

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

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteau.

h : la hauteur de la section.

b : la largeur de la section.

Hauteur (h) :

$$L_{\max} = 5,59 - 0,3 \text{ m} \rightarrow (529/15) \leq h \leq (529/10)$$

$$35,27 \text{ cm} \leq h \leq 52,9 \text{ cm}$$

Soit : **$h = 40 \text{ cm}$.**

La largeur (b) :

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 30 \text{ cm}$.**

Vérification selon les exigences du RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad [1]$$

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

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

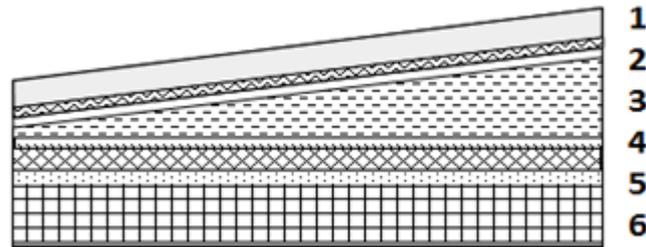
$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les dimensions finales des poutres sont :

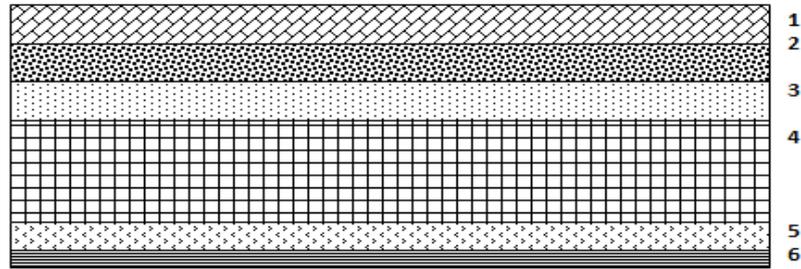
- Les poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}$.
- Les poutres non porteuse : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$.

II.4 EVALUATION DES CHARGES :**II.4.1 Plancher terrasse :****a-Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure II.1 :** Coupe verticale du plancher terrasse.**Tableau II.1 :** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N ^o	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6,92

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,0 kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

II.4.2 Plancher étage courant :**a-Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure II.2 :** Coupe verticale du plancher courant.**Tableau II.2 :** Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
Charge permanente G				5,54

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,5 kN/m² (usage : habitation).

Q=2,5kN/m² (usage : bureau).

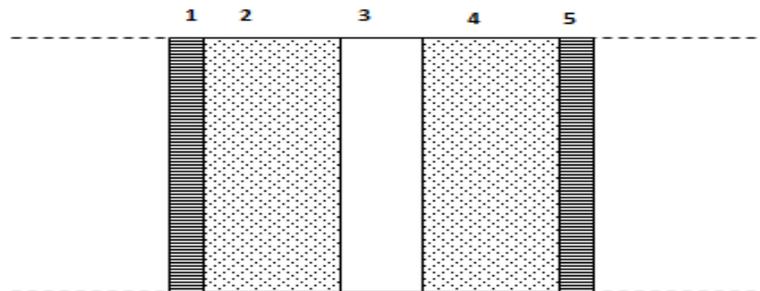
Q= 5 ,00 kN/m² (usage : commerce)

II.4.3 Plancher So-Sol en dalle pleine :**a- Charge permanente :****Tableau II.3:** Charges permanentes des dalles pleines.

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.025	20	0.50
2	Mortier de pose	0.025	20	0.50
3	Lit de sable	0.0325	18	0.59
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Cloison de distribution	0.10	-	1.00
Charge permanente G				6,7

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{usage : Parking}).$$

II.4.4 Maçonnerie :**Murs extérieurs (doubles cloisons) :****Figure II. 3 :** Constitution d'un mur extérieur.**Tableau II.4 :** Charges permanentes du mur double cloison.

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.15	-	1.30
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	-	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				2.76

II.4.5 balcon :**a-Charge permanente :****Tableau II. 5 : Charges permanentes du balcon.**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.0325	18	0.59
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				4,94

b- Charge d'exploitation :

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

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Un poteau est un élément structural vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs porteurs en béton peuvent avoir un rôle semblable.

II.5.1 CHARGES REVENANT AU POTEAUX :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2]

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ [D.T.R-B.C.2.2]

Tableau II.6 : Dégression en fonction du nombre d'étages.

Niveau	Qi [kN/m ²]	Qcumulée [kN/m ²]
T	1,00	1,00
P7	1,5	2,50
P6	1,5	3,85
P5	1,5	5,05
P4	1,5	6,10
P3	1,5	7,00
P2	1,5	7,42
P1	2,5	8,90
RDC	5	12,00
P sous sol	2,5	13,35

II.5.2 CALCUL DES SECTIONS DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (calculé en considérant le poteau le plus sollicité), déterminé par la descente des charges.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes [1] :

$$\text{Min } (b, h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- La section des aciers ne doit pas dépasser 4% de la section du béton [3].
- L'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au

plus égal à la valeur suivante [3] : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$ [3] avec :

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

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

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

l_f : longueur de flambement ;

$$i : \text{rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right) ;$$

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

* B : surface de la section du béton (B=a x b) ;

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable ;

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable ;

* f_e : limite élastique de l'acier feE500 ($f_e=500\text{MPa}$) ;

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30\text{MPa}$) ;

* A_s : section d'acier comprimée ;

* B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02)(b-0,02)$) en m^2 .

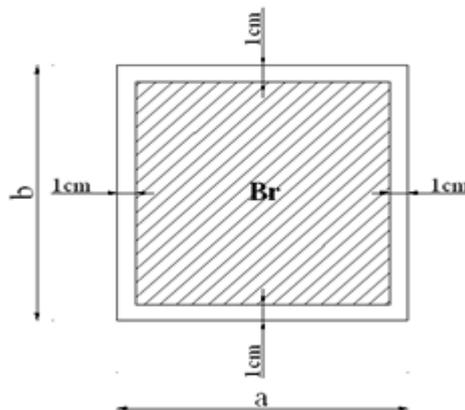


Figure II.4 : Section réduite du poteau

* Selon le “**BAEL 91 modifié 99**” [3]

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

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

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{35}} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \frac{50}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

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

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \quad B_r \geq 0,0498 \cdot N_u$$

*** Le minimum requis par « RPA99 v 2003 » [1]**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

*** Vérification à l'ELS**

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$)

B : section de béton du poteau.

A_s : section des armatures : ($A_s=1\%B$)

n : coefficient d'équivalence : $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = \boxed{18 \text{ MPA}}$$

Poteau central :

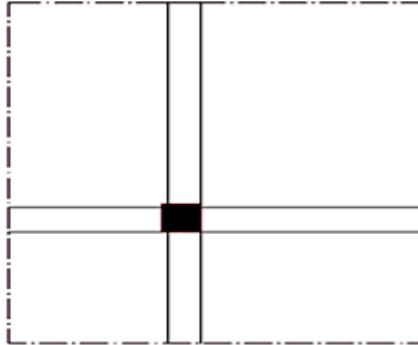


Figure II. 5 : Section réduite du poteau.

Surface des planchers supportées par ce poteau $S=5.41 \times 4.95= 26.78m^2$.

Poids revenant au 8^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,92 \times 26.78 = 185.32 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10.14 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,95 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 5.25 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$
- $G_T = 206,65 \text{ kN}$**

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 26.78) = 148.36 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10.14 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,95 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 5.25 \text{ kN}$
- $G = 169,51 \text{ kN}$**

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

Poids revenant au 7^{ème} niveau $G_7 = G + G_8 = 376,16 \text{ kN}$

Poids revenant au 6^{ème} niveau :

Poids revenant au 6^{ème} niveau $G_6 = G + G_7 = 545,67 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

Poids revenant au 5^{ème} niveau $G_5 = G + G_6 = 715,18 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4 = G + G_5 = 884,69 \text{ kN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3 = G + G_4 = 1054,42 \text{ kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2 = G + G_3 = 1223,71 \text{ kN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{er} niveau $G_1 = G + G_2 = 1393,22 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC:

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 26,78) = 148,36 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,06 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10,14 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,95 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN}$

G=171.81kN

Poids revenant au poteau du RDC $G_{RDC} = G + G_1 = 1565,03 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 26,78) = 148,36 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,14 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10,14 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,95 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN}$

G=169.89kN

Poids revenant au poteau du sous sol $G_{SS} = G + G_{RDC} = 1734,92 \text{ kN}$.

Exemple de calcul :**Calcul du poteau du 8^{ème} étage :**

Pour le 8^{ème} étage on a :

$$N_{G8} = N_{GT} = 206.65 \text{ KN}$$

$$N_{Q8} = Q_8 \times S = 1 \times 26.78 = 26.78 \text{ KN}$$

$$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 319,14 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,0498 \cdot N_u \quad B_r > 158,93 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc: } B_r = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 = \boxed{14.60 \text{ cm}}$$

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

Le choix : **a=b=30 cm.**

Vérification de la section à l'ELS :

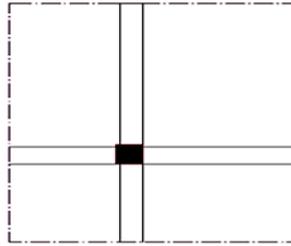
$$N_{ser8} = N_{G8} + N_{Q8} = 233,43 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{ser} = \boxed{2.25} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = \boxed{18 \text{ MPA}}$$

Tableau II.7 : choix des sections des poteaux.

Niveaux	G	Q	ELS	ELU	BR	a=b	RPA	Choix
8 ^{ème}	206,65	26,78	233,43	319,15	158,94	14,61	30x30	30x30
7 ^{ème}	376,16	66,95	443,11	608,24	302,90	19,40	30x30	30x30
6 ^{ème}	545,67	103,10	648,77	891,30	443,87	23,07	30x30	30x30
5 ^{ème}	715,18	135,24	850,42	1168,35	581,84	26,12	30x30	30x30
4 ^{ème}	884,69	163,36	1048,05	1439,37	716,81	28,77	30x30	30x30
3 ^{ème}	1054,42	187,46	1241,88	1704,66	848,92	31,14	30x30	35x35
2 ^{ème}	1223,71	198,71	1422,42	1950,07	971,14	33,16	30x30	35x35
1 ^{er}	1393,22	238,34	1631,56	2238,36	1114,70	35,39	30x30	40x40
RDC	1565,03	321,36	1886,39	2594,83	1292,23	37,95	30x30	40x40
S.SOL	1734,92	357,51	2092,43	2878,41	1433,45	39,86	30x30	40x40

Poteau de rive:**Figure II.6:** Section réduite du poteau de rive.

Surface des planchers supportées par ce poteau $S=5.41 \times 2.45= 13.25\text{m}^2$.

Poids revenant au 8^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,92 \times 13,25 = 91,65\text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10,14\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2,26\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76\text{kN}$

$$\mathbf{G_T = 109,81\text{KN}}$$

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 13,25) = 73,41\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76\text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10,14\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2,26\text{kN}$

$$\mathbf{G = 91,57\text{KN}}$$

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

Poids revenant au 7^{ème} niveau $G_7 = G + G_8 = 201,36\text{KN}$

Poids revenant au 6^{ème} niveau :

Poids revenant au 6^{ème} niveau $G_6 = G + G_7 = 292,95\text{kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

Poids revenant au 5^{ème} niveau $G_5 = G + G_6 = 384,52\text{kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4 = G + G_5 = 476,09\text{KN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3=G+G_4=567,66\text{kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2=G+G_3=659,23\text{KN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème} niveau $G_1=G+G_2=750,08\text{kN}$

Poids revenant au RDC:

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 13.25) = 73.41\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,06\text{KN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10.14\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2.26\text{KN}$

G=93,87KN

Poids revenant au poteau du RDC $G_{RDC}=G+G_1=843,40\text{kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 13.25) = 73.41\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,14\text{KN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,41 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 10.14\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2.26\text{KN}$

G=91,66KN

Poids revenant au poteau du sous sol $G_{SS}=G+G_{RDC}=935,06\text{kN}$.

Tableau II.8 : choix des sections des poteaux.

Niveaux	G	Q	ELS	ELU	BR	a=b	RPA	Choix
8 ^{ème}	109,81	13,25	123,06	168,12	83,72	11,15	30x30	30x30
7 ^{ème}	201,36	33,13	234,49	321,53	160,12	14,65	30x30	30x30
6 ^{ème}	292,95	51,01	343,96	472,00	235,05	17,33	30x30	30x30
5 ^{ème}	384,52	66,91	451,43	619,47	308,49	19,56	30x30	30x30
4 ^{ème}	476,09	80,83	556,92	763,97	380,46	21,51	30x30	30x30
3 ^{ème}	567,66	92,75	660,41	905,47	450,92	23,23	30x30	30x30
2 ^{ème}	659,23	98,32	757,55	1037,44	516,65	24,73	30x30	30x30
1 ^{er}	750,08	117,93	868,01	1189,50	592,37	26,34	30x30	30x30
RDC	843,40	159,00	1002,40	1377,09	685,79	28,19	30x30	30x30
S.SOL	935,06	176,89	1111,95	1527,67	760,78	29,58	30x30	30x30



Figure II.7: Section réduite du poteau d'angle.

Surface des planchers supportées par ce poteau $S=2.10 \times 2.45 = 5.15 \text{ m}^2$.

Poids revenant au 8^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,92 \times 5.15 = 35.64 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,10 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 3.94 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2.26 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$
- $G_T = 47,6 \text{ kN}$**

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 5.15) = 28.53 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,76 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,10 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 3.94 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2.26 \text{ kN}$
- $G = 40,49 \text{ kN}$**

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

Poids revenant au 7^{ème} niveau $G_7 = G + G_8 = 88,09 \text{ kN}$

Poids revenant au 6^{ème} niveau :

Poids revenant au 6^{ème} niveau $G_6 = G + G_7 = 128,58 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

Poids revenant au 5^{ème} niveau $G_5 = G + G_6 = 169,07 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4 = G + G_5 = 209,56 \text{ kN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3=G+G_4=250,05\text{kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2=G+G_3=290,54\text{KN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème} niveau $G_1=G+G_2=331,03\text{kN}$

Poids revenant au RDC:

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 5.15) = 28.53\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,06\text{KN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,10 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 3.94\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2.26\text{KN}$

G=42,79KN

Poids revenant au poteau du RDC $G_{RDC}=G+G_1=373,82\text{kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,54 \times 5.15) = 28.53\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,23 - 0,50) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,14\text{KN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,10 \times (0,50 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 3.94\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2,45 \times (0,40 - 0,25) \times 0,30 \times 25 = 2.26\text{KN}$

G=40,87KN

Poids revenant au poteau du sous sol $G_{SS}=G+G_{RDC}=414,69\text{kN}$.

Tableau II.9 : choix des sections des poteaux.

Niveaux	G	Q	ELS	ELU	BR	a=b	RPA	Choix
8 ^{ème}	47,6	5,15	52,75	71,99	35,85	7,99	30x30	30x30
7 ^{ème}	88,09	12,88	100,97	138,24	68,84	10,30	30x30	30x30
6 ^{ème}	128,58	19,83	148,41	203,33	101,26	12,06	30x30	30x30
5 ^{ème}	169,07	26,01	195,08	267,26	133,10	13,54	30x30	30x30
4 ^{ème}	209,56	31,42	240,98	330,04	164,36	14,82	30x30	30x30
3 ^{ème}	250,05	36,05	286,10	391,64	195,04	15,97	30x30	35x35
2 ^{ème}	290,54	38,21	328,75	449,54	223,87	16,96	30x30	35x35
1 ^{er}	331,03	45,84	376,87	515,65	256,79	18,02	30x30	40x40
RDC	373,82	61,80	435,62	597,36	297,48	19,25	30x30	40x40
S.SOL	414,69	68,75	483,44	662,96	330,15	20,17	30x30	40x40

II.6 LES VOILES :**II.6.1 INTRODUCTION :**

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

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

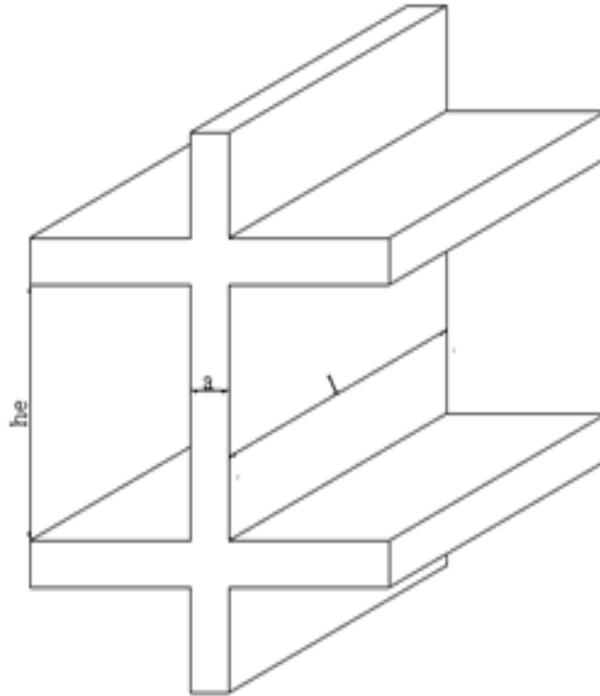


Figure II. 8 : Schéma du voile.

D'après le "RPA 99 v 2003" [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$h_e = 4.08 - 0.40 = 3,68 \text{ m} \Rightarrow a = 3.68/20 = 18.4$$

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

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

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tel que : des planchers, les escaliers et l'acrotère.

