

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana



Faculté des sciences et de la Technologie
Département de la Technologie

Mémoire pour l'obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : structures

Thème

**Etude Dynamique d'un Bâtiment En R+7+ Sous-Sol de
Forme Irrégulière à Usage d'Habitation Situé dans une Zone
de Forte Sismicité**

Présenté et soutenu en juin 2018 par :

Mr. COULIBALY Salif

Mlle. SAMOURA Bakhoré Assa

Devant le jury composé de :

Mr M. TOUHARI

Mr T.TAHENNI

Mr K. ALI BENYAHIA

Encadreur

Présidente

Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce travail aux étoiles qui éclairent ma vie mes parents, **Marimpa** et **Fatoumata Sinko Coulibaly** ces deux êtres qui ont su m'éduquer, qui étaient toujours derrière moi et qui m'ont poussé à aller de l'avant. Que ce travail leur témoigne mon amour et ma reconnaissance pour tous les sacrifices qu'ils ont fait. Qu'ils trouvent ici le témoignage du respect que je leur porte. Que Dieu leur préserve dans cette vie et après la mort.

A mes sœurs et frères: **Ramatou, Sékou, Bandjougou, Awa, Fanta, Hamala, Mohamed.**

A mes cousines: **Sétou, Sya, Fatou, Mariam et Bintou.**

A toute la famille : **Sinko Coulibaly** et **Samoura**, que ce travail soit l'expression de ma profonde affection.

A celle que je considère plus qu'une amie ma petite sœur pour tous ses encouragements et soutiens : **Assitan Mohamed Sissoko.**

A mon binôme **Salif Coulibaly** pour tout ce que j'ai pu apprendre à ses cotés, à sa femme ainsi qu'à toute sa famille !

A toutes les personnes au cours de ces 5 années!

A tous mes camarades, amis et à toute la promotion 2013.

Assa Bakhoré Samoura

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

A mon père YAYA et a ma mère LALA en reconnaissance de tout ce qu'ils ont fait Pour moi tout au long de mon existence, pour leurs soutiens, l'encouragement continuel, la patience, les sacrifices , les conseils éclairés et pour tout l'amour et l'affection portés en ma personne

A ma petite famille, ma femme Salimata et mon fils Yaya Salif pour tout le courage, la joie de vivre et la bonne humeur

A Mes sœurs : Fatou et Mariam

A Mon frères : Nouhoum

A Mes cousines : Mariam et youma Guisse, mado

A Toute les familles COULIBALY, SIDIBE, DIARRA , GUISSÉ, ALGIMAN, TOURE, KOITE

A Mon binôme 'Assa Bakhoré SAMOURA', ainsi que toute sa famille

A toute la Promo 2013

...SALIF COULIBALY

Remerciements

« A Allah le tout miséricordieux très miséricordieux qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail ».

Nous tenons à remercier très chaleureusement notre encadreur

Mr Touhari

pour la patience, l'abnégation, le dévouement, le soutien ainsi que toute la générosité qu'il nous a témoigné tout au long de la rédaction de notre mémoire.

Nous remercions également les membres du jury, pour l'honneur Qu'ils nous ont accordé en répondant favorablement à notre invitation, l'ensemble des Enseignants du Département de la science et technologie.

Et enfin, Nous remercions infiniment tous ceux qui nous ont aidés et encouragés de près ou de loin tout au long de notre formation.

ملخص:

تتناولت هاته الرسالة دراسة ديناميكية لمبنى مكون من طابق أرضي+ 7 طوابق+ طابق تحت أرضي للاستخدام السكني. في الواقع ، تم تحقيق الأبعاد المسبقة لجميع العناصر المقاومة وغير المقاومة. ثم كانت العناصر الثانوية (السلالم، الشرفات، الأرضي) موضوعًا للحساب اليدوي في حين العناصر الهيكلية تم تصميمها باستخدام برنامج قوي جدًا لهذا النوع من البنية المعروف بالايتابس ETABS. لضمان استقرار وصلابة الهيكل، تم وضع الجدران الخرسانية بطريقة مثالية لتحقيق نموذج نهائي. تم إجراء عمليات تحقق صارمة وتم اقتراح خيار حكيم لتعزيز جميع العناصر وفقًا لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة لمعرفة CBA93 و BAEL91 المعدلة 99 بالإضافة إلى احترام التنظيم الزلزالي الجزائري (RPA99 / version2003)

Résumé:

Le présent mémoire porte sur l'étude dynamique d'un bâtiment de rez de chaussée+7 étages + un Sous-sol à usage d'habitation. En effet un pré-dimensionnement de tous les éléments structuraux et non structuraux a été réalisé. Ensuite les éléments secondaires (escaliers, balcons, planchers, acrotère) ont fait l'objet d'un calcul manuel par contre les éléments structuraux ont été modélisés en utilisant un logiciel très performant pour ce genre de structure à savoir L'ETABS. Pour assurer la stabilité et la rigidité de la structure, des voiles ont été positionner d'une manière optimale pour aboutir à un modèle final. Des vérifications rigoureuses ont été effectuée et également un choix judicieux de ferrailage de tous les éléments a été proposé conformément aux règles de conceptions et de calculs des structures en béton armé à savoir le CBA93 et le BAEL91 modifié 99 ainsi qu'en respectant le règlement parasismique algérien (RPA99/version2003)

Summary

This thesis deals with the dynamic study of a 7-storey building + abasement for residential use. Indeed, a predimensioning of all the resistant and non-resistant elements has been realized. Then the secondary elements (stairs, balconies, floors, acroterium) were the subject of a manual calculation against the structural elements were modeled using a very powerful software for this vkind of structure to know the ETABS. To ensure the stability and rigidity of the structure, sails were positioned in an optimal way to achieve a final model. Rigorous verifications were carried out and also a judicious choice of reinforcement of all the elements was proposed according to the rules of design and calculations of the reinforced concrete structures to know the CBA93 and the BAEL91 modified 99 as well as respecting the seismic regulation Algerian (RPA99 / version2003).