III.2 L'acrotère :

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

III.2.1 Evaluation des charges :

- **Charges permanentes :** Le poids total de l'acrotère **G=2,29 kN/m**
- **Charge d'exploitation :** La charge d'exploitation de la main courante : **Q=1,0kN/m**
- **L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p) :** D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) [3]**

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [A=0,25].

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

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2,29 kN/ml** et **$Q_h=1,832$ KN/ml**

$$M_u = 1.5 \cdot Q_h \cdot h$$

$$N_u = 1.35 \times G$$

$$T_u = 1.5 \cdot Q_h$$

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

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

$M_u = 1,64\text{ kN.m}$; $T_u = 2,74\text{kN}$; $N_u = 3,09\text{ Kn}$.

a) Armatures principales :**1. Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743\text{kN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s}, \quad A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,013 < \mu_r, \quad Z = 89,41\text{ mm}$$

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

$$A_{s2} = 0,44\text{cm}^2$$

2. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

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

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1\text{cm}^2; 0,87\text{cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

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

$$S \leq (2h ; 25) \rightarrow 20 \leq (20 ; 25) \Rightarrow Ok$$

b) Armatures de répartitions :

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

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

On a choisi **4T8** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66\text{ cm}$, On prend $S = 18\text{ cm}$

III.2.3 Vérification à l'E.L.S : par le logiciel (SOCOTEC).

Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS

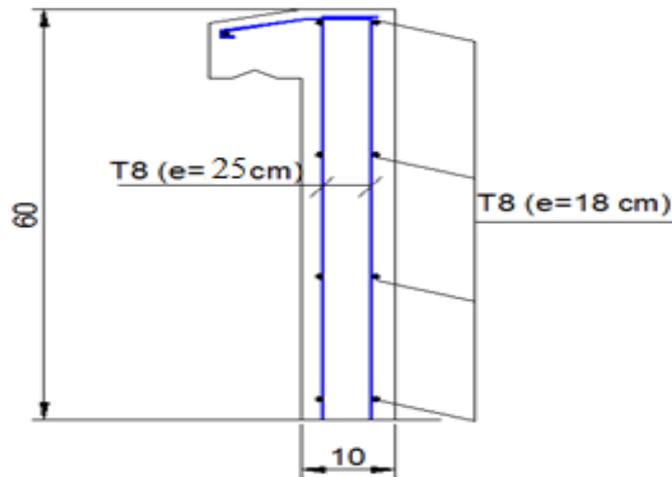
a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :	
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1.98MPa	18MPa	63.28MPa	250MPa
OK		OK	

III.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{90.10^3} = 0,031\text{MPa}$$

$$< \bar{\tau}_u \dots \dots \text{OK}$$

**Figure III.1** : Ferrailage de l'acrotère.**III.3 L'escalier :**

III.3.1. Introduction :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

III.3.2. Hypothèses de calcul :

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

III.3.3. Les type des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à trois volées et deux palier intermédiaires) donc on a calculé un seul escalier

III.3.4. Calcul de ferrailage :**a) Volée01 :**

L'épaisseur de la paillasse :

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

$$l = 1,3 + 1,3 + \sqrt{1,62^2 + 2,4^2} = 5,49m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,62}{2,4} = 0,675 \Rightarrow \alpha = 34,02^\circ$$

Le nombre de marche : $n - 1 = 8$

Le nombre de contre marche : $n = 9$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,62}{9} = 0,18 \text{ m} = 18 \text{ cm} .$$

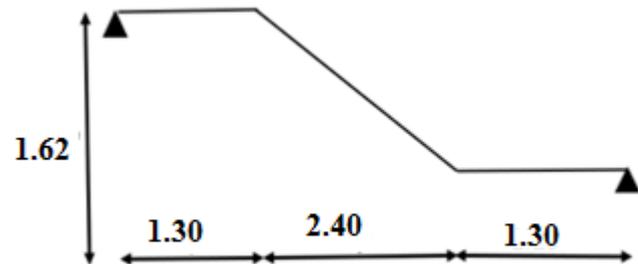


Figure III.2: Schéma statique de volée.

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{2,4}{8} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'équation de < BLONDEL >**

$$\begin{array}{l}
 59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm} \\
 16 < h < 18 \text{ cm} \\
 22 < g < 33 \text{ cm}
 \end{array}
 \Rightarrow
 \begin{array}{l}
 2h + g = 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 h = 18 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}
 \end{array}$$

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

➤ **Evaluation des charges :**

Tableau III.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
9.28	2,5	16,27	11,78	6,7	2,5	12,79	9,2

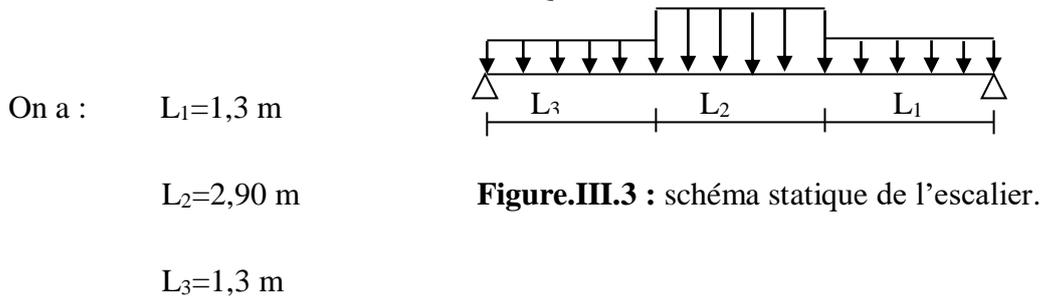


Figure.III.3 : schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul de Ferrailage :**

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

Tableau III.3 : Calcul des armatures.

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} /ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} /ml (cm ²)
Appui	31.49	4,27	7T10	5,53
Travée	53.52	7.51	7T14	10.78

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm$ On prend : esp=15cm.
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66cm$ On prend : esp=15cm.

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 2,7cm^2/ml \leq A_r \leq 5,39cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01m² avec S_t=25 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 1,38cm^2/ml \leq A_r \leq 2,77cm^2/ml$

Le choix est de 6T8=3,01 cm² avec S_t=20cm

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 10,78m^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$.
- **Sur appui :** $A_s = 5,53cm^2 > A_s^{min} = 1,74cm^2$.

Vérification à l'ELS :

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

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Avec : n=15 ; c'=2cm ; d=18 cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Vérification de compression du béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Appui	22,8	5,53	6,18	Vérifiée
Travée	38,76	10,78	8,24	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.5: Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}(KNm)$	A_s (cm^2)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
38,76	10.78	7,05	2,82	0,25	72580,28	28900,73	42569,06

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 5,43mm \\ f_v = 10,14mm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 4,71mm$$

$$\bar{f} = 4,80mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 7m < \bar{f} = 10,61cm \dots \dots \dots C. Vérifiée$$

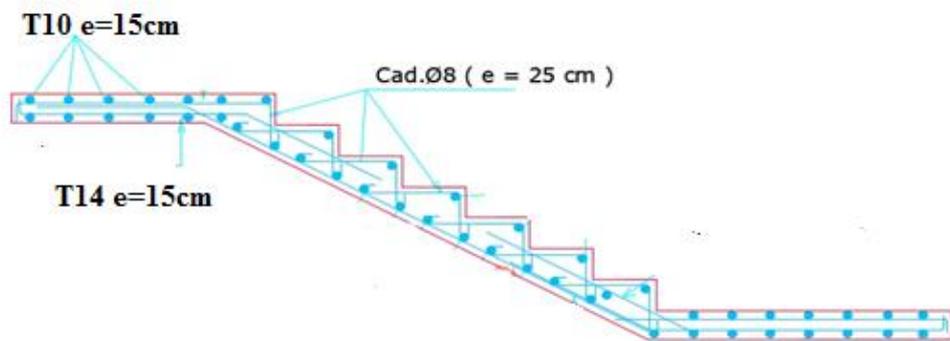


Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).

III.4 Dalle Pleine :

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

III.4.1 Evaluation des charges :**Tableau III.5 :** Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (KN /m ²)		Q (KN/m ²)	
		Combinaison	
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
6.7	2,5	12,78	9,2

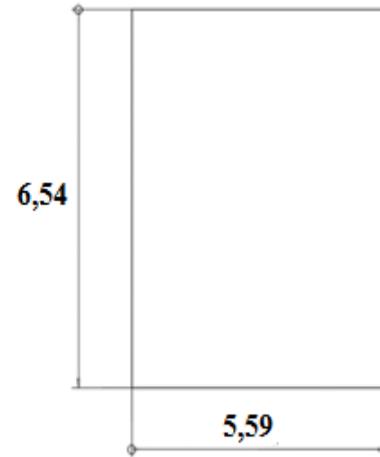
$$p=L_x/L_y = 0.85$$

$$\mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0,6864$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 20,20 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,87 \text{ kNm}$$

**Figure III.5 :** Dimensions d'une dalle.**III.4.2 Ferrailage de la dalle :**

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

$$\sigma_s=435\text{MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	17,17	3,27	5T12	5,95	25
	y-y	11,90	2,24	5T12	5,95	25
Appuis	x-x	10,10	1,90	5T12	5,95	25
	y-y					

a) Espacement :**Tableau III.7 :** vérification des espacements.

	Travée	Appui
x-x	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
y-y	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm}$

b) Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\bar{d}_{uc28}} \dots\dots\dots (A.5.2.2)[1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,78 \times 5,59 \times 6,54}{2 \times 5,59 + 6,54} = 26,37 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,78 \times 5,59}{3} = 35,72 kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 35,72 kN$$

$$\tau_u = \frac{35,72 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,26 MPa < \bar{\tau}_u = 1,5 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

III.4.3 Vérification à l'ELS : : par le logiciel (SOCOTEC).**a) Vérification des contraintes :****1. Vérification des contraintes des armatures**

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

Tableau III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	x-x	9.32	5,95	4.95	Vérifié
	y-y	7.13	5,95	4.97	
Appuis	x-x	5.48	5,95	3.82	Vérifié
	y-y				

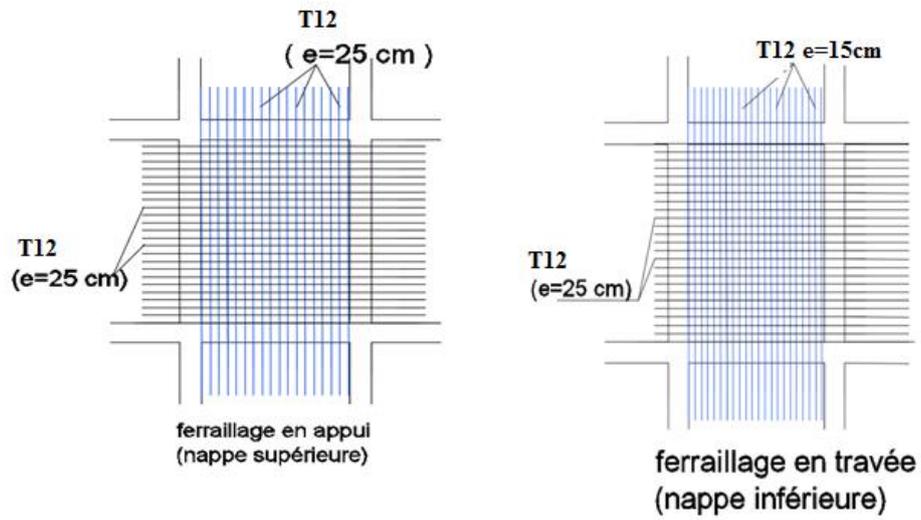


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5 Plancher à corps creux :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

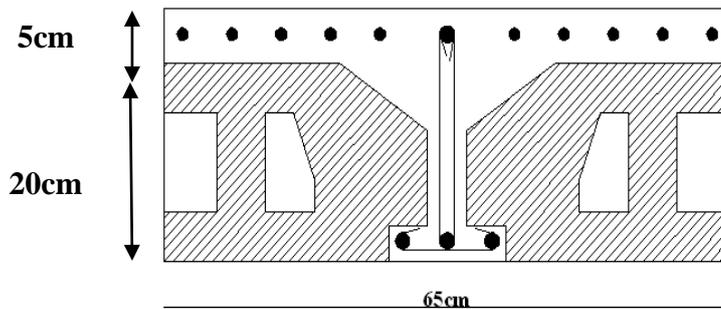


Figure III.7: coupe du plancher en corps creux

III.5.1 Etude des poutrelles :

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

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

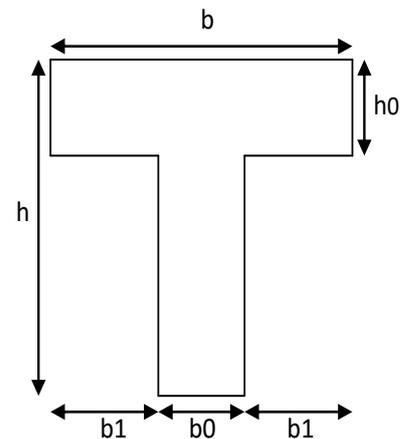


Figure III.8 : Dimensions De La Poutrelle

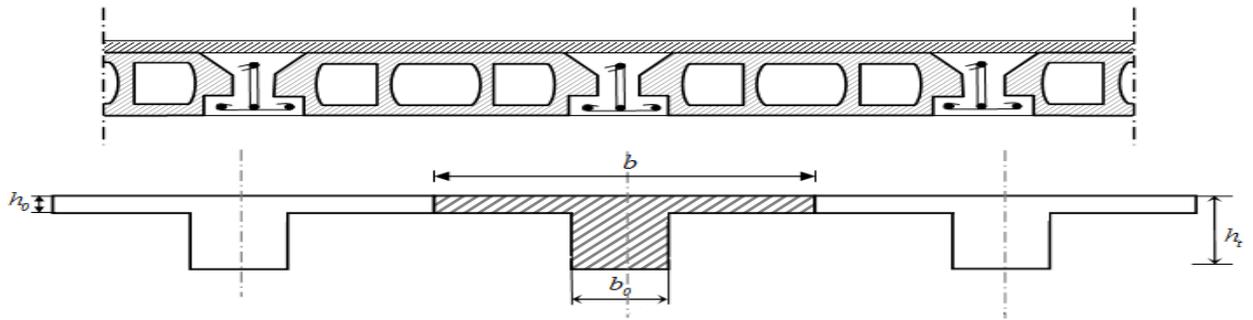


Figure III.9: Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

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

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15)$ cm. On a adopté $b_0 = 12$ cm.

Soit : $b_0 = 12$ cm.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 654 - 30 = 624 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{624}{10}\right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65$ cm.

III.5.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

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

- Poutrelle de travée $L = 5,59$ m
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

III.5.3 Calcul des moments :

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

a. Méthode forfaitaire :

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

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

-EC $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5,54) \rightarrow$ vérifié

-Terrasse $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6.72) \rightarrow$ vérifié

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

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est non applicable.

b. Méthode de CAQUOT :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :**➤ Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

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

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

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

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

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

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

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

➤ **Effort tranchant :**

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

Avec :

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

c. Méthode des éléments finis « ETABS »

les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

. Etapes de calcul des poutrelles :

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

- Poutrelle de travée $L=5,59 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.

- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$.

➤ **Evaluation des charges :**

- **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82\text{kN/ml}$

$$\Sigma G = 1,97\text{kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

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

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,63\text{kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 2,62\text{kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = 14,17 \text{ KN.m} = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_s = 10,23 \text{ KN.m} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8}$$

❖ **Ferraillage :**

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

$$M_u = 14,17 \text{ Kn.m} ; b = 12\text{cm} ; d = 4,5\text{cm} ;$$

$$\sigma_{bc} = 30\text{Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 3,43 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

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

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

III.5.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

Plancher terrasse :

➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,7 \times 0,65=4,35 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

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

Plancher courant :

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,54 \times 0,65=3,60 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=2,5 \times 0,65=1,625 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,85 \text{ kN/ml.}$$

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

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=7,30 \text{ kN/ml.}$$

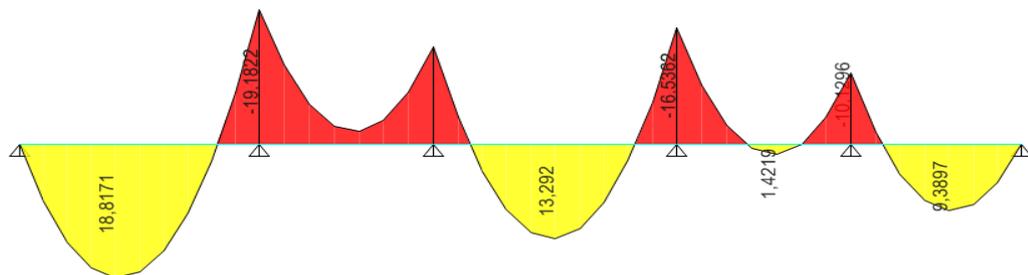
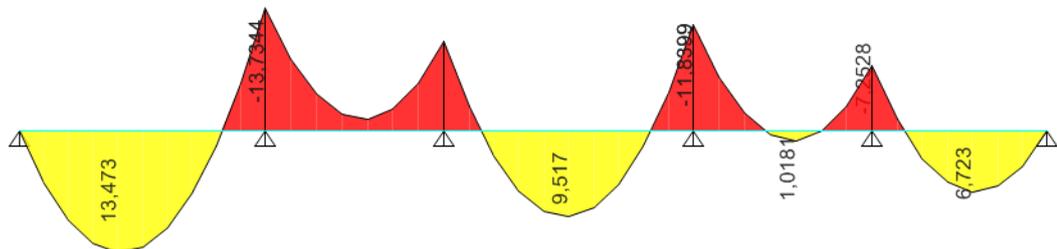
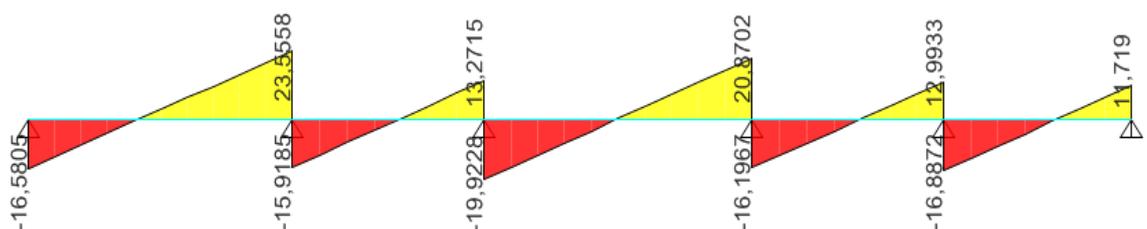
$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=5,22 \text{ kN/ml.}$$

Conclusion :

Le plancher courant est le plus sollicité.

➤ **Calcul des efforts internes :****Poutrelle à 4 travées :****Méthode :** élément finis (ETABS)

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

(5,50m- 4 m- 5,59m- 4m- 3,92m).**Diagrammes des moments fléchissant :****ELU :****ELS :****Diagrammes des efforts tranchants :****ELU :**

ELS :

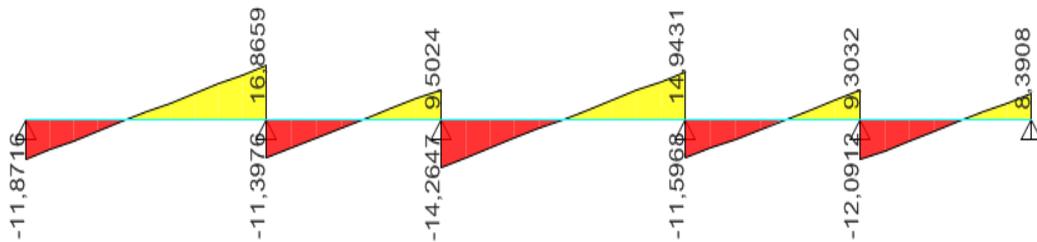


Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutre à 04travées.

➤ **Calcul du ferrailage :**

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max}=18,81\text{kNm}$

$M_{au}^{max}=19,18\text{kNm}$

$T_u^{max}=23,55\text{ kN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max}=13,47\text{kNm}$

$M_{aser}^{max}=13,73\text{kNm}$

$T_s^{max}=16,86\text{ kN}$

➤ **Ferrailage en travée :**

$h=25\text{ cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,25\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$;
 $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 55,25kNm$$

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

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

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

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

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

Tableau.III.9 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
18,81	0,03	Oui	0	0,04	221,12	1.96	3T10	2.37

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,61\text{cm}^2; 2,37 \text{ cm}^2\} = 2,37 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.37 \text{ cm}^2$)

➤ **Ferrailage sur appuis :**

On a : $M_{au}^{\max} = 19.18\text{kNm} < M_{tab} = 55,25 \text{ kNm}$

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

Tableau.III.10 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
19,18	0,04	Oui	0	0,05	221,07	2	2T14	3.08

Choix : 2T14 ($A_s=3.08 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=23,55 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = 0,87 < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

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

➤ **Vérification des contraintes du béton : Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.**

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre**

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

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

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.11: Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	13,47	2.37	5.30	Vérifiée
Appuis	13,73	3.08	6.30	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

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

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00 m$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 m$

Donc : $\bar{f} = \frac{559}{1000} + 0,5 = 1,06 cm$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Position de l'axe neutre "y₁" :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

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

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

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

Avec :

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

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

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

Tableau III.12 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
13,47	2,37	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76\text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,26\text{cm} \quad (L = 5,59\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,46 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,2 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

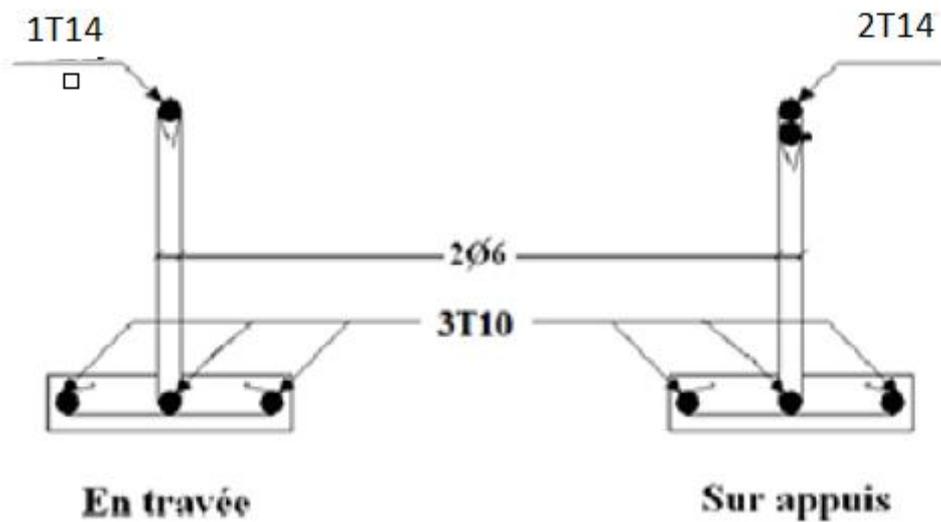


Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

III.5.6 Ferrailage de la table de compression :

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction

Une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des méthodes de modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Choix de la méthode

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le RPA99 v 2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 du RPA99 v 2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse

- **Coefficient d'accélération A :**

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya de BLIDA (RPA 99 v 2003).

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.25**

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99 v 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99 v 2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en Portiques contreventés par des voiles (système 4.b)

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4.**

- **Facteur de qualité Q :**

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2-Redondances en plan	-	0.05	0	-
3- Régularité en plan	0	-	0	-
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6-contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	0	0,10
Totale	0,15		0,10	

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Sens longitudinal $\rightarrow Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$

Sens transversal $\rightarrow Q_y = 1 + 0.10 = 1.10$

- **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \Rightarrow \eta = 0,88.$$

- **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$T1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T2 = 0,50 \text{ s.}$$

IV.4.2 Spectre de réponse :

Selon le RPA 99 v 2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

- **Caractéristiques de l'ouvrage :**

Zone III: sismicité forte.

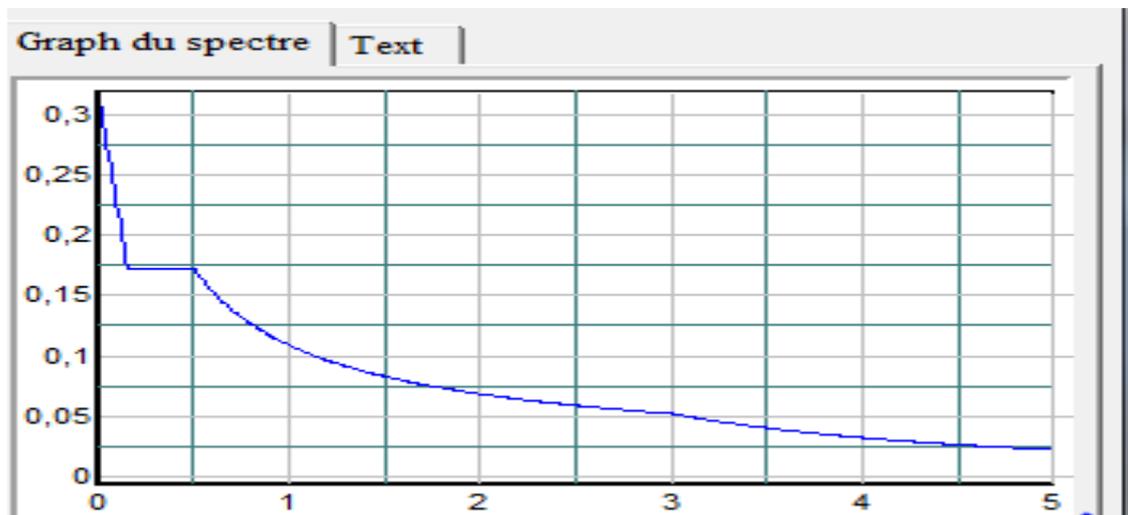
Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=4.

Coefficient d'accélération de la zone A=0,25.

Facteur de qualité Qx=1,15. Qy=1,10

b. le spectre de réponse :**Sa/g****Figure IV.1:** Diagramme de spectre de réponse.

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$ELU=1.35G+1.5Q$$

$$ELS=G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

- **Modélisation:**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA99 v 2003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres des nœuds maître de la structure

(Notion de diaphragme).

- **Poids total de la structure "W" :**

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations (RPA99 v 2003).

$$WT = \sum w_i \text{ Avec } W_i = W_{gi} + B w_{qi}$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B = 0,2)

IV.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul

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

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

W (calcul automatique) avec **ETABS.V16**.

- **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

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

$$0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

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

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) \quad \text{"RPA99 v 2003"}$$

Où :

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

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

On a : $h_N = 28,56\text{m}$.

→ $T = C_T \times hn^{3/4} = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,62 \text{ sec}$, dans les deux directions.

✓ Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{28,56}{\sqrt{16,75}} = 0,63 \text{ sec}$

✓ Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{28,56}{\sqrt{24,52}} = 0,52 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,62 ; 0,63) = 0,62 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,62 ; 0,52) = 0,52 \text{ sec}$

Calcul de D :

$$\left\{ \begin{array}{l} (x-x) : T_2 < 0,62 < 3s, D_x = D = 2,5 n (T_2 / T)^{2/3} = 1,91 \\ (y-y) : T_2 < 0,52 < 3s, D_y = D = 2,5 n (T_2 / T)^{2/3} = 2,14 \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,91 \times 1,15}{4} W = 0,137 W$$

$$V_y = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,14 \times 1,10}{4} W = 0,147 W$$

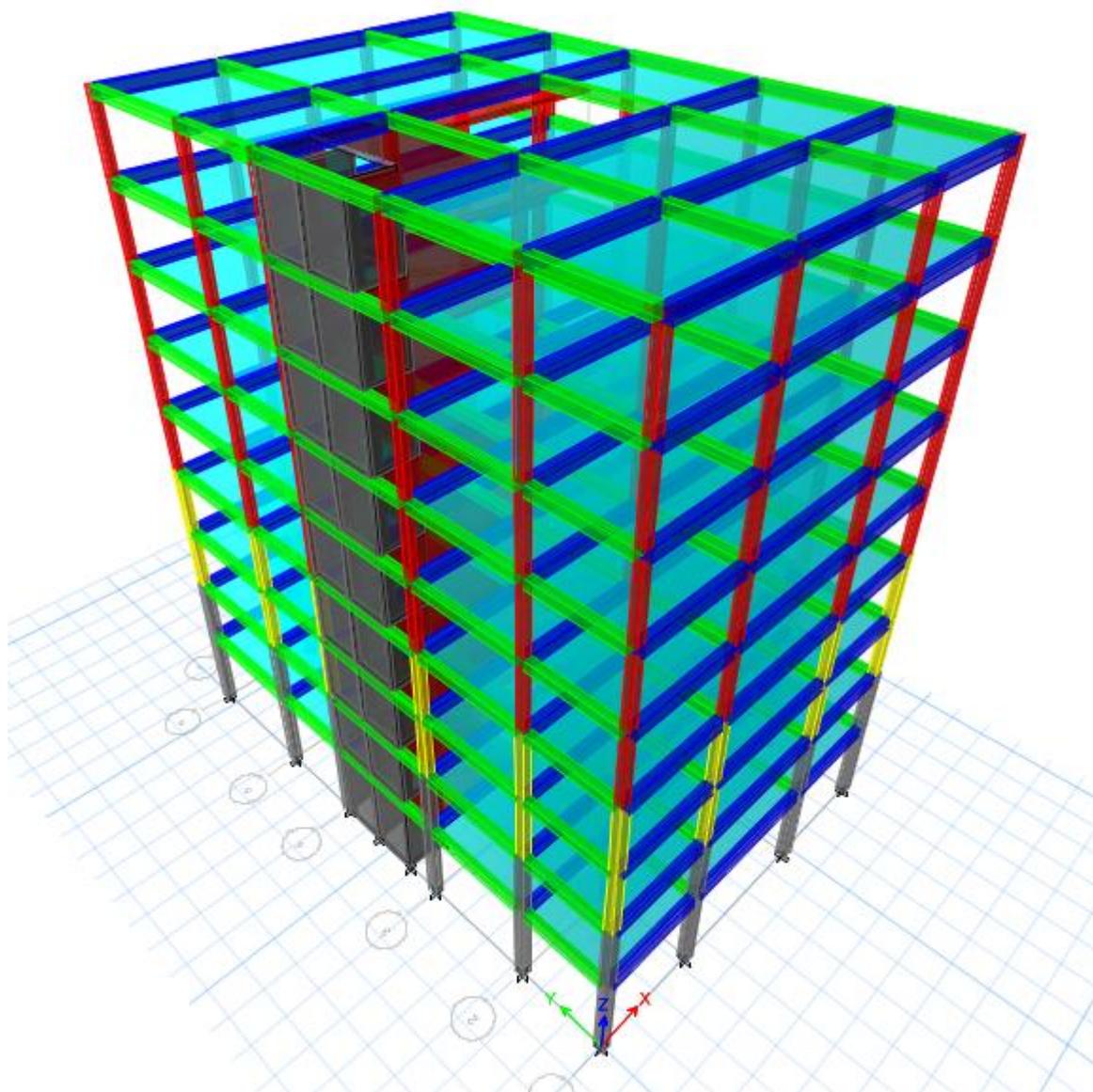
Modèle initial :**Figure IV 2: Modèle initial.**

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

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1,496	0,0002	0,4075	0,0002	0,4075
Modal	2	1,227	0,7323	0,0002	0,7325	0,4077
Modal	3	0,717	0,0001	0,3221	0,7326	0,7298
Modal	4	0,519	0,0001	0,0792	0,7328	0,809
Modal	5	0,355	0,1565	0,0002	0,8893	0,8092
Modal	6	0,305	2,014E-05	0,0149	0,8893	0,8242
Modal	7	0,21	2,971E-05	0,0092	0,8893	0,8334
Modal	8	0,173	0,0004	0,1017	0,8898	0,9351
Modal	9	0,165	0,0588	0,0012	0,9486	0,9363
Modal	10	0,161	1,42E-06	0,008	0,9486	0,9443
Modal	11	0,128	4,632E-06	0,0013	0,9486	0,9455
Modal	12	0,106	3,139E-06	0,0008	0,9486	0,9464

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=1,496s$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode

Le 1^{er} mode est mode de rotation

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement X-X

Le 3^{ème} mode est mode de rotation

Remarque :

On a trouvé une rotation dans le 1er mode donc on va ajouter des voiles de contreventement.

Le " **RPA99 v 2003** " rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième 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.

Nous remarquons que la structure est très souple, l'ajout des voiles est nécessaire selon le **RPA99 v 2003** pour rigidifier la structure.

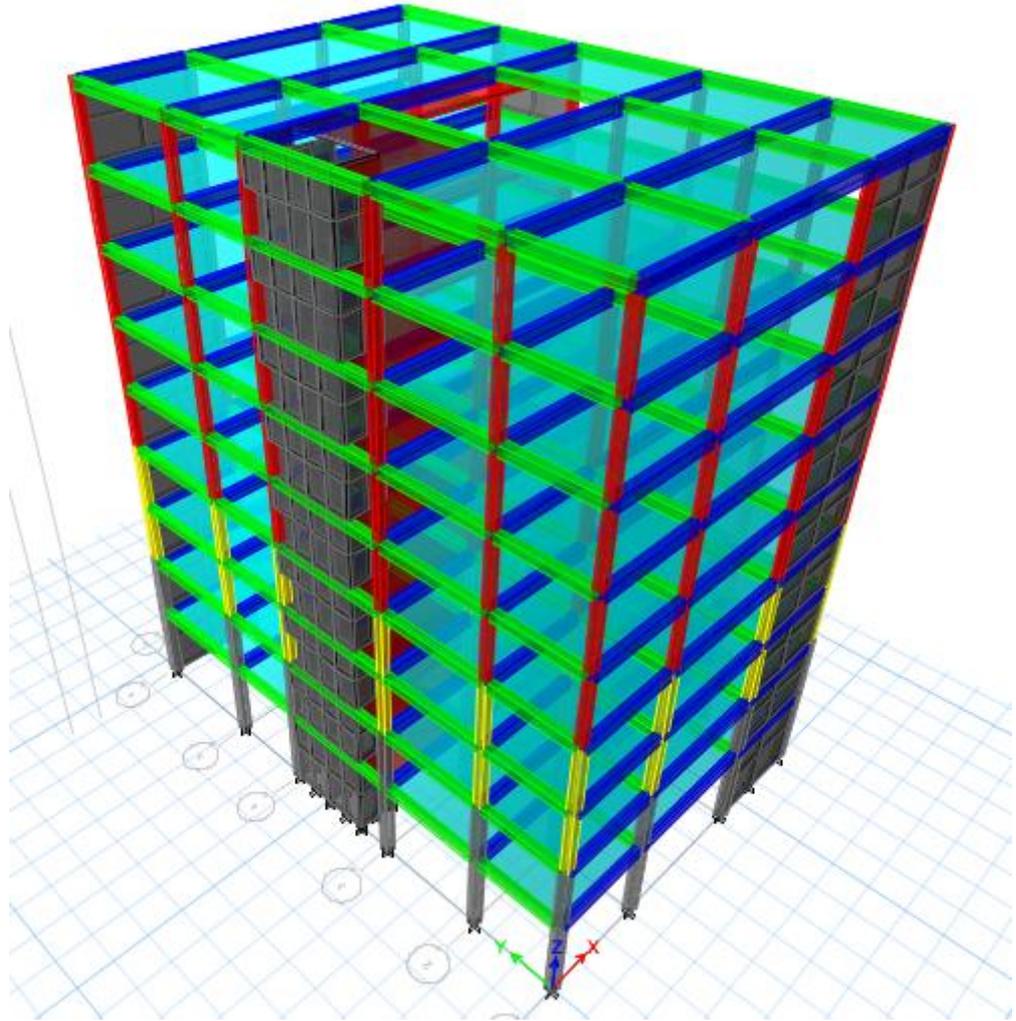
Modèle 1 :

Figure IV 3: Disposition des voiles 3D (modèle 1).