Sommaire :

Introduction générale	1
Chapitre1: Généralité	
I.1. Introduction	2
I.2. Description de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.4. Hypothèses de calcul	11
Chapitre2: Pré-dimensionnement	
II.1. Introduction	12
II.2. Evaluation des charges et surcharges	12
II.3. Pré-dimensionnement des éléments résistants	15
II.4. Pré-dimensionnement des poutres	15
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	17
II.6. Pré-dimensionnement des voiles	35
Chapitre 3: Calcul des éléments non structuraux	
III. Introduction	36
III.1 Acrotère	36
III.2. Plancher en corps creux	42
III.3. Calcul du balcon	56
III.4. Ferrailage des escaliers	61
III.5. Ferrailage de la poutre Palière	71
III.6. Plancher à dalle pleine	78
Chapitre 4: Etude dynamique	
IV.1. Introduction	75
IV.2. Caractéristique dynamique	75
IV.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)	77
IV.4. Modélisation de rigidité	85
IV.5. Interprétation des résultats	95
IV.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	97
IV.7. Vérification des sollicitations normales	106
Chapitre 5: Ferrailage des éléments de contreventements	
V.1. Introduction	108
V.2. Ferrailage des poteaux	108
V.3. Ferrailage des poutres	119
V.4. Ferrailage des voiles	130
Chapitre 6: Infrastructure	
VI. Calcul des éléments de l'infrastructure	146
VI.2. Les Fondations	146
VI.3. Radier général	148
VI.4. Ferrailage des nervures	160

VI.5.La longrine	164
Références bibliographiques	
Annexe	

Liste des tableaux :

Chapitre1 : Généralité

Tableau I.1: Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 91 modifié 99.....	7
Tableau I.2: Propriétés mécaniques de l'acier	9

Chapitre2 : Pré-dimensionnement

Tableau II.1: Evaluation des charges du plancher terrasse.....	12
TableauII.2: Evaluation des charges du plancher courant (corps creux)	12
TableauII.3: Evaluation des charges des planchers en dalle pleine	13
TableauII.4: Evaluation des charges du mur extérieur	13
Tableau II.5: Evaluation des charges uniformément réparties des balcons	13
Tableau II.6: Evaluation des charges permanentes (concentrées due au poids du mur de balcon)	13
Tableau II.7: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....	14
Tableau II.8: Evaluation des charges de palier et la dalle en porte à faux de l'escalier	14
Tableau II.9: Evaluation des charges d'exploitations	14
Tableau II.10: Dégression des charges d'exploitation	18
Tableau II.11: Résultat de la loi de dégression	19
Tableau. II.12: Résultats de la dégression des charges.....	25
Tableau. II.13: Résultats de la dégression des charges	28
Tableau.II.14: Résultats de la dégression des charges	31
TableauII.15: Section des poteaux centraux	33
Tableau II.16: Section des poteaux de rive	34
Tableau II.17: Section des poteaux d'angle	34

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.1: les différentes sollicitations appliquées sur l'acrotère	37
Tableau.III.2: Caractéristiques géométriques et mécaniques	39
Tableau.III.3: combinaisons des charges du plancher.....	44
Tableau.III.4: formule du moment sur les appuis	45
Tableau.III.5: Les chargements de la poutrelle avant coulage	46
Tableau.III.6: Moment en travée, sur appuis et les efforts tranchant (Poutrelle à 4 travées).....	48
Tableau III.7 : Efforts maximaux en appuis et en travées	48
Tableau.III.8: Ferrailage de l'acrotère à l'ELU	49
Tableau III.9: Vérification des contraintes	50
Tableau.III.10: Ferrailage de l'acrotère à l'ELU	51
Tableau III.11: Vérification des contraintes dans l'appui	52
Tableau III.12: Vérification de la flèche	53
Tableau III.13 : Coefficient m de la nature de la dalle	56
Tableau III.14: combinaison des charges du balcon	57
Tableau.III.15: Ferrailage de l'acrotère à l'ELU	58
Tableau III.16: Combinaison des charges	63
Tableau III.17: Calcul des sollicitations	65
Tableau III.18: Résultats des sollicitations	67
Tableau.III.19: Ferrailage de l'escalier à l'ELU (en travée)	67
Tableau.III.20: Ferrailage de l'escalier à l'ELU (sur appui)	68
Tableau.III.21: Ferrailage de la poutre palière à l'ELU (sur appui)	73
Tableau.III.22: Ferrailage de la poutre palière à l'ELU (en travée)	74
Tableau III.23: Coefficient m de la nature de la dalle	78