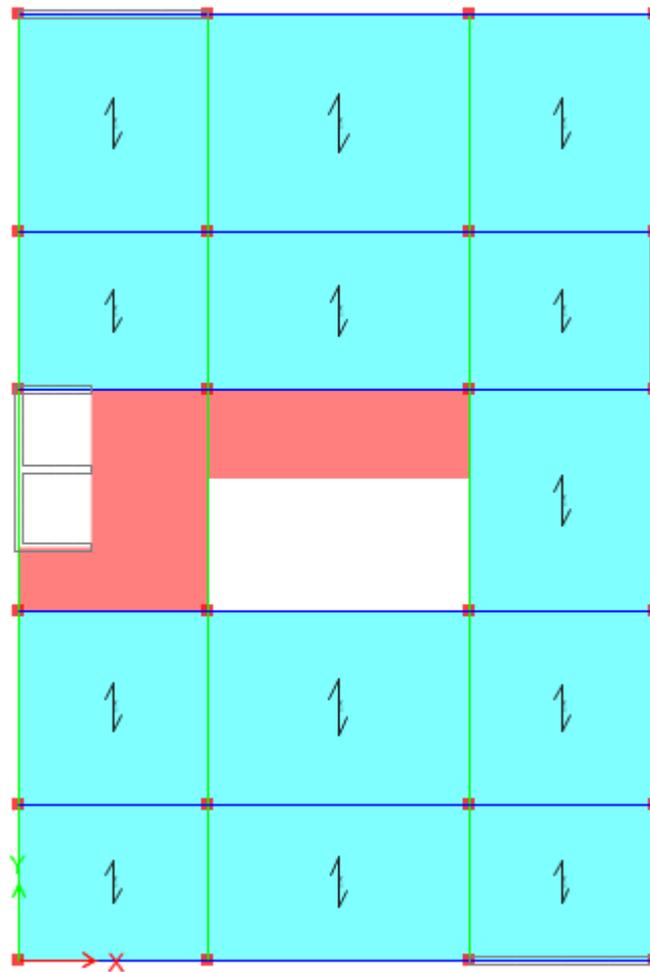


Figure IV.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).

a). Caractéristiques dynamique propre du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0.848 \text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.

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

Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	0,848	0,0007	0,6556	0,0007	0,6556
Modal	2	0,805	0,6846	0,0007	0,6853	0,6563
Modal	3	0,573	1,447E-05	0,0415	0,6853	0,6978
Modal	4	0,198	0,0001	0,1885	0,6855	0,8863
Modal	5	0,18	0,1994	0,0002	0,8849	0,8865
Modal	6	0,126	3,481E-06	0,0095	0,8849	0,8959
Modal	7	0,087	0,0001	0,0619	0,885	0,9578
Modal	8	0,076	0,0685	0,0001	0,9535	0,9579
Modal	9	0,055	8,45E-06	0,0104	0,9535	0,9683
Modal	10	0,052	1,526E-05	0,0157	0,9536	0,984
Modal	11	0,045	0,0278	2,453E-05	0,9814	0,984
Modal	12	0,038	7,52E-06	0,0099	0,9814	0,994

b). Résultante des forces sismiques :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,91 \times 1,15}{4} W = 0,137W$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,14 \times 1,10}{4} W = 0,147W$$

D'après le fichier des résultats de « **ETABS** » on a :

$$W = 30041,94 \text{ KN}$$

- $V_x = 4115.75 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 3292.60 \text{ KN}$

- $V_y = 4416.16 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 3532.93 \text{ KN}$

$$V_{tx} = 3292.64 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 3533.22 \text{ KN}$$

Donc :

$$\text{Donc : } r = \frac{0,8V}{V_t} < 1$$

$0,8V_x < V_{tx}$ et $0,8V_y < V_{ty}$ la condition vérifie.

c). Vérification des déplacements inter-étage :

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

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

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

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

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

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle1.

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
28,56	34,554	47,761	138,216	191,044	18,924	25,404	30.6	vérifier
25,5	29,823	41,41	119,292	165,64	19,224	26,008	30.6	vérifier
22,44	25,017	34,908	100,068	139,632	19,252	26,224	30.6	vérifier
19,38	20,204	28,352	80,816	113,408	18,784	25,792	30.6	vérifier
16,32	15,508	21,904	62,032	87,616	17,64	24,444	30.6	vérifier
13,26	11,098	15,793	44,392	63,172	15,652	21,88	30.6	vérifier
10,2	7,185	10,323	28,74	41,292	13,06	18,476	30.6	vérifier
7,14	3,92	5,704	15,68	22,816	9,612	13,76	30.6	vérifier
4,08	1,517	2,264	6,068	9,056	6,068	9,056	40.8	vérifier

d). Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{Avec : } B_c : \text{section de poteaux} \quad N_d : G+Q \pm E$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Vérification l'effort normal réduit.

S_{poteaux}	$N_d \text{ max}$	v	v_{RPA}	Observations
40x40	2117,0171	0,44	0.3	non vérifiée
35x35	1603,4184	0,43	0,3	non vérifiée
30x30	1127,2585	0,41	0,3	non vérifiée

NB : l'effort normal réduit a été non vérifié dans l'ensemble des étages donc obligé d'augmenter les sections de ces derniers.

Tableau IV.6: nouvelle section des poteaux.

Niveaux	section
RDC/1 ^{er}	55x55
2 ^{eme} /3 ^{eme}	50x50
4 ^{eme} /5 ^{eme} /	45x45
6 ^{eme} /7 ^{eme} / 8 ^{eme}	40x40

Modèle 2 :

a). Caractéristiques dynamique propre du modèle 2 :

(Augmentation des sections des poteaux).

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0.73$ sec.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{eme} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

Le 2^{eme} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

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

Tableau IV.7: Participation massique du modèle 2.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	0,73	0,0006	0,6762	0,0006	0,6762
Modal	2	0,67	0,6907	0,0007	0,6913	0,6769
Modal	3	0,496	5,133E-06	0,0266	0,6913	0,7035
Modal	4	0,18	0,0002	0,1884	0,6915	0,8919
Modal	5	0,16	0,1969	0,0003	0,8884	0,8922
Modal	6	0,115	5,918E-07	0,0044	0,8884	0,8966
Modal	7	0,081	0,0001	0,0623	0,8885	0,9589
Modal	8	0,071	0,0673	0,0001	0,9558	0,9591
Modal	9	0,052	8,021E-06	0,0097	0,9558	0,9688
Modal	10	0,05	3,683E-05	0,0152	0,9558	0,984
Modal	11	0,043	0,0265	4,727E-05	0,9824	0,9841
Modal	12	0,037	1,563E-05	0,0096	0,9824	0,9937

b). Résultantes des forces sismiques :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,91 \times 1,15}{4} W = 0,137W$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,14 \times 1,10}{4} W = 0,147W$$

D'après le fichier des résultats de « **ETABS** » on a :

$$W = 31766,2467 \text{ KN}$$

$$V_x = 4351.99 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 3481.59 \text{ KN}$$

$$V_y = 4669.63 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_y = 3735.70 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 3779,2041 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 3883.23 \text{ KN}$$

Donc :

$$\text{Donc : } r = \frac{0,8V}{V_t} < 1$$

$0,8V_x < V_{tx}$ et $0,8V_y < V_{ty}$ la condition vérifiée.

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
28,56	26,386	36,181	105,544	144,724	13,904	18,512	30.6	vérifier
25,5	22,91	31,553	91,64	126,212	14,3	19,22	30.6	vérifier
22,44	19,335	26,748	77,34	106,992	14,456	19,576	30.6	vérifier
19,38	15,721	21,854	62,884	87,416	14,124	19,272	30.6	vérifier
16,32	12,19	17,036	48,76	68,144	13,444	18,504	30.6	vérifier
13,26	8,829	12,41	35,316	49,64	12,108	16,8	30.6	vérifier
10,2	5,802	8,21	23,208	32,84	10,292	14,4	30.6	vérifier
7,14	3,229	4,61	12,916	18,44	7,768	10,952	30.6	vérifier
4,08	1,287	1,872	5,148	7,488	5,148	7,488	40.8	vérifier

Tableau IV.9: Vérification l'effort normal réduit.

S _{poteaux}	N _{d max}	ν	VRPA	Observations
55x55	2322.92	0,25	0,3	vérifiée
50x50	1759.69	0,23	0,3	vérifiée
45x45	1240.02	0,20	0,3	vérifiée
40x40	738.24	0,15	0,3	vérifiée

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

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

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

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

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

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV.10: Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Hk(mm)	θ_x	θ_y	condition	observation
8	3744,4199	968,1517	990,7474	0,34760	0,46280	30.6	0,04393	0,05716	0,1	vérifiée
7	7083,9575	1637,5794	1669,8549	0,35750	0,48050	30.6	0,05054	0,06661	0,1	vérifiée
6	10423,4951	2154,1105	2191,9456	0,36140	0,48940	30.6	0,05715	0,07605	0,1	vérifiée
5	13834,6877	2585,9881	2625,5831	0,35310	0,48180	30.6	0,06173	0,08296	0,1	vérifiée
4	17245,8803	2944,4623	2993,188	0,33610	0,46260	30.6	0,06433	0,08710	0,1	vérifiée
3	20737,9079	3240,4053	3298,3228	0,30270	0,42000	30.6	0,06331	0,08630	0,1	vérifiée
2	24229,9355	3474,8266	3548,6693	0,25730	0,36000	30.6	0,05863	0,08033	0,1	vérifiée
1	27811,9782	3655,4836	3741,9753	0,19420	0,27380	30.6	0,05	0,07	0,1	vérifiée
RDC	31766,2467	3779,2041	3883,2377	0,12870	0,18720	40.8	0,03	0,04	0,1	vérifiée

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

- **JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par "RPA99 v 2003", Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

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

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 35719.84$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 6830.2$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 19.12\% < 20\%$.

- **Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8 * V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8 * V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure, il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=4$ vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(19.12%).

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION :

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

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.2.1. Introduction :

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

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

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

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

a. Situation durable:

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

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

b. Situation accidentelle:

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

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

V.2.2. Combinaisons d'actions :

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

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

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

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

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

1- N^{\max} , M^{corr}

2- M^{\max} , N^{corr}

3- N^{\min} , M^{corr}

V.2.3. Recommandation selon RPA99 v 2003:

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

Leur pourcentage est limité par:

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Situation accidentelle :

Combinaison : **0.8G+E**

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

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

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC => 1 ^{er}	55X55	1913.21	88.28	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} => 3 ^{ème}	50X50	1434.80	112.15	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} => 5 ^{ème}	45X45	952.62	152.43	SEC	0	0	18.23
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	40X40	543.33	134.49	SPC	0	3.74	14.40

Combinaison : **0.8G+E**

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	-1113.73	23.14	SET	10.21	12.06	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	-868.56	67.22	SET	5.7	11.67	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	-522.10	70.13	SET	1.71	8.73	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	-227.64	13.32	SET	1.52	3.04	14.40

Combinaison : **0.8G+E**

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	158.87	1595.23	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	183.66	1168.95	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	180.85	744.25	SPC	0	2.45	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	156.56	187.58	SPC	0	7.29	14.40

Combinaison : **G+Q+E**

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

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	2322.93	90.76	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	1759.69	71.20	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	1240.03	67.68	SEC	0	0	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	738.24	57.38	SEC	0	0	14.40

Combinaison : **G+Q+E**b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :**Tableau V.5:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	-952.25	22.11	SET	8.64	10.41	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	-758.58	64.82	SET	4.7	10.47	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	-450.77	66.93	SET	1.16	7.85	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	-188.77	50.06	SPC	0	4.79	14.40

Combinaison : **G+Q+E**c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**Tableau V.6:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	182.82	2031.44	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	203.96	1485.55	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	203.10	949.77	SPC	0	2.23	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	179.38	226.97	SPC	0	8.45	14.40

Combinaison : **1.35G+1.5Q**a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :**Tableau V.7:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	2820.70	12.43	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	2118.61	33.03	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	1500.19	35.78	SEC	0	0	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	906.22	34.67	SEC	0	0	14.40

Combinaison : 1.35G+1.5Q

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	632.36	25.93	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	431.61	27.76	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	262.50	28.14	SEC	0	0	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	58.64	35.96	SPC	0	1.48	14.40

Combinaison : 1.35G+1.5Q

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	86.36	1899.74	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	84.76	1382.86	SEC	0	0	22.50
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	91.07	906.84	SEC	0	0	18.23
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	96.45	241.93	SEC	0	0	14.40

V.2.4. Choix des armatures :

Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.

NIVEAU	SECTION [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	$A_{s\text{ necc}}$ [cm ²]	Choix des barres	A_s choisit [cm ²]
RDC =>1 ^{er}	55X55	27.23	12.06	4T20+12T16	36.68
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	22.50	11.67	4T20+12T16	36.68
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	18.23	7.85	12T16	24.12
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	14.40	8.45	4T20+8T16	28.64

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes limites :

Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{18\text{MPa}}$$

b. Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}$$

a. N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{corr} :**Tableau V.11 :** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{max} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC =>1 ^{er}	55X55	2050.81	8.97	94	250	6.29	18	Vérifiée
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	1542.39	23.99	92.1	250	6.22	18	Vérifiée
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	1092.60	25.95	90.1	250	6.15	18	Vérifiée
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	660.71	25.15	73.4	250	5.09	18	Vérifiée

b. N_{ser}^{min} ; M_{ser}^{corr} :**Tableau V.12:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{min} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC =>1 ^{er}	55X55	462.79	18.83	27.6	250	1.88	18	Vérifiée
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	316.01	20.18	26.1	250	1.81	18	Vérifiée
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	192.23	20.45	26.9	250	1.92	18	Vérifiée
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	43.10	26.25	30	250	2.41	18	Vérifiée

c. N_{\min}^{ser} ; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$:**Tableau V.13:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$M_{\text{max}}^{\text{ser}}$ (kNm)	$N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC => 1 ^{er}	55X55	62.38	1385.10	84.8	250	5.81	18	Vérifiée
2 ^{ème} => 3 ^{ème}	50X50	61.60	1008.38	82.1	250	5.95	18	Vérifiée
4 ^{ème} => 5 ^{ème}	45X45	66.20	661.57	89.5	250	6.35	18	Vérifiée
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	40X40	70.24	177.41	85	250	6.85	18	Vérifiée

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :**V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant à l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA99 v 2003 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

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

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

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC => 1 ^{er}	55X55	111,735	0.41	17.98	0.075	2.25	3	Vérifiée
2 ^{ème} => 3 ^{ème}	50X50	134,905	0.59	14.84	0.075	2.25	3	Vérifiée
4 ^{ème} => 5 ^{ème}	45X45	135,922	0.74	16.49	0.075	2.25	3	Vérifiée
6 ^{ème} => 8 ^{ème}	40X40	125,662	0.87	18.55	0.075	2.25	3	Vérifiée

V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 v 2003**; elles sont données comme suit :

Selon le RPA99 v 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_{et}}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

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

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

Ø_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 : Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC =>1 ^{er}	55X55	4T20+12T16	16	10	15
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	4T20+12T16	16	10	15
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45X45	12T16	16	10	15
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	4T20+8T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	55X55	2.856	5.19	2,5	111,735	N	10	0,10	8T8	4,02
						C	15	0,15	8T8	4,02
2 ^{ème} =>3 ^{ème}	50X50	2.142	4.28	3,75	134,905	N	10	0,20	8T8	4,02
						C	15	0,30	8T8	4,02
4 ^{ème} =>5 ^{ème}	45x45	2.142	4.76	3,75	135,922	N	10	0,23	6T8	3,02
						C	15	0,34	6T8	3,02
6 ^{ème} =>8 ^{ème}	40X40	2.142	5.36	2,5	125,662	N	10	0,16	6T8	3,02
						C	15	0,24	6T8	3,02

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_1$ en **zone III**.