Chapitre 4 : Etude dynamique

Tableau IV.1: Facteur de qualité Q de la structure	92
Tableau IV.2 : Paramètres sismiques	93
Tableau IV.3: Vérification des périodes	96
Tableau IV.4: Pourcentage de participation massique	97
Tableau IV.5: Calcul de force sismique	98
Tableau IV.6 : Vérification de la résultante de force sismique	98
Tableau IV.7:Vérification des déplacements inter-étages sens X	99
Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter-étages sens Y	99
Tableau IV.9: Vérification des périodes	102
Tableau IV.10: Pourcentage de participation massique	102
Tableau IV.11: Calcul de la force sismique	103
Tableau IV.12: Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	103
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étages sens EX	103
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étages sens EY	104
Tableau IV.15: Vérification de l'effet P- Δ sens EX	105
Tableau IV.16: Vérification de l'effet P- Δ sens EY	106
Tableau IV.17:Vérification de l'effort normal réduit	106
Tableau IV.18.Vérification de l'effort normal réduit	107

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments de contreventement

Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier	109
Tableau V.2: ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})	110
Tableau V.3: ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})	110
Tableau V.4: ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})	110
Tableau V.5: ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})	110
Tableau V.6: ferrailage des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr})	111
Tableau V.7: ferrailage des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr})	111
Tableau V.8 : choix des armatures des poteaux	111
Tableau V.9 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés	112
Tableau V.10:Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	112
Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	113
Tableau V.12: Espacements maximales selon RPA99	115
Tableau V.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	115
Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure	117
Tableau V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	120
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	120
Tableau V.17: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	120
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)	121
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)	121
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	121
Tableau V.21: Choix des armatures pour les poutres porteuses	122
Tableau V.22: Choix des armatures pour les poutres secondaires	122
Tableau V.23 : Vérification de la condition de non fragilité	122
Tableau V.24 : Vérification des poutres principales	123
Tableau V.25 : Vérification des poutres principales	123
Tableau V.26: Vérification des poutres secondaires à l'ELS	123
Tableau V.27: Vérification des poutres secondaires à l'ELS	124
Tableau V.28: Vérification de la contrainte de cisaillement	124
Tableau V.29 : Choix des armatures transversales	125

Tableau V.30 : Vérification de la flèche	128
Tableau V.31 : Vérification de la flèche	128
Tableau V.32 : Caractéristiques et ferrailage des voiles	143
Tableau V.33 : Tableau de ferrailage des voiles	144
Tableau V.34 : Vérification de l'effort tranchant des voiles	145

Chapitre 6 : Infrastructure

Tableau VI.1 : surfaces des semelles	148
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU	155
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS	156
Tableau VI.4 : Calcul des moments	158
Tableau VI.5 : Ferrailage de la dalle (x-x)	158
Tableau VI.6 : Ferrailage de la dalle (y-y)	158
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes	159
Tableau VI.8: Vérification des contraintes	159
Tableau VI.9: Ferrailage des nervures	160
Tableau VI.10: Ferrailage des nervures	160
Tableau VI.11: Vérification des contraintes	161
Tableau VI.12: Vérification des contraintes	161
Tableau VI.13: Ferrailage du débord	164
Tableau VI.14: Vérification des contraintes du débord	164
Tableau VI.15: ferrailage vertical	165
Tableau VI.16: Vérification des contraintes à l'ELS	169

Liste des figures :

Chapitre 1:Généralité

Figure I.1: Dimensions en plan	3
Figure I.2 : Plancher à corps creux	4
Figure I.3: Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton	8
Figure I.4 : Diagramme contraint - déformation de l'acier	10

Chapitre 2:Pré-dimensionnement

Figure II.1 : Surface revenant au poteau central	22
Figure II.2 : Surface revenant au poteau de rive	25
Figure II.3 : Surface revenant au poteau d'angle	28
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	35

Chapitre 3: Calcul des éléments secondaires

Figure.III.1 : Sollicitation de l'acrotère	36
Figure III.2: Diagramme des efforts à l'acrotère	38
Figure III.3: schéma statique	39
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère	41
Figure III.5 : Composants du plancher	42
Figure III.6: Schéma statique de poutrelle Type1 (4 travées)	42
Figure III.7: Schéma statique de poutrelle Type2 (3 travées)	43
Figure III.8: Coupe horizontale de poutrelle	43
Figure.III.9: Poutrelle préfabriquée	46
Figure III.10: Section de la poutrelle	47
Figure III.11: Disposition constructive de ferrailage de poutrelle	54
Figure III.12: Schéma de ferrailage de dalle de compression	55
Figure III.13: dimension du balcon	56
Figure III.14. Coupe d'un escalier	61
Figure III.15. Schéma statique de l'escalier	62
Figure III.16 : schéma statique d'escalier	64
Figure III.17 : schéma statique d'escalier	64
Figure III.18 : Diagramme des efforts internes à l'ELU	66
Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à l'ELS	66
Figure III.20 : Schéma de ferrailage des escaliers	88
Figure III.21: Poutre palière	71
Figure III.22: ferrailage de la poutre palière	71
Figure III.23: Ferrailage de la dalle	83

Chapitre 4 : Etude dynamique

Figure IV.1 : Spectre de réponse	89
Figure IV.2 : Modèle initiale de disposition des voiles	95
Figure IV.3 : Comportement des trois premiers modes du modèle initial	96
Figure IV.4 : Disposition finale des voiles	100
Figure IV.5 : Comportement des trois premiers modes du modèle final	101
Figure IV.6 : Evaluation des effets du second ordre	104

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments de contreventements

Figure V.1: Croquis de ferrailages des poteaux	118
Figure V.2: Arrêt des barres	118
Figure V.3 : Ferrailage des poutres porteuses	126
Figure V.4 : Ferrailage des poutres non porteuses	129
Figure V.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	129
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	131
Figure V.7 : vue en plan du voile pleine en L	136
Figure V.7 : Schéma de ferrailage du voile	136
Figure V.8 : Vue en plan du voile plein en U	139
Figure V.9.Schéma de ferrailage	140
Figure V.10.Schéma de ferrailage du voile en U	143

Chapitre 6 : Infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolée	147
Figure VI.2 : semelles	147
Figure VI.3 : Radier en béton armé	149
Figure VI.4 : Contraintes sous radier	155
Figure VI.5 : Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité	156
Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m	159
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures sens x-y	162
Figure VI.8 : Ferrailage longrine	163
Figure VI.9 : Les voiles périphériques	165
Figure VI.10 : Poussée de terre	165
Figure VI.11 : Ferrailage du voile périphérique	170

Liste des Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- C_d : Coefficient dynamique.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- l : Elancement.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \overline{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.

- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

les séismes constituent une grande menace pour plusieurs régions du monde surtout pour les constructions occasionnant des risques très élevés de pertes en vie humaines ainsi que des destructions importantes en bien matériels aussi bien. L'Algérie, et particulièrement les régions situées dans sa partie nord ne sont pas à l'abri de tels phénomènes et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure ...ets).

Les objectifs visés pour cette étude sont :

- Chercher une structure stable, rigide et résistante tous en respectant les aspects architecturaux et conformes aux normes en vigueur (RPA99/2003) ;
- Trouver une meilleure disposition des éléments structuraux en tenant compte l'aspect économique comme indicateur de performance important.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à étudier un bâtiment implanté dans une zone de sismicité élevée (Wilaya d'Alger commune d'Ain Benian), comportant un RDC, sept étages et un Sous-Sol.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre aux généralités ou on présente les principes généraux de calculs et vérifications des éléments en béton armé aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser. Le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et voiles sont présentés dans le chapitre deux alors que le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaires. En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure ce qui fera l'objet de 4ème chapitre et cela en tentant diverses dispositions des voiles et on retiendra la bonne si non la meilleure disposition possible qui offrent à la structure un bon comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003). Le ferrailage des poteaux, poutres et voiles de contreventement se fera avec les résultats finals de l'étude dynamique (les efforts) tout en vérifiant les critères imposés par RPA99, CBA93 et BAEL99, et enfin nous nous terminons notre travail par une étude des fondations et une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

CHAPITRE

I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le présent chapitre porte sur la description générale de notre projet, des paramètres tels que les dimensions, la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé seront évoqués.

I.2 Description de l'ouvrage

I.2.1. présentation de l'ouvrage

Ce projet porte sur l'étude dynamique d'un bâtiment de forme angle de sept étages avec un rez-de-chaussée (R+7+SS) en béton armé implanté dans la wilaya d'Alger dans la commune d'Ain Benian, elle est composée de:

- Un sous-sol destiné aux stockages ;
- Sept étages à usage d'habitation ;
- Un rez-de-chaussée à usage commercial ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation d'après la classification des RPA99 version 2003.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité élevée (zone III).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.2.2. Dimensions

Dimension en élévation

- La hauteur totale du bâtiment25.42m
- La hauteur du sous-sol3,06 m
- La hauteur du rez-de-chaussée4.00m
- La hauteur des étages courants3,06 m
- La hauteur de l'acrotère0.80 m