Pour :

$$\varnothing=20\text{mm} \dots \dots \dots L_r=100\text{cm}$$

$$\varnothing=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$$

$$\varnothing=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$$

V.2.6.3. Ferraillage des poteaux sous-sol sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

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

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- 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.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

On a déterminé l'effort normal réduit avec ETABS 16

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : N_u (sous-sol) = **3135,34 KN**

d. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,87 \text{ cm}$
- $\lambda = 14,24$
- $\alpha = 0,82$
- $B_r = (55 - 2)^2 = 2809 \text{ cm}^2$
- $A_s = -55,62 \text{ cm}^2 < 0$

D'où:

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 27,23 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC,

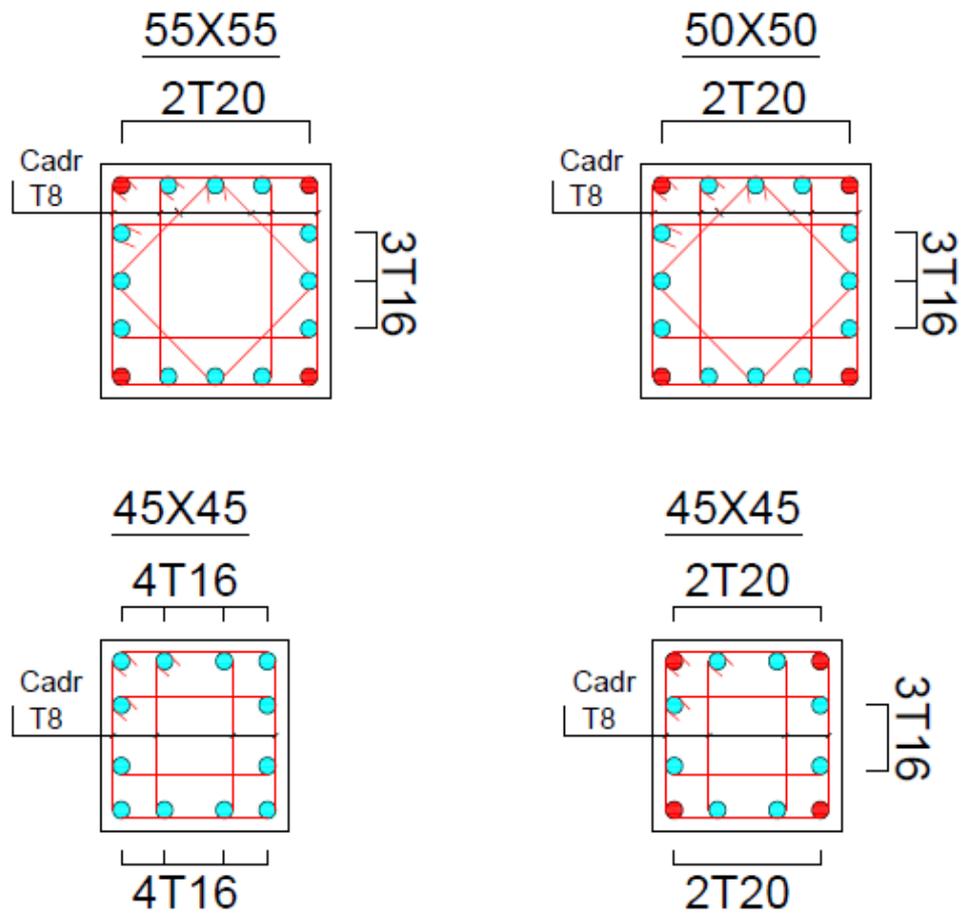


Figure V. 1: Schéma de ferrillages des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**V.3.1.Introduction :**

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

V.3.2. Les combinaisons de charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
 - E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S : $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3. 3.Recommandation du rpa99 version 2003 :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St. L$.

L : longueur de la poutre.

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

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (Zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.23$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.4. Calcul du ferraillage :

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

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse 30x50 (cm)
- Poutre non porteuse 30x40 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

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

Telle que :

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

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

➤ **Poutre porteuse (30x 50)**

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

Tableau V. 17: Ferraillage des poutres porteuses (30x50) (Situation Durable).

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
30x50	Travée	120.51	6.19	0	7.5
	Appui	-155.46	8.14	0	7.5

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:**Tableau V. 18:** Ferrailage des poutres porteuses (30x50) (Situation Accidentelle).

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
30x50	Travée	148.26	6.6	0	7.5
	Appui	-267.61	12.55	0	7.5

c. Situation accidentelle $0.8G\pm E$:**Tableau V. 19:** Ferrailage des Poutres porteuse (30x50) (Situation Accidentelle).

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
30x50	Travée	143.26	6.36	0	7.5
	Appui	-240.60	11.40	0	7.5

➤ Poutre non porteuse (30x 40)**a. Situation durable $1,35G+1,5Q$:****Tableau V.20:** Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
30x 40	Travée	54.35	3.47	0	6
	Appui	-62.72	4.04	0	6

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:**Tableau V.21:** Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
30x 40	Travée	151.21	8.88	0	6
	Appui	-183.22	11.02	0	6

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V.22: Ferrailage des Poutres non porteuse (30x40) (Situation Accidentelle).

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
30x 40	Travée	156.68	9.24	0	6
	Appui	-177.76	10.65	0	6

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x50) :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
30x50	Travée	7.5	6.6	3T14+3T14	9.24
	Appuis		12.55	3T20+2T14	13.28

Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section (cm ²)	Position	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
30x40	Travée	6	9.24	3T16+3T14	10.65
	Appuis		11.02	3T16+3T16	12.06

V.3.5. 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 vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_c=500\text{MPa}$$

Tableau V. 25: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre 30x50	9.24	1.49	Vérifiée
Poutre 30x40	10.65	1,19	Vérifiée

V.3.6.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = \boxed{18\text{MPa}}$$

b. Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M^{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250\text{MPa}}$$

a. Poutres porteuses (30x 50)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ ^{-bc} (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	88.11	9.24	6.04	18	ok	218.4	250	ok
Appuis	-111.59	13.28	8.06	18	ok	199.3	250	ok

b. Poutres non porteuses (30x 40)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Poutre S	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ ^{-bc} (MPa)	Vérification	δs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	39.45	10.65	4.23	18	ok	110.6	250	ok
Appuis	-45.64	12.06	4.72	18	ok	113.7	250	ok

V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = \boxed{3\text{MPa}} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
Poutre 30x50	191,33	1.41	3	Ok
Poutre 30x40	216,53	2.01	3	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e=500 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec :} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL S _t (cm)	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} cm ²	Choix
					S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
Poutre 30x50	191,3 3	1.41	40	20 et 14	12.5	25	10	20	1.12	0.52	4T8
Poutre 30x40	216,5 3	2.01	36	16 et 14	10	20	10	20	0.9	0.97	4T8

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

V.3.9. Arrêt des barres [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

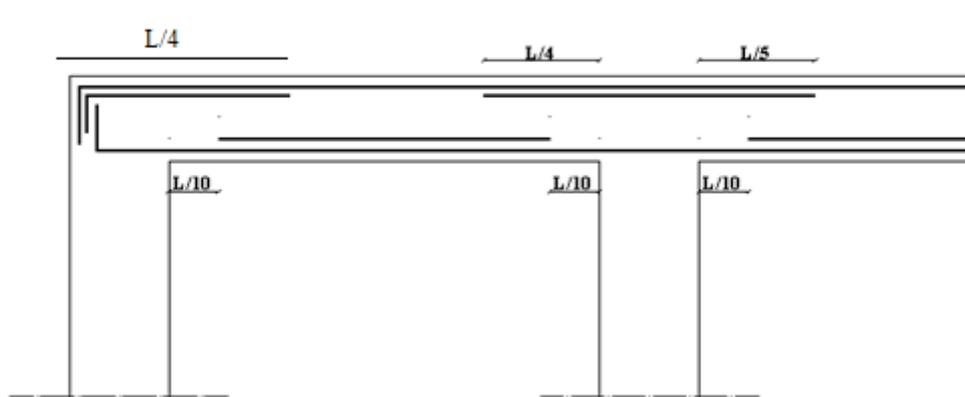


Figure V.2: arrêts des barres.

V.3.10. Vérification de la flèche :

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

Tel que : $f_1 = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.15 \text{ cm} \Rightarrow L = 6,54 > 5 \text{ m}$

$f_2 = \frac{L}{1000} + 0.5 = 1.06 \text{ cm} \Rightarrow L = 5,59 > 5 \text{ m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

Tableau V.30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (mm ⁴)	fi (mm)	fv (mm)	Δft(mm)	f̄ (mm)
30x50	6.54	88.11	9.24	4583080000	5,29	12,04	6,11	11.5
30x40	5.59	39.45	10.65	2400691200	2,52	5,99	3,46	10.6

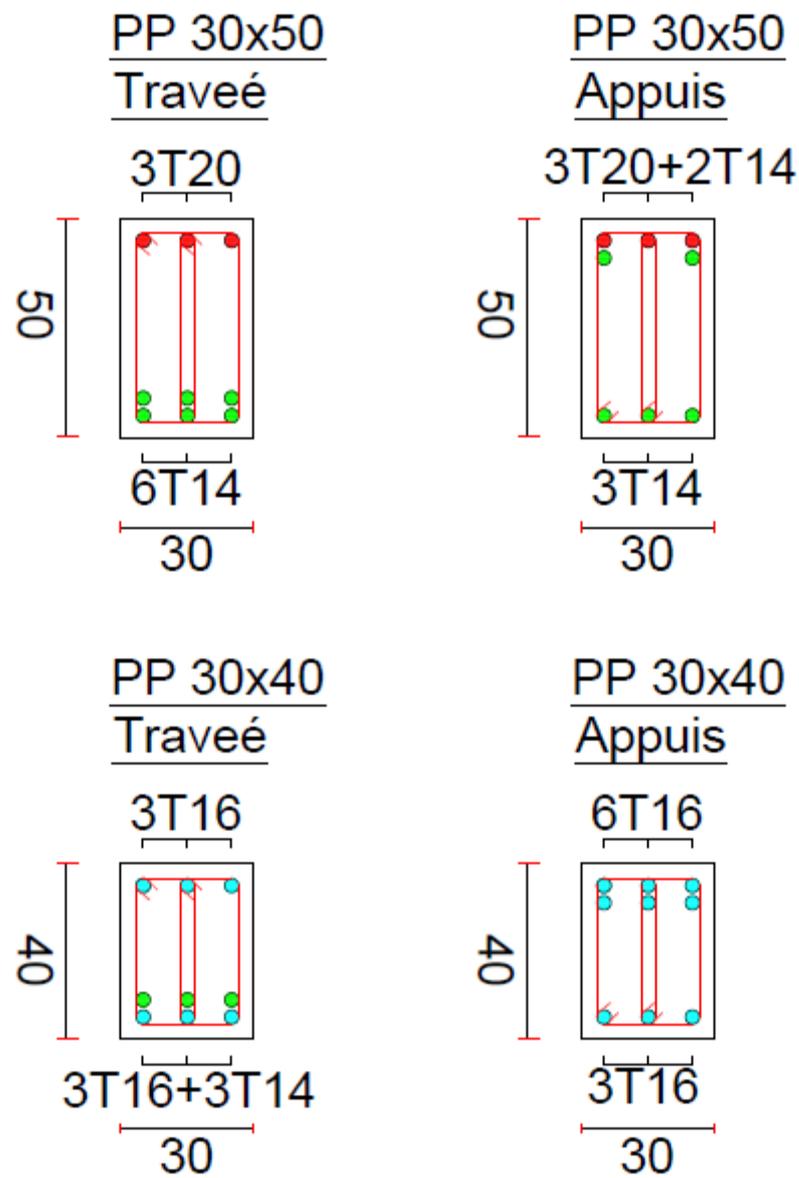


Figure V. 3: schéma de ferraillage de poutres non porteuses.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :**V.4.1. GENERALITES :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;

En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).

De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes), a leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2. Méthode des contraintes:

Principe des calculs :

a. Acier verticaux :

Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$ SEC : Donc on ferraille pour la section minimal dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\% L.e$$

Cas 2 :

$\sigma_1, \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ SET : En calculer le volume des contraintes de traction F_t

Et calculer la section des armatures verticales. $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

- $A_v < A_{min} = 0.2\% . e.l$ on ferraille avec la section minimale

- $A_v > A_{min}$: on ferraille avec A_v

Cas 3 :

σ_1, σ_2 : sont de signe différent \Rightarrow SPC

On calculer les contraint pour la zone tendu

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} - \frac{6M}{e.l^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} + \frac{6M}{e.l^2}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissons appliqué

S : section transversale du voile

e : épaisseur de voiles

l : longueur de voile

b. Aciers horizontale :

On calcule :

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot S_t}{0.8(0.8)f_e}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \cdot e \cdot l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u, d = 0.9l$$

V_u : Effort tranchant

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

St : espacement maximale

$$A_h \geq \max (A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin})$$

c. Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

d. vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

e. vérification de contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ub} = 0.2f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $\tau_u < \bar{\tau}_{ub}$

V.4.2.1. Exemple de calcul (voile VX1) :

Soit le voile de longueur $L = 4.69$ m, $a = 0,2$ m (épaisseur) $S = 0.94\text{m}^2$

$N = -1764.65\text{KN}$; $M = 7931.73\text{KN.m}$; $V_u = 1288,82\text{KN}$

a. Armature verticales :

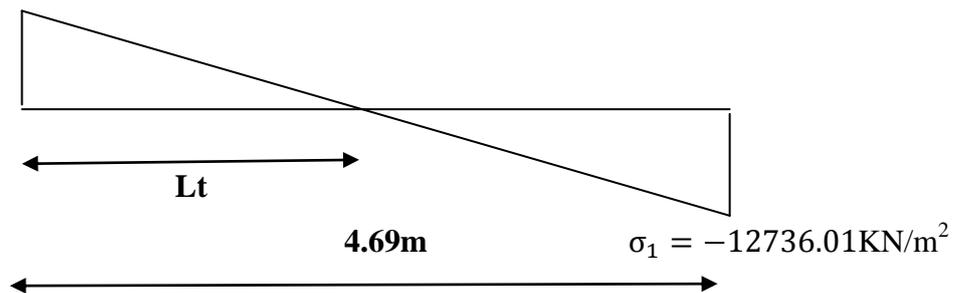
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{6M}{e.l^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{6M}{e.l^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-1764.65}{0.94} - \frac{6 \cdot 7931.73}{0.2 \cdot 4.69^2} \\ \sigma_2 = \frac{-1764.65}{0.94} + \frac{6 \cdot 7931.73}{0.2 \cdot 4.69^2} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = -12736.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 8899.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 8899.82 \text{ KN/m}^2$$



$$L_T = \frac{L}{\left| \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right| + 1} = \frac{4.69}{\left| \frac{-12736.01}{8899.82} \right| + 1} = 1.93 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_2 \cdot l_t \cdot e}{2} = 1717.67 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad A_V = \frac{F_T}{f_e} = \frac{1717.67 \cdot 10^3}{500 \cdot 10} = 34.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.2\% \cdot e \cdot l_t = 7.72 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures : $2 \cdot 12\text{T}14 \Rightarrow A_s = 36.96 \text{ cm}^2$

Vérification d'espacement: $esp = \frac{193}{15} = 12.87 \text{ cm}$

$S_t \leq (1.5a, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm} \Rightarrow$ vérifier

b. armature horizontal :

$$\bar{V} = 1.4V_u = 1804.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{a.d} = \frac{1804.35}{0.2(0.9 \times 4.69)} = 2.13 \text{ Mpa}$$

$$A_{h1} = \frac{\tau_u \cdot a \cdot s_t}{0.8(0.8)f_e} = \frac{2.13 \times 200 \times 150}{0.8(500 \times 0.8)} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3}(A_v) = \frac{2}{3}(36.96) = 24.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 4.69 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max\{A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin}\} = 24.64 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 24T10 = 37.79 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

c. armature de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4V_u \Rightarrow \bar{V} = 1804.35 \text{ kN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1804.35 \times 10^3}{500} = 39.70 \text{ cm}^2$$

$A_{vj} = 39.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage

d. vérification de contrainte de compression :

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 12.74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 2.13 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

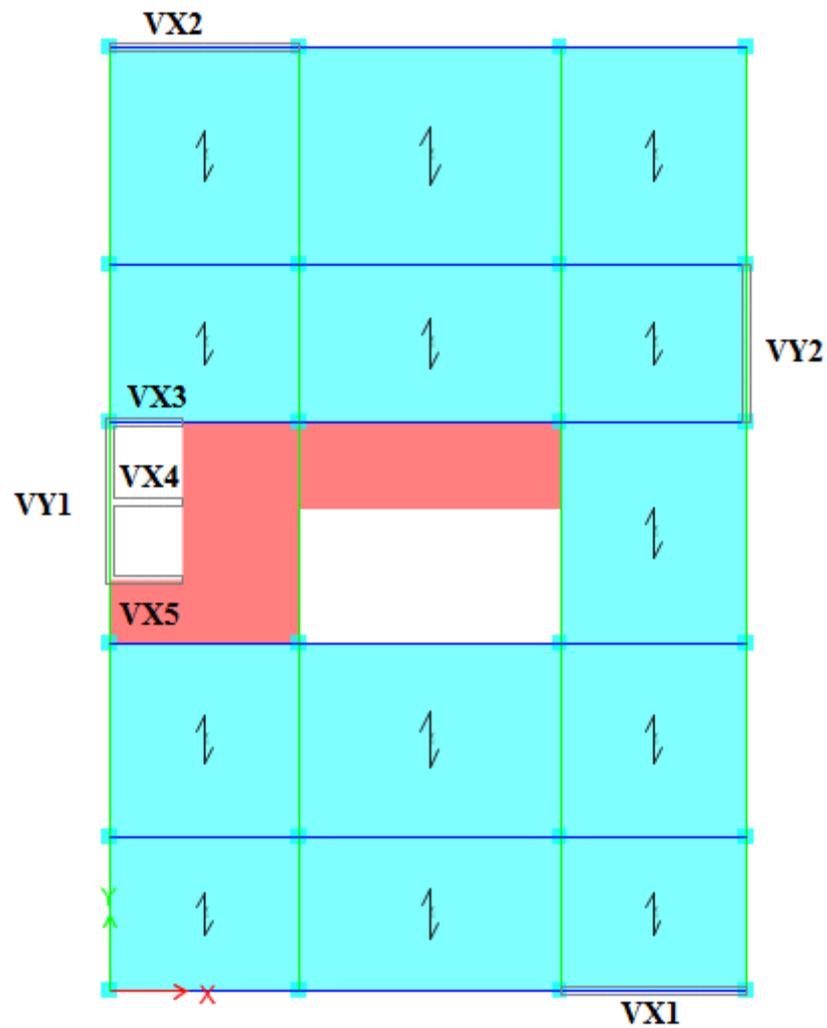


Figure V.4: schéma Disposition des voiles

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zone I : RDC+1^{er}+2^{eme} étage

Zone II : 3^{eme}+4^{eme}+5^{eme} étage.