Dimension en plan

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

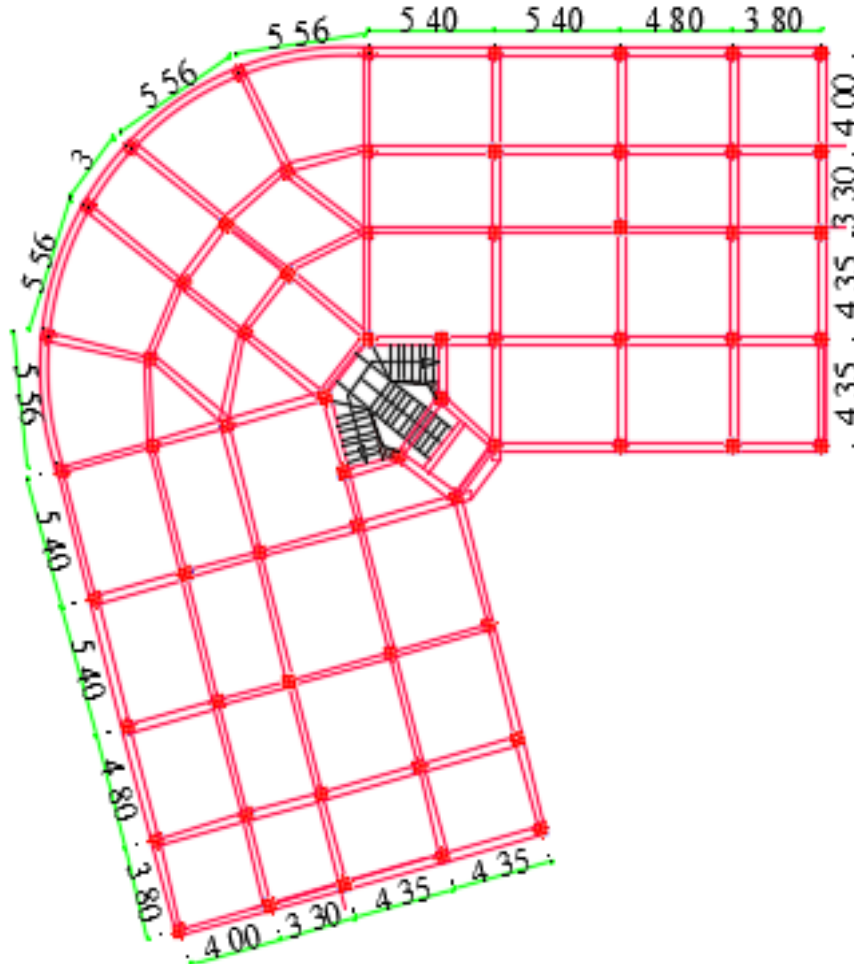


Figure I-1 : Dimensions en plan

I.2.3. Ossature de l'ouvrage

Le système de contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, tout en justifiant l'interaction portiques-voiles pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Selon [selon le **RPA99/VERSION 2003**] notre ouvrage est un système de contreventement de *type 4a*. Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.2.4. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Le bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les panneaux réguliers.
- Plancher à dalle pleine pour les panneaux irréguliers.

I.2.4.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé. Le plancher terrasse comporte un complexe d'étanchéité et une forme de pente qui facilite l'écoulement des eaux pluviales.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent de la force sismique.



Figure I.2 : Plancher à corps creux

I.2.4.2 Plancher dalle pleine (DP)

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

I.2.5. Terrasse

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible.

I.2.6. Maçonnerie

Dans notre ouvrage, les murs sont réalisés en brique creuse (maçonnerie non rigide). Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigides, elles sont constituées de :

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

I.2.7. Revêtement

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
- Carrelage de 2cm pour les différents planchers et escaliers ;
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds ;
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.2.8. Escalier

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents d'une construction, dans notre ouvrage ils sont constitués de deux volées droites et un palier de repos.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

I.3.1. Béton

Le béton est un matériau hétérogène obtenu en mélangeant : un liant qui est généralement du ciment, des graviers (sable, gravier), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le béton présente une très bonne résistance à la compression néanmoins sa résistance à la traction est considérablement faible. Sa résistance à la compression est comprise entre 20 MPa à 40 MPa, alors que sa résistance à la traction n'est que de l'ordre de 2 à 4 MPa. Pour pallier à cette insuffisance, on est conduit à associer au béton un matériau possédant une meilleure résistance à la traction.

La composition courante de 1 m³ de béton ordinaire est approximativement la suivante :

- 375 Kg de ciment de type CPJ 42.5
- 400 litres de sable 0/5
- 800 litres de gravillons 3/8 et 8 /15
- 175 à 180 litres d'eau de gâchage.

Le béton employé dans les constructions en béton armé doit posséder des propriétés physico-mécaniques bien déterminées ; il doit être **résistant**, présenter une bonne **adhérence** aux armatures et très convenables **compact** et **étanche** pour protéger les aciers contre la corrosion. Ce projet a été réalisé avec un béton ordinaire de résistance égale à 25 MPa.

I.3.1.1. Résistance à la compression

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations. Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, donnant une section de 201 cm², écrasées en compression. La nature et les dimensions des éprouvettes sont celles préconisées pour les normes AFNOR.

Lors de l'établissement des projets, la qualité du béton qui sera mis en place est inconnue à priori. Le règlement BAEL91/modifié 99 admet les résistances caractéristiques suivantes pour des conditions de chantier courantes.

Tableau I.1. Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 91 modifié 99.

Qualité du béton	Dosage en ciment (Kg /m ³)	Résistance moyenne (MPa)	Résistance caractéristique à 28 j (MPa)	
			Compression	Traction
Béton de faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de résistance modérée	375	30 à 35	25	2.1
Résistance élevée	400 + Adjuvant	40 à 50	30	2,4

I.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

La résistance à la traction est en générale 10 à 12 fois plus faible que celle à la compression du béton. La mesure directe de la résistance du béton à la traction est difficile à réaliser. On peut citer trois méthodes permettant de déterminer la résistance du béton à la traction.

a-Essai de traction directe

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

b- Essai de traction par flexion

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 (7x7x28 cm) reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « flexion par trois points ».

- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « flexion par quatre points ».

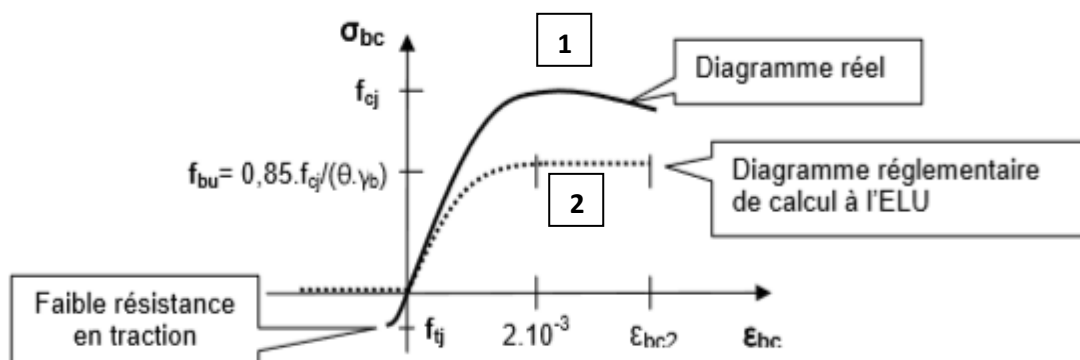
c- Essai de traction par fendage (essais Brésilien)

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa

I.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul

Les logiciels de calculs ont été programmés par des méthodes non linéaires (non linéarité géométrique du matériau).



$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ si } f_{cj} < 40 \text{ MPa et } \varepsilon_{bc} = (4,5 - 0,025 \cdot f_{cj}) \cdot 10^{-3} \text{ si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.}$$

Figure I.3. Courbes contraintes-déformations 1 Réel et 2 diagrammes de calcul à l'ELU [BAEL 91]

I.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité E_b)

Sous charges instantanées (durée d'application inférieure à 24heures).

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

Avec E_{ij} et f_{cj} sont respectivement le module d'élasticité et la résistance caractéristique à j jours en MPa

Sous charges de longue durée d'application: le module de déformation du béton à j jours est

$$\text{pris égal à: } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

I.3.1.5. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur L à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, mais également une expansion latérale.

Le coefficient de poisson est défini comme un différentiel de déformation latérale divisé par un différentiel de déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial \varepsilon_e}$$

On admet :

$\nu = 0,2$. Pour un béton ordinaire

I.3.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau I.2.

Tableau I.2. Propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses	F _c E400	400	6	Armatures transversales de poutrelles
Haute adhérence (HA)	F _c E400	400	8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

I.3.2.1. Contraintes limite de calcul

a-Contrainte limite à l'E.L.U

La Figure I.4 présente la variation des contraintes de calcul σ_s en fonction de déformations des armatures longitudinales ε_s .

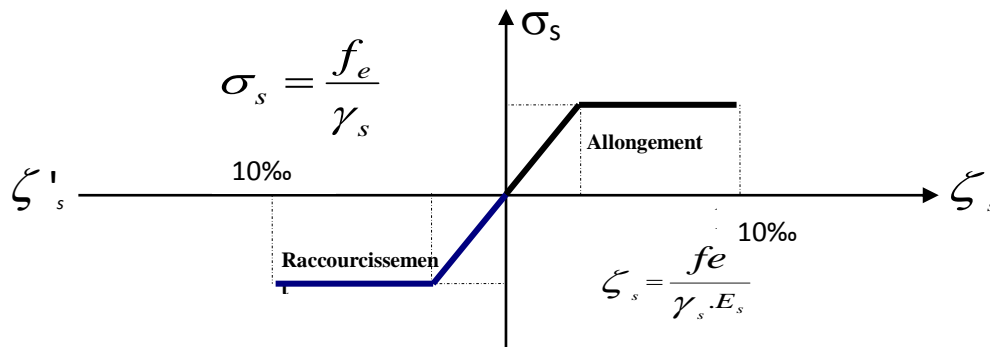


Figure I.4. Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier

σ_s : Contrainte de l'acier

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Cas d'actions courantes} \\ 1.00 \text{ Cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

b-Contraintes limite à l'E.L.S

1- Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

2- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} = \xi$$

η = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les barres à hautes adhérences.

3-Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi$$

I.3.2.2. Module d'Elasticité

Le module d'élasticité de l'acier est pris égale à 200000 MPa.

I.3.2.3. Coefficient d'équivalence

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

Avec :

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

I.4. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- La contrainte du béton à la traction est négligeable



CHAPITRE

II

PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections et épaisseurs des éléments de notre structure : (poutres, poteaux, voile, escalier, planchers, balcon) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Le pré dimensionnement sera fait selon des formules empiriques utilisées par les règlements, notamment le «BAEL 91», le «RPA 99 version 2003 » et le «CBA 93 » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. Les tableaux suivants suivant représentent l'évaluation des charges permanentes et des charges d'exploitations des éléments de la structure

Tableau II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	➤ Poids volumique (KN/m ³) [DTR B.C. 2.2]	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Protection en gravillons	4	20	0.8
02	Forme de pente	12	22	2.64
03	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
04	Isolation thermique	4	4	0.16
05	Dalle en béton armé (Corps creux)	20	-	2.80
06	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Total				6.72 KN/m²

Tableau II.2 Evaluation des charges du plancher courant (corps creux)

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	➤ Poids volumique (KN/m ³) [DTR B.C. 2.2]	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	3	18	0.54
04	Dalle en béton armé (Corps creux)	20	-	2.80
05	Enduit en plâtre	2	10	0.2
06	Cloisons	10	-	1
Total				5.34 KN/m²

Tableau II.3 Evaluation des charges des planchers en dalle pleine

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	➤ Poids volumique (KN/m ³) [DTR B.C. 2.2]	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	3	18	0.54
04	Dalle pleine	20	25	5
05	Enduit en plâtre	2	10	0.2
	Total			6.54.KN/m²

Tableau II.4 Evaluation des charges du mur extérieur

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	➤ Poids volumique (KN/m ³) [DTR B.C. 2.2]	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Revêtement extérieur	2	18	0.36
02	Briques creuses	15	9	1.3
03	Briques creuses	10	9	0.9
04	Lame d'air	5	-	-
05	Enduit en plâtre	2	10	0.2
	Total			2.76 KN/m²