Zone III : 6^{eme} +7^{eme} +8^{eme} étage.

Armateur vertical :

- **Voiles (VX1) :** L= 4.69m ; e= 0.2m

TableauV31: Calcul des armatures vertical VX1

Zone	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	-1764,7	7931,7	-12699,20	8936,62	1,94	1731,20	34,62	2*12T14	15	36,96
II	-981,88	3723,87	-6125,69	4032,12	1,86	750,66	15,01	2*9T12	20	20,34
III	-556,61	1393,96	-2494,59	1307,79	1,61	210,96	4,22	2*9T12	20	20,34

- **Voiles (VX2) :** L= 4.75m ; e= 0.2m

TableauV32 : Calcul des armatures vertical VX2

Zone	N (KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	-1630,1	8720,25	-13310,69	9878,90	2,02	1999,02	39,98	2*13T14	15	40,04
II	-1121,1	4145,88	-6692,63	4332,42	1,87	808,68	16,17	2*9T12	20	20,34
III	-634,05	1585,22	-2775,19	1440,35	1,62	233,76	4,68	2*9T12	20	20,34

- **Voiles (VX3/4/5) :** L= 1.8m ; e= 0.2m

TableauV33 : Calcul des armatures vertical VX3/4/5

Zone	N (KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	47,9546	734,260	-6665,50	6931,91	0,92	636,10	12,72	2*6T12	15	13,56
II	-613,53	393,244	-5345,40	1936,90	0,48	92,73	1,85	2*3T12	20	6,78
III	-322,22	301,163	-3683,60	1893,49	0,61	115,72	2,31	2*3T12	20	6,78

- **Voiles (VY1) :** L= 4m ; e= 0.2m

TableauV34 : Calcul des armatures vertical VY1

Zone	N (KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	-742,92	6074,76	-12318,83	10461,53	1,84	1921,72	38,43	2*13T14	15	40,04
II	-819,10	2727,62	-6138,16	4090,41	1,60	654,30	13,09	2*9T12	20	20,34
III	-379,47	1115,98	-2566,80	1618,13	1,55	250,26	5,01	2*9T12	20	20,34

- **Voiles (VY2) :** $L= 4\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV35 : Calcul des armatures vertical VY2

Zone	N (KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	-1772,4	7840,21	-16915,89	12484,89	1,70	2120,66	42,41	2*14T14	15	43,12
II	-1292,6	3288,64	-7781,95	4550,45	1,48	671,62	13,43	2*9T12	20	20,34
III	-745,32	1236,14	-3249,41	1386,11	1,20	165,79	3,32	2*9T12	20	20,34

1- Armatures de joint de bétonnage :

- **Voiles (VX1) :** $L= 4.69\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV36:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX1

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	1288,81	1804,33	39,70	30T14	15	46,2
II	1016,90	1423,66	31,32	30T12	15	33,9
III	643,83	901,36	19,83	30T12	15	33,9

- **Voiles (VX2) :** $L= 4.75\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV37:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX2

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	1344,03	1881,64	41,40	30T14	15	46,2
II	1002,5	1403,50	30,88	30T12	15	33,9
III	599,43	839,20	18,46	30T12	15	33,9

- **Voiles (VX3/4/5) :** $L= 1.8\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV38:Calcul des armatures de joint de bétonnage VX3/4/5

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
I	244,18	341,85	7,52	12T12	15	13,56
II	227,50	318,50	7,01	12T12	15	13,56
III	215,74	302,04	6,64	12T12	15	13,56

- **Voiles (VY1) :** $L= 4\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV39:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY1

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	1611,87	2256,62	49,65	33T14	15	50,82
II	1275,70	1785,98	39,29	26T14	15	40,04
III	832,51	1165,51	25,64	26T12	15	28,38

- **Voiles (VY2) :** $L= 4\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV40:Calcul des armatures de joint de bétonnage VY2

Zone	Vu(KN)	$\tilde{V}u$ (KN)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	1613,20	2258,48	49,69	33T14	15	50,82
II	996,47	1395,06	30,69	26T14	15	40,04
III	617,58	864,61	19,02	26T12	15	28,38

2- Armature horizontale :

- **Voiles (VX1) :** $L= 4.69\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV41:Calcul des Armature horizontale VX1

Zone	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{Hmin} (cm ²)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	2,00	24,64	14,07	24,64	2*24T10	15	37,44
II	1,58	13,56	14,07	14,07	2*14T10	20	21,48
III	1,00	13,56	14,07	14,07	2*14T10	20	21,48

- **Voiles (VX2) :** $L= 4.75\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

TableauV42:Calcul des Armature horizontale VX2

Zone	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{Hmin} (cm ²)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	2,06	26,69	14,25	26,69	2*24T10	15	37,44
II	1,54	13,56	14,25	14,25	2*14T10	20	21,48
III	0,92	13,56	14,25	14,25	2*14T10	20	21,48

- **Voiles (VX3/4/5) :** L= 1.8m ; e= 0.2m

TableauV43:Calcul des Armature horizontale VX3/4/5

Zone	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{Hmin} (cm ²)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	0,99	9,04	5,40	9,04	2*14T10	20	21,48
II	0,92	4,52	5,40	5,40	2*14T10	20	21,48
III	0,87	4,52	5,40	5,40	2*14T10	20	21,48

- **Voiles (VY1) :** L= 4m ; e= 0.2m

TableauV44:Calcul des Armature horizontale VY1

Zone	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{Hmin} (cm ²)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	2,94	26,69	12,00	26,69	2*24T10	15	37,44
II	2,33	13,56	12,00	13,56	2*14T10	20	21,48
III	1,52	13,56	12,00	13,56	2*14T10	20	21,48

- **Voiles (VY2) :** L=4m ; e= 0.2m

TableauV45:Calcul des Armature horizontale VY2

Zone	A_{H1} (cm ²)	A_{H2} (cm ²)	A_{Hmin} (cm ²)	A_s (cm ²)	choix d'armatures	esp	A_s adoptées (cm ²)
I	2,94	28,75	12,00	28,75	2*24T10	15	37,44
II	1,82	13,56	12,00	13,56	2*14T10	20	21,48
III	1,13	13,56	12,00	13,56	2*14T10	20	21,48

3- Vérification des contraint de compression et cisaillement :

- **Voiles (VX1) :** L= 4.69m ; e= 0.2m

TableauV46:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX1

Zone	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
I	12,70	22,17	vérifier	2,14	6	vérifier
II	6,13	22,17	vérifier	1,69	6	vérifier
III	2,49	22,17	vérifier	1,07	6	vérifier

- **Voiles (VX2) :** L= 4.75m ; e= 0.2m

TableauV47:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX2

Zone	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
I	13,31	22,17	vérifier	2,20	6	vérifier
II	6,69	22,17	vérifier	1,64	6	vérifier
III	2,78	22,17	vérifier	0,98	6	vérifier

- **Voiles (VX3/4/5) :** L= 1.8m ; e= 0.2m

TableauV48:Vérification des contraint de compression et cisaillement VX3/4/5

Zone	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
I	6,67	22,17	vérifier	1,06	6	vérifier
II	5,35	22,17	vérifier	0,98	6	vérifier
III	3,68	22,17	vérifier	0,93	6	vérifier

- **Voiles (VY1) :** L= 4m ; e= 0.2m

TableauV49:Vérification des contraint de compression et cisaillement VY1

Zone	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
I	12,32	22,17	vérifier	3,13	6	vérifier
II	6,14	22,17	vérifier	2,48	6	vérifier
III	2,57	22,17	vérifier	1,62	6	vérifier

- Voiles (VY2) : $L = 4 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$

Tableau V50: Vérification des contraintes de compression et cisaillement VY2

Zone	δc	δbc	Obs	τu	τub	Obs
I	16,92	22,17	vérifier	3,14	6	vérifier
II	7,78	22,17	vérifier	1,94	6	vérifier
III	3,25	22,17	vérifier	1,20	6	Vérifier

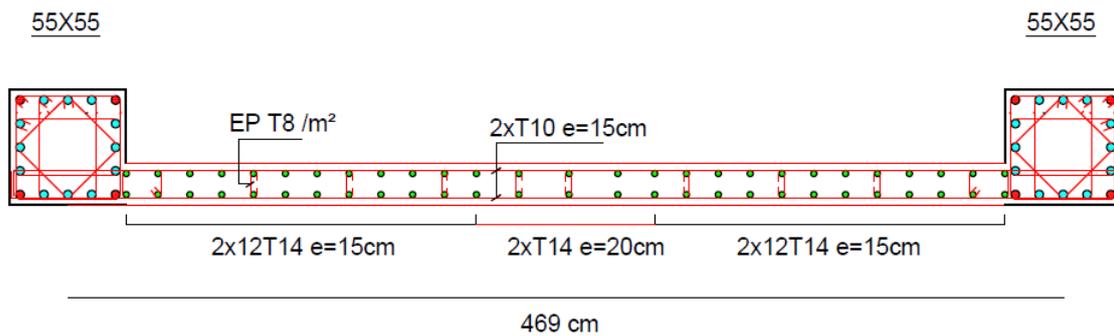


Figure V.4: schéma Ferraillage des voiles

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituées donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Au début on s'attendait à avoir deux types de fondation (un pour chaque bloc).

VI.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale 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.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.5.CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée 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_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:**VII.6.1. Semelles Isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2$ bar

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 2277,99 \text{ KN}$$

$$D'où S \geq \frac{2277,99}{200} \Rightarrow S = 11,39 \text{ m}^2$$

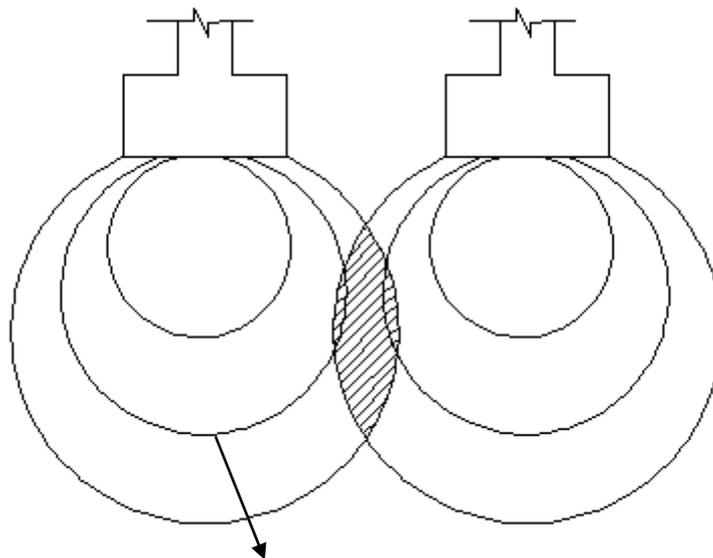
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{11,39} = 3,37 \Rightarrow B = 3,5 \text{ m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 3,92 \text{ m} < 1,5xB = 5,25 \text{ m} \dots\dots$ non vérifié



Risque de cisaillement du sol

Figure VI.1 : l'effet de cisaillement du sol.

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression (bulbes de Boussinesq) qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2. 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 uns des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur totale de la semelle est compris le débord.

Lors : $B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N(kN)	σ_{sol}	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	8055,02	200	23,91	1,68	1,7
2	11184,11	200	23,91	2,34	2,5
3	11640,71	200	23,91	2,43	2,5
4	8436,83	200	23,91	1,76	1,8

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{min} = 4,75 \text{ m} < 2xB = 5 \text{ m}$ non vérifie.

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige à opter pour un choix du radier générale.

VI.6.3. Radier Générale:

Introduction :

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

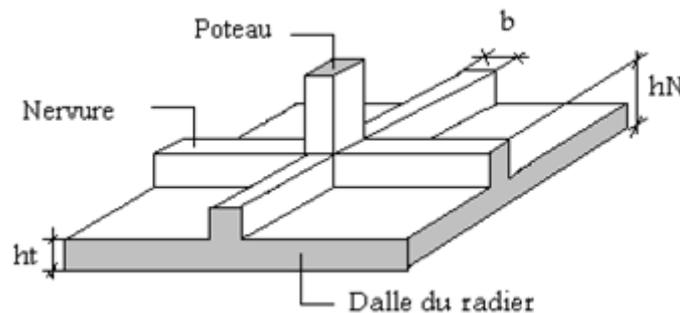


Figure VI.2: Radier.

VI.6.3.1. Pré-dimensionnement de radier :

➤ Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : la longueur maximale entre nus d'appuis :

$$h_1 \geq \frac{6,54}{20} = 0,327\text{m} \longrightarrow \mathbf{h_1 = 40\text{ cm}}$$

On adopter: h=40cm

➤ **Nervure:**

• **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{l_{max}}{10} \quad b=55cm$$

• **La hauteur de nervure :**

1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E =20000MPa (module de young du béton)

K =40MPa (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

B_s : largeur de la semelle

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48b_s K L_{max}^4}{b_n E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 1,48m$$

On prend : **h=150cm**

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier : **h=40cm**
- Les dimensions de la nervure : **h_n=150cm ; b_n=55cm**

La surface de radier :

On a E.L.S:

$$N_{ser} = 41714,25 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel **etabs2016**.

$$\text{On trouve } S \geq 208,57m^2$$

$$S_{BAT} = 408,73m^2$$

$$S_{nécessaire} = 208,57m^2 < S_{BAT} = 408,57m^2$$

Donc : la surface du radier est égale à 408,57 m²

Caractéristiques géométriques du radier :**- Position du centre de gravité :**

$$X_G = 8.30 \text{ m.}$$

$$Y_G = 12.28 \text{ m.}$$

- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 82141.16 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 37676.34 \text{ m}^4.$$

VI.6.3.2. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

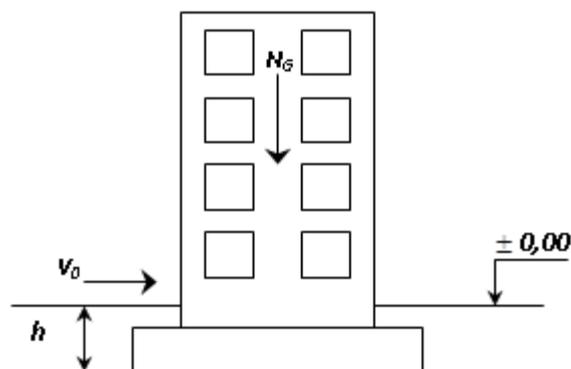


Figure VI.3: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0=45749,992 \text{ kN.m}; V_0=3779,20 \text{ kN}; h=3,23 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } M_R= 57956,808\text{kN.m}$$

Avec :

$$N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

A.N:

$$N_G= 35835,4304+408,57*0,4*25 = 39921,1304\text{KN}$$

$$M_s=N.x_G=331345,38\text{kN.m}$$

$$M_s/M_r = 5,17 > 1.5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Sens-y-y :**

$$M_0=37077,9458 \text{ KN.m} ; V_0= 3883.23 \text{ kN} ; h=3,23 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R= 49620,9444 \text{ kN.m}$$

$$M_s=N.y_G=490231,48 \text{ KN.m}$$

$$M_s/M_r = 9,87 > 1.5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.6.3.3.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 : $\sigma_{\text{sol}}=0,2 \text{ MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41714,2}{408,57} = 101.09 \text{ KN/m}^2$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

V : fibre la plus éloigner.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- **E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 53893,57 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 57956,808 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 49620,9444 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 82141,16 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 37676,34 \text{ m}^2 \quad x_G = 8,30 \text{ m} , y_G = 12,28 \text{ m}$$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	137,764	126,05	134,83
Sens y-y	148,08	115,73	139,99
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}}=41714,25 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}}=200 \text{ kN/m}^2$$

M est le moment de renversement ($M_{R_x}= 57956,808 \text{ kN.m}$; $M_{R_y}=49620,9444 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 82141,16 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 37676,34 \text{ m}^4 \quad x_G = 8,30 \text{ m} , y_G = 12,28 \text{ m}$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	107,95	96,24	105,03
Sens y-y	118,27	85,93	110,18
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5\sigma_{\text{sol}}=300$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.6.3.4.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.

VI.6.3.4.1.Ferraillage de la dalle du radier :**a. Détermination des efforts :**

1) 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.