Tableau II.5 Evaluation des charges uniformément réparties des balcons

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	➤ Poids volumique (KN/m ³) [DTR B.C. 2.2]	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	-	0.36
04	Dalle en béton armé	15	25	3.75
05	Enduit en ciment	2	18	0.36
	Total			5.27 KN/m²

Tableau II.6 Evaluation des charges permanentes concentrées due au poids du mur de balcon

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	volumique (KN/m ³)[DTR B.C. 2.2]	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Brique creuse	10*15	9	2.2
02	Enduit en ciment	2*2	18	0.72
	Total			2.92 KN/m²

Tableau II.7 Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

La charge	Epaisseur (cm)	➤ Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre	18	$25 \times 0,18 / \cos \alpha = 5,51$
Mortier de pose horizontal	2	$0,02 \times 20 = 0,4$
Mortier de pose vertical	2	$0,02 \times 20 = 0,4$
poids propre des marches	2	$0,17 / 2 \times 22 = 1,87$
carrelage horizontal	2	$0,02 \times 20 = 0,4$
carrelage vertical	2	$0,02 \times 20 = 0,4$
Garde corps	-	1
Enduit en ciment	2	$0,02 \times 18 = 0,36$
	Total	10.34 KN/m²

Tableau II.8 Evaluation des charges de palier et la dalle en porte à faux de l'escalier

La Charge	Epaisseur (cm)	➤ Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre	18	$25 \times 0,18 = 4,5$
Mortier de pose	2	$0,02 \times 20 = 0,4$
Carrelage	2	$0,02 \times 20 = 0,4$
Enduit de ciment	2	$0,02 \times 18 = 0,36$
	Total	5,66 KN/m²

Tableau II.9 Evaluation des charges d'exploitations

N°	Elément	➤ Charges d'exploitation(KN/m ²) [DTR B.C. 2.2]
01	Plancher terrasse	1,0
02	Plancher courant	1.5
03	Acrotère	1
04	Escalier	2,5
05	Balcon	3,5

II.3. Pré-dimensionnement des éléments

II.3.1. Les planchers

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $\frac{1}{25} \leq h \leq \frac{1}{20}$

l: plus grande portée dans le sens considéré :

$$\frac{390}{25} \leq h \leq \frac{390}{20}$$

$$15.6\text{cm} \leq h \leq 19.5\text{cm}$$

16 cm pour le corps creux.

4 cm pour la dalle de compression.

Donc **h = 20cm**

$$h = (16 + 4) \text{ cm}$$

- **Pour les plancher de dalle pleine**

L'épaisseur de la dalle pleine est de 20 cm.

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), et les sections trouvées doivent être vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**).

Les deux étapes principales de pré dimensionnement sont résumées ci-dessous.

► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L_{\max} : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)

Soit $L_{\max} = 4.95$ m de poutre principale et $L_{\max} = 3.90$ m de poutre secondaire.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

► Selon le R.P.A 99 /version2003

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30$ cm

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1. Poutres principales

II.4.1.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 9

$$33\text{cm} \leq h \leq 49.5\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On adopte une section de **(30 x 40) cm²**.

II.4.1.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

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

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99/V2003 sont vérifiées.

II.4.2. Poutres secondaires

II.4.2.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On adopte une section de **(30 x 35) cm²**

II.4.2.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003 (Zone 111)

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

Conclusion

Poutres principales : (b×h) = (30×40) cm²

Poutres secondaires : (b×h) = (30×35) cm²

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

II.5.1. Principe de pré-dimensionnement

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau central, le poteau d'angle et le poteau de rive les plus sollicités de la structure. Chaque type de ces poteaux supporte une surface du plancher chargé. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge et on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.2. Etapes de pré-dimensionnement

Les étapes de pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la

Compression simple.

- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99/version 2003.

II.5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n, **numérotés à partir du sommet du bâtiment**. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque **les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages**, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **5 %**, valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableau II.10 montre la loi de dégression et le Tableau II.11 présente les charges obtenues selon la loi de dégression des charges.

Tableau II.10. Dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$
1	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
2	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
3	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
5	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
6	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
7	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$
RDC	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,68(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$
Sous-Sol	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$

Tableau II.11. Résultat de la loi de dégression

Niveau	Q (KN/m ²)	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
N ₁	1.5	2.50
N ₂	1.5	3.85
N ₃	1.5	5.05
N ₄	1.5	6.10
N ₅	1.5	7.00
N ₆	1.5	7.75
N ₇	1.5	8.45
N _{RDC}	1.5	9.25
Sous-Sol	1.5	10

II.5.4. Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec

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

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

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

l_f : longueur de flambement ;

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

Et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).

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

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

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$) .

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur

- Poteau rectangulaire :.....($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2].
- Poteau circulaire :.....($Br = \frac{\pi(D - 0,02)^2}{4}$) [m^2].

➤ **Selon le BAEL91- modifié 99**

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.066N_u$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

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

$$\begin{cases} * \text{Min}(a,b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a,b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

➤ **L'état limite de service :**

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL91 modifié 99.