▪ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

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

b. Valeur de la pression sous radier :

- E.L.U : $q_u = 139,99 \text{ kn/ml}$

- E.L.S : $q_s = 110,18 \text{ kn/ml}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 5.59 \text{ m.}$$

$$L_y = 6.54 \text{ m.}$$

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \boxed{0.85 < 1} \Rightarrow$ 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.

Calcul des moments :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,59	6,54	0,85	0,0506	0,6864	139,99	221,34	188,14	151,93	129,14	110,67

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5,59	6,54	0,85	0,0567	0,7794	110,18	195,21	165,93	152,14	129,32	97,60

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$;

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$; $d = 31 \text{ cm}$.

Tableau VI.6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	188,14	12,03	7T16	14,07	15
	y-y	129,14	8,15	7T14	10,78	15
Appui	x-x	110,67	6,95	7T12	7,91	15
	y-y					

d. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \boxed{3,97 \text{ cm}^2} < 7,91 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau VI.7: 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	165,93	14,07	8,26	18	343,71	250	Non vérifiée
	y-y	129,32	10,78	7,08		345,54		Non vérifiée
Appuis	x-x	97,60	7,91	6,00		18		350
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI.8: 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	165,93	7T20	21,98	6,68	18	223,22	250	Vérifiée
	y-y	129,32	7T20	21,98	5,31		173,54		Vérifiée
Appuis	x-x	97,60	7T16	14,04	4,66		18		200,34
	y-y								

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

e. Schéma ferrailage :

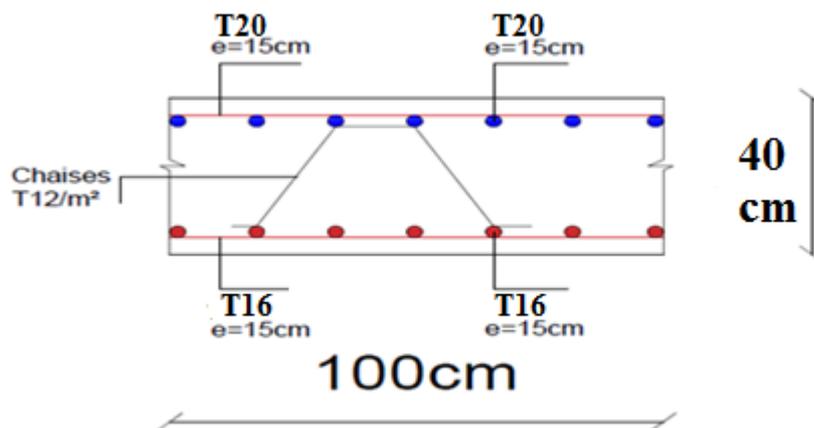


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).

VI.6.3.4.2. Ferrailage des nervures :**a. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

$$\text{On a } M_0 = \frac{QL^2}{8}, L=6,54\text{m}, Q=139,99 \text{ KN/m} \quad M_u = 748,45 \text{ KN.m}$$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$$b = 55\text{cm}; h = 150\text{cm}; d = 135\text{cm}$$

Tableau VI.9: Ferrailage des nervures.

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	636,18	10,05	6T16+2T14	15,14
Appuis	374,22	5,89	4T16+4T14	14,2

Condition p 182 mémoire de prof

c. Vérifications nécessaires :

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**
 $Q=110,18 \text{ KN/m} \quad M_u = 589,07 \text{ KN.m}$

Tableau VI.10: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
	Travée	500,71	3,38	18	238,60	250	vérifiée
	Appuis	294,54	2,38		149,50		vérifiée

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{139,99 \times 6,54}{2} = 457,77 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{457,77 \times 10^3}{550 \times 1350} = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_c=500\text{MPa}; \tau_u=0,61\text{MPa}; f_{t28}=2,4\text{MPa}; b=55\text{cm}; d=135\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3,9\text{cm}^2$$

On prend : 6T10=4,74cm²

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3 cm²/ml pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=150 cm).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,35=4,04 \text{ cm}^2$$

On opte : 4T12 =3,52cm²

d. Schéma de ferrailage :

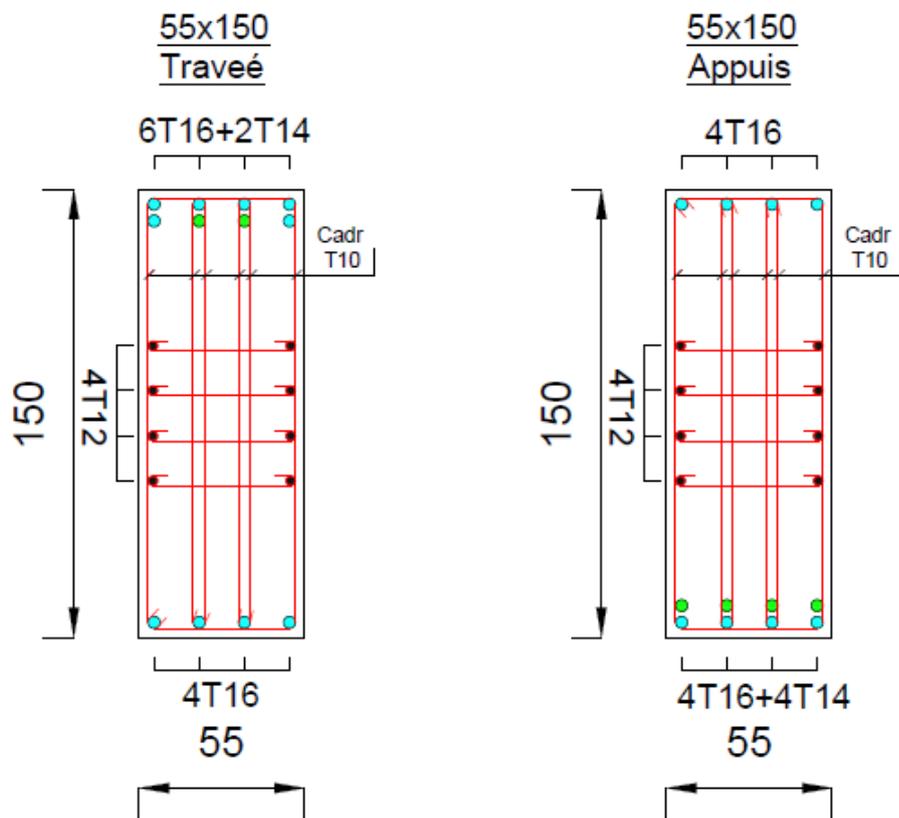


Figure VI.5: Schéma de ferrailage des nervures.

VI.6.4. Etude du Voile périphérique :

VI.6.4.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

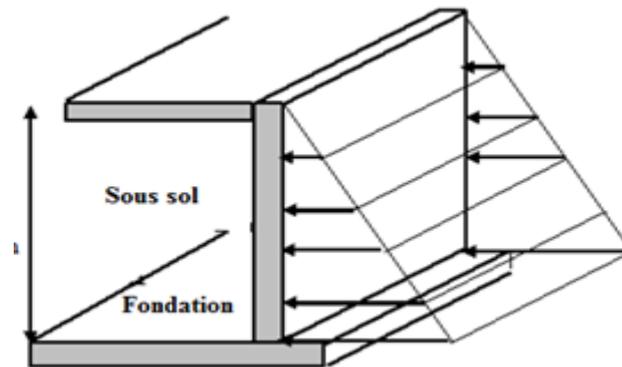


Figure VI.6: Evaluation des charges.

VI.6.4.2.Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical)..
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.6.4.2. 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 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = H - H_p = 3.23 - 0.40 = 2.83\text{m}$$

$$L_x = 2,83\text{m}; L_y = 6.54\text{m}; e = 20\text{cm}.$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.41$$

$$Q = A \gamma H = \boxed{23,21 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_u = 1.35 \times 33.95 = 31.33 \text{ KN/ml}$$

VI.6.4.3. Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

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 .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1088 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 27,30 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,82 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 23,21 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,80 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 13,64 \text{ kNm}$$

VI.7.1 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18 \text{ cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$;

$\sigma_s=435 \text{ MPa}$; $F_{bc}=17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Ferrailage voile périphérique du.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	23,21	3,12	7T12	7,91	15
	y-y	5,80	0,77	7T12	7,91	15
Appuis	x-x	13,64	1,73	7T12	7,91	15
	y-y					

Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,43 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,1121 \quad \mu_y = 0,2854$$

$$Q_{ser} = 23,21 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 20,83 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,94 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 17,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,05 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 10,41 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} =$ **18MPa**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau V I.12 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17,71	7,91	3,77	18	144,71	250	Vérifiée
	y-y	5,05	7,91	1,26	18	43,32	250	Vérifiée
Appuis	x-x	10,41	7,91	2,18	18	83,84	250	Vérifiée
	y-y							

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{a}_{uc28}} \dots\dots\dots (A.5.2.2)[1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{31,33 \times 2,83 \times 6,54}{2 \times 2,83 + 6,54} = 47,53 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{31,33 \times 2,83}{3} = 29,55 \text{ kN}$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 47,53 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{47,53 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

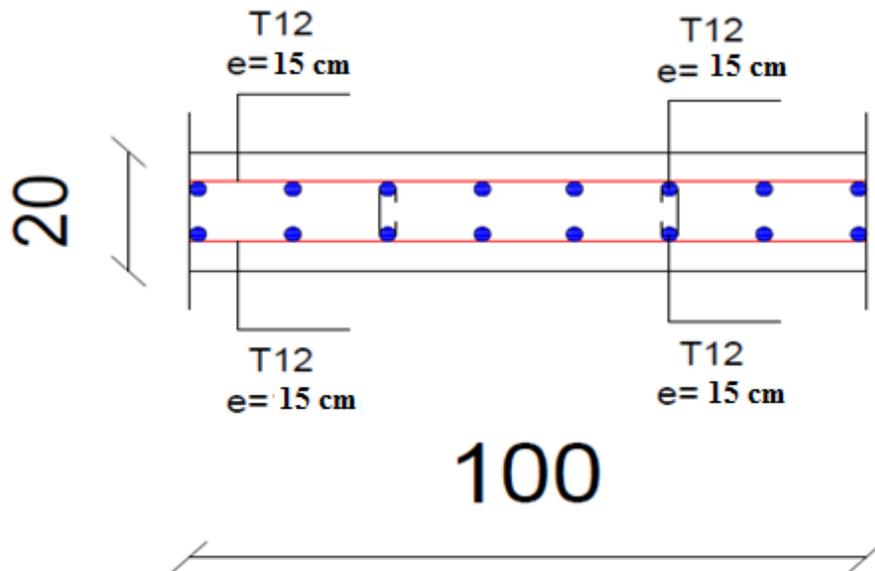


Figure VI.7: ferrailage du Voile Périphérique.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (**ETABS V16**).
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet su second ordre (Effet P-delta).
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charge prévenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

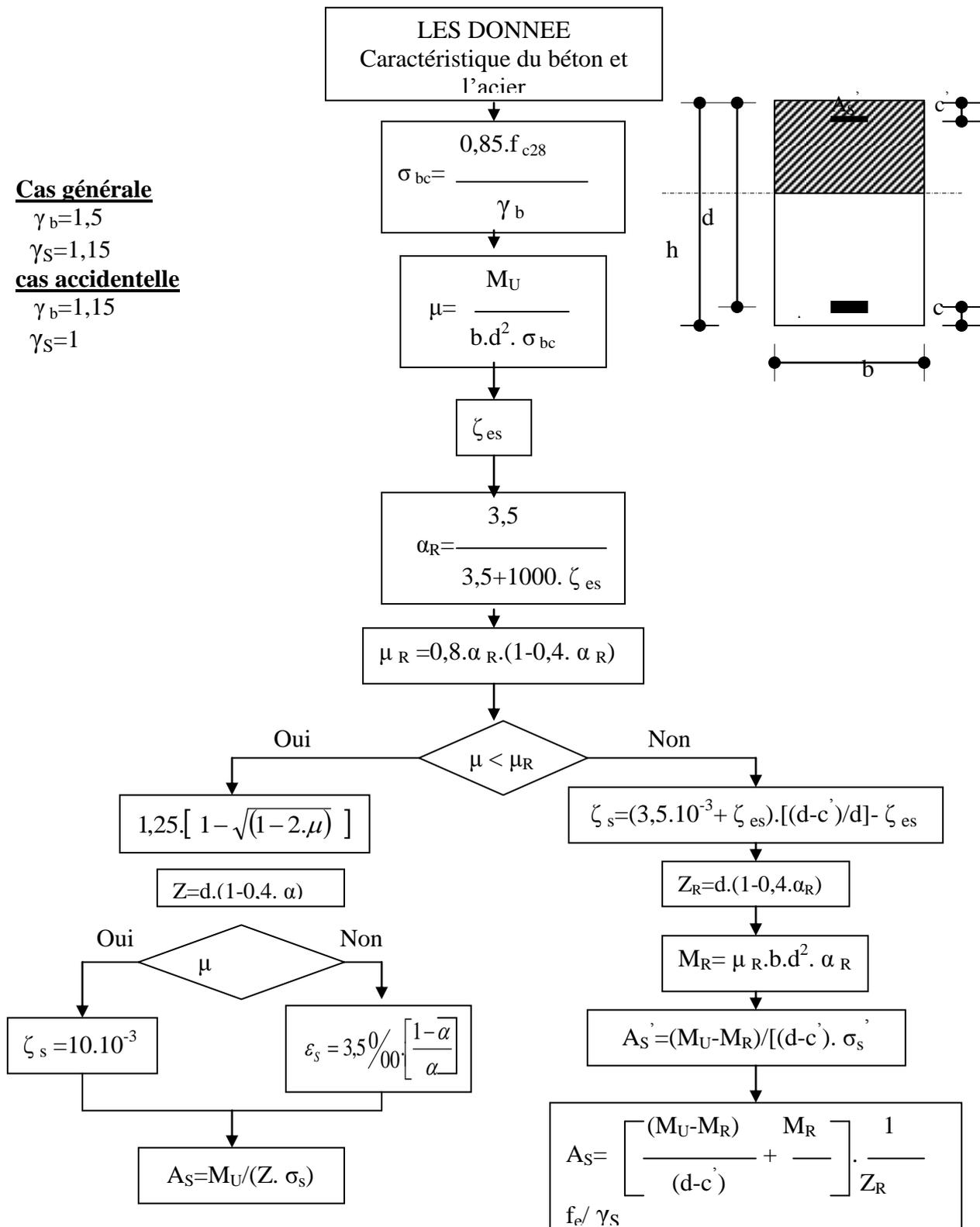
D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

References

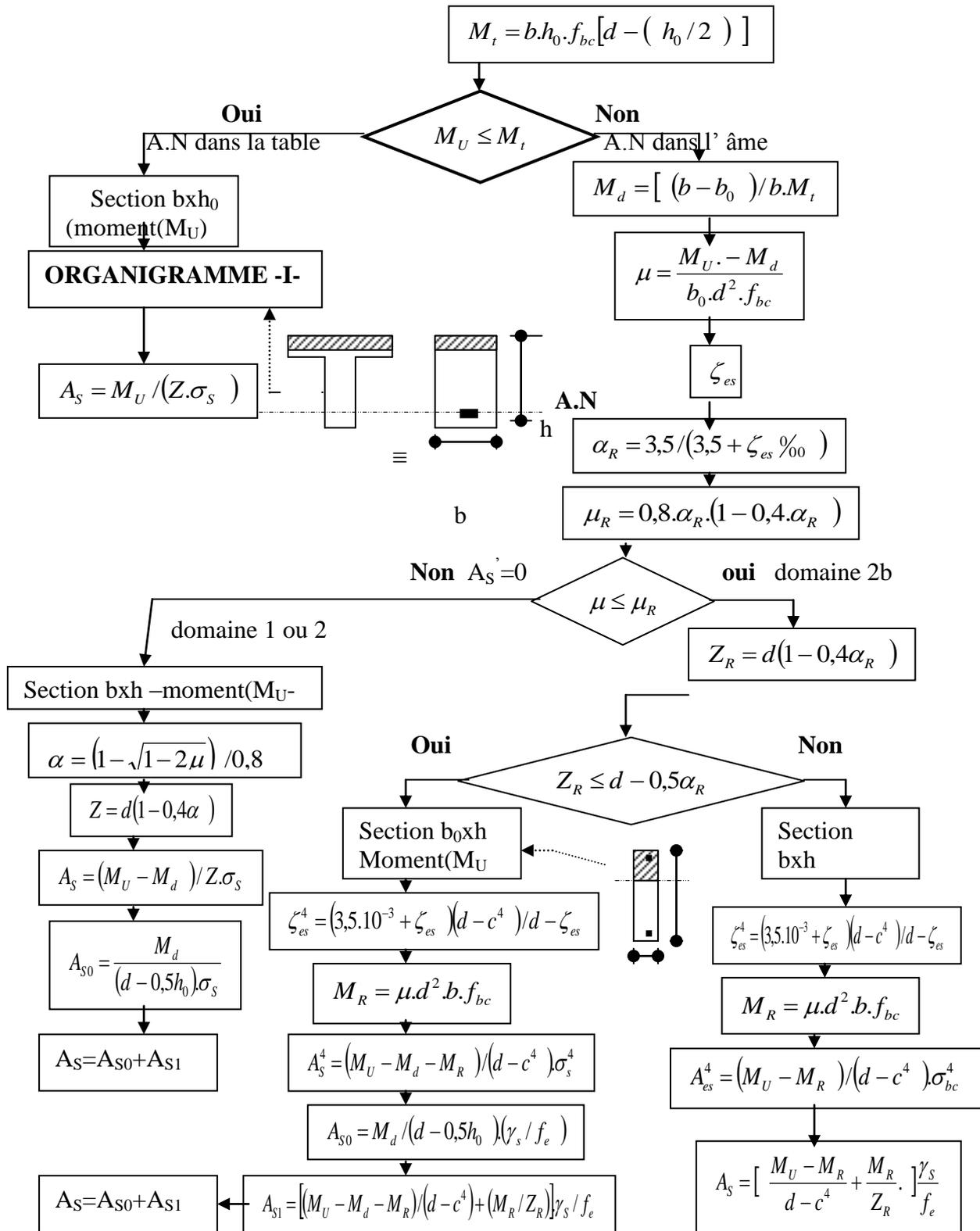
REFERENCES

- [1] **BAEL 91 révisées 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.
- [2] **DTR CBA.93 C2-41** Règles des conception et de calcul des structures en béton armé .
- [3] **RPA 99 version 2003** : Règles Parasismiques Algériens, Document technique règlementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [4] Charges permanentes et Charges d'exploitation, **DTR-BC 2.2**, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [5] cours béton armé Monsieur Abed Mohamed Master 2.
- .

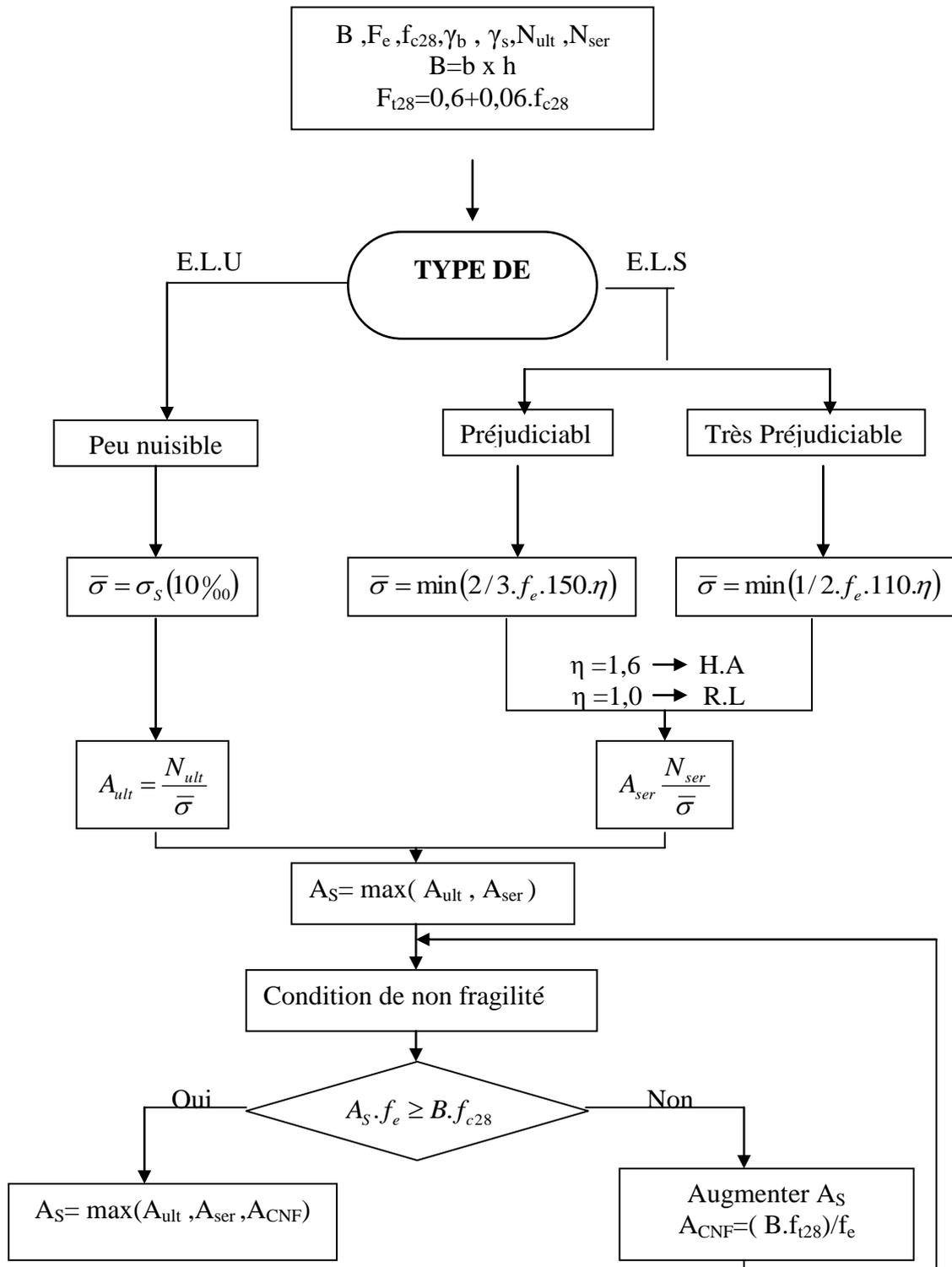
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



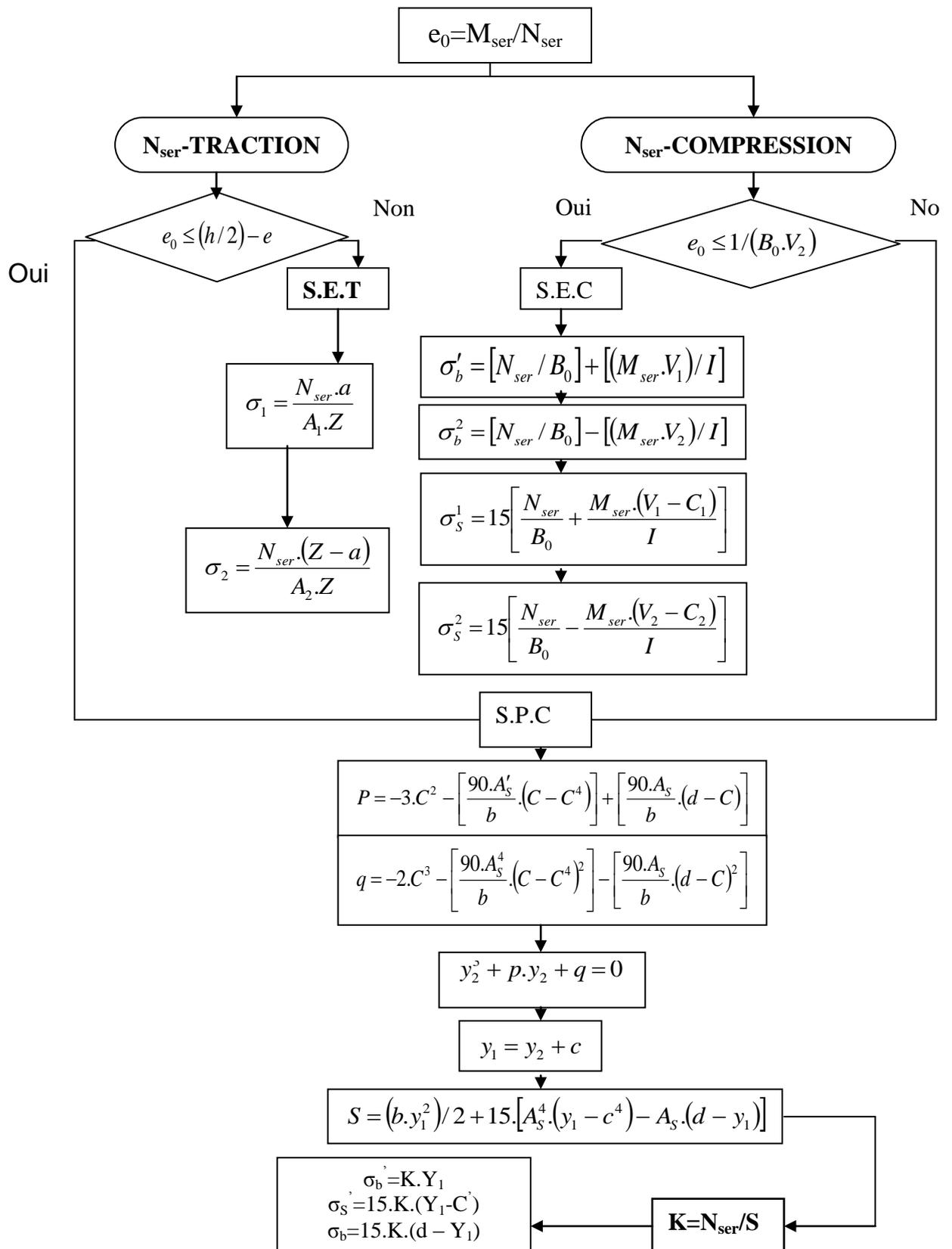
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



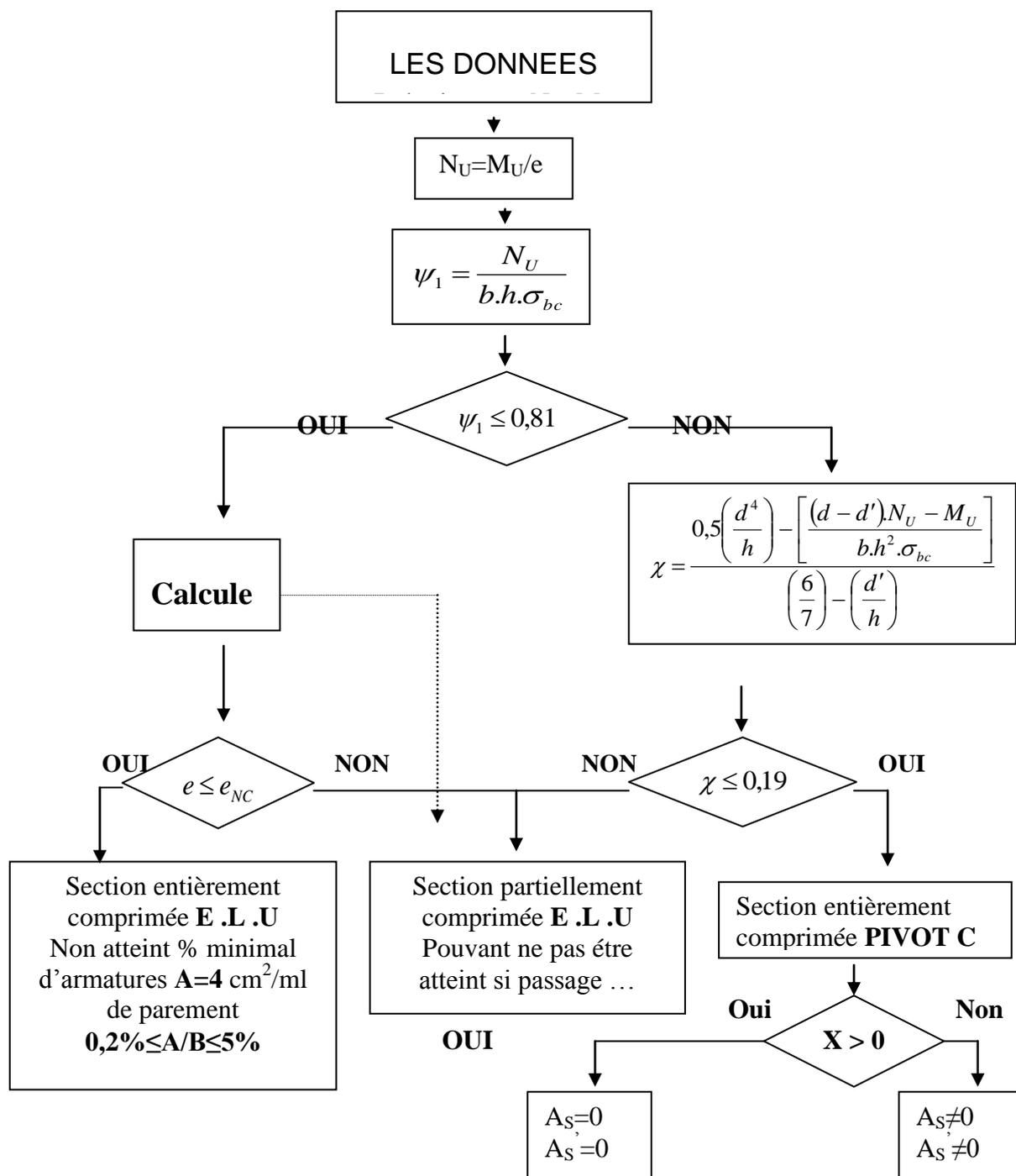
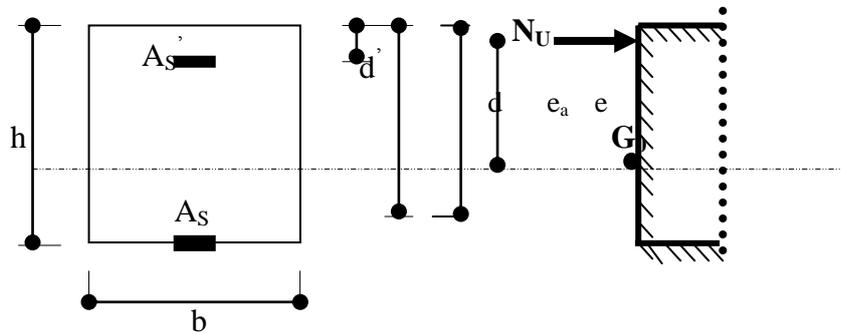
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



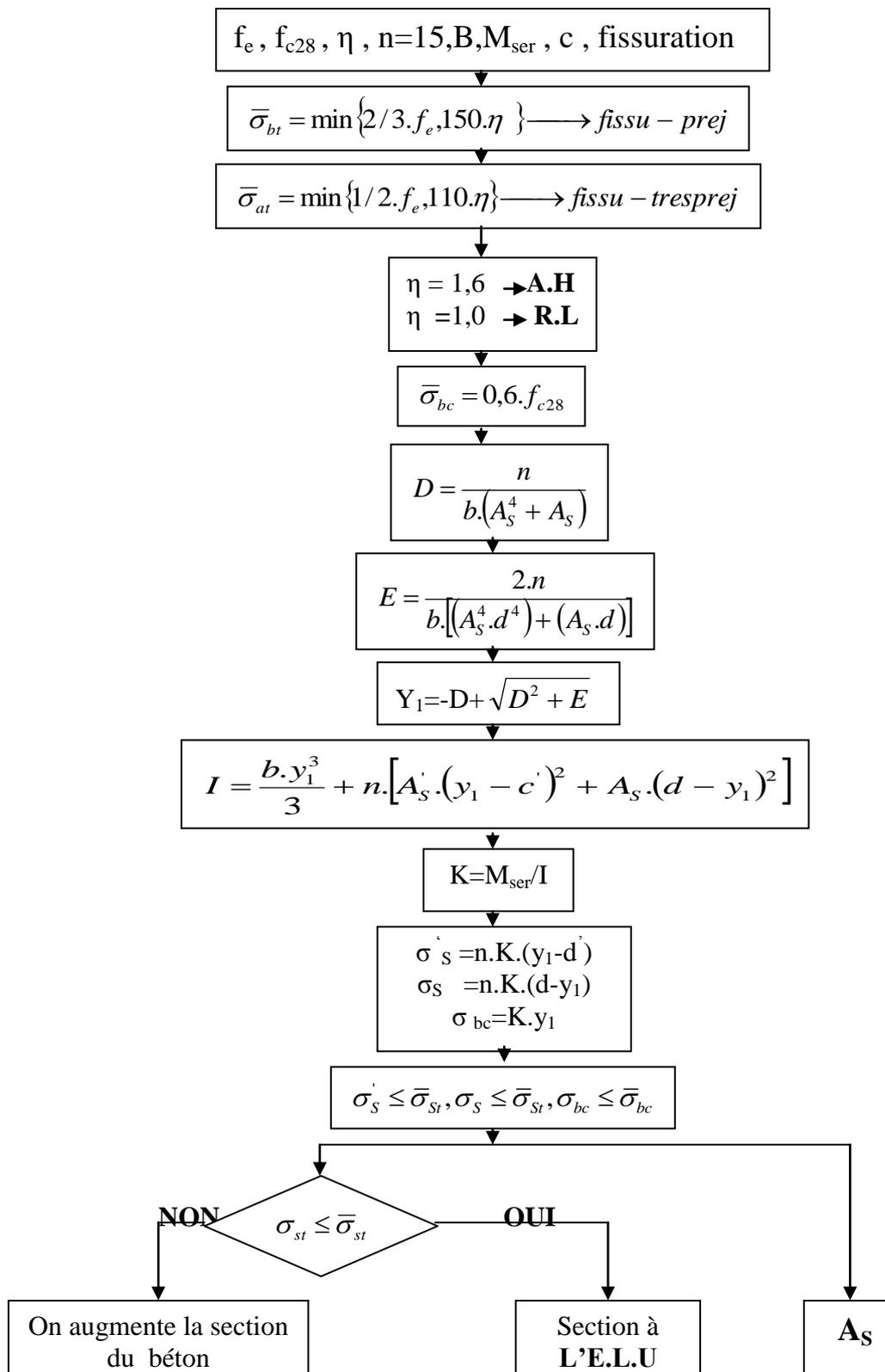
**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME -IV-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