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'E.L.S tel que $N_{\text{ser}} = G + Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1%B. (zone 3)

σ_{ser} : La contrainte de compression à l'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots (2.3)$$

II.5.4.1.Poteau central

La surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité de section (45x 45) cm² est :

$$S = (2.55+2.25) \times (2.025+2.025) = 19.44 \text{ m}^2$$

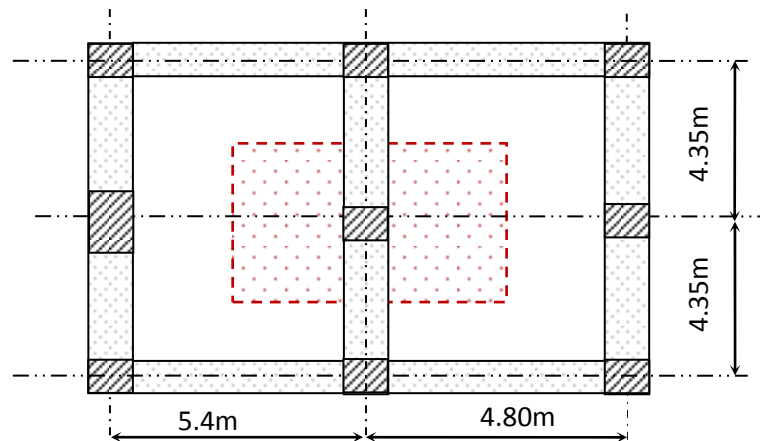


Figure II.1. Surface revenant au poteau central

Calcul des charges

Charges permanente

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (fondations).

Niveau 1

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6.72 \times 19.44 = 130.63 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{ KN}$

$N_{GIT} = 170.03 \text{ KN}$

Niveau 2

Poids revenant 1^{eme} étage : $N_{GIT} = 170.03 \text{ KN}$

Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$

$N_{G2T} = 313.24 \text{KN}$

Niveau 3

Poids revenant 3^{ème} étage $N_{G2T} = 313.24 \text{KN}$

Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$

$N_{G3T} = 456.45 \text{KN}$

Niveau 4

Poids revenant 3^{ème} étage $N_{G3T} = 456.45 \text{KN}$

Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$

$N_{G4T} = 599.66 \text{KN}$

Niveau 5

Poids revenant 4^{ème} étage $N_{G4T} = 599.66 \text{KN}$

Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$

$N_{G5T} = 742.87 \text{KN}$

Niveau 6

Poids revenant 5^{ème} étage $N_{G5T} = 742.87 \text{KN}$

Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
 $N_{G7T} = 886.08 \text{KN}$

Niveau 7

Poids revenant 6^{ème} étage $N_{G6T} = 886.08 \text{KN}$
 Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
 Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
 $N_{G7T} = 1034.05 \text{KN}$

Niveau 8

Poids revenant 7^{ème} étage $N_{G7T} = 1034.05 \text{KN}$
 Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
 P Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (4 - 0.40) = 18.23 \text{KN}$
 $N_{G8T} = 1182.02 \text{KN}$

Niveau 9

Poids revenant 8^{ème} étage $N_{G8T} = 1182.02 \text{KN}$
 Poids plancher courants $GPT = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
 Poids des poutres secondaires $GPS = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
 $N_{G9T} = 1325.23 \text{KN}$

Nota: poteau central majeure entre 10% et 15% (B.A.E.L 91 modifié 99)

$N_{GT} = N_{G9T} + (N_{G9T} \times 0.15) = 1524.01 \text{KN}$

Charges d'exploitation

Le Tableau II.12 présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ($N_Q = S \times Q$) après dégression des charges.

Tableau. II.12. Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
T	1.00	19.44
N ₁	2.50	48.6
N ₂	3.85	74.84
N ₃	5.05	98.17
N ₄	6.10	118.58
N ₅	7.00	136.08
N ₆	7.75	150.66
N ₇	8.45	164.36
N _{RDC}	9.25	179.82
N _{Sous-sol}	10	194.4

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau II.15 représenté.

II.5.4.2. Poteau de rive

La surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité est :

$$S = (2.55 + 2.25) \times (2.025) = 9.72 \text{ m}^2$$

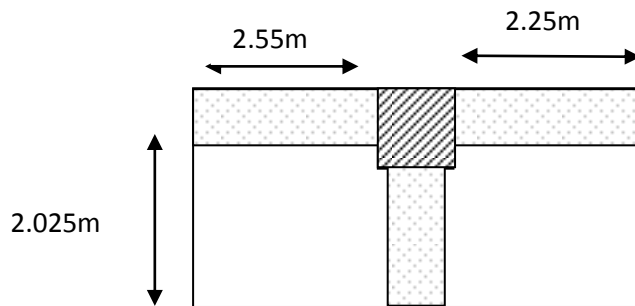


Figure II.2. Surface revenant au poteau de rive

Niveau 1

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6.72 \times 9.72 = 65.32 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{ KN}$

N_{G1T} = 99.4KN

Niveau 2Poids revenant 1^{ème} étage : $N_{G1T} = 99.4\text{KN}$ Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 9.72 = 51.90\text{KN}$ Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3\text{KN}$ Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31\text{KN}$ Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47\text{KN}$ **$N_{G2T} = 185.38\text{KN}$** **Niveau 3**Poids revenant 2^{ème} étage $N_{G2T} = 185.38\text{KN}$ Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 9.72 = 51.90\text{KN}$ Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3\text{KN}$ Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31\text{KN}$ Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47\text{KN}$ **$N_{G3T} = 271.36\text{KN}$** **Niveau 4**Poids revenant 3^{ème} étage $N_{G3T} = 271.36\text{KN}$ Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 9.72 = 51.90\text{KN}$ Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3\text{KN}$ Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31\text{KN}$ Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47\text{KN}$ **$N_{G4T} = 357.34\text{KN}$** **Niveau 5**Poids revenant 4^{ème} étage $N_{G4T} = 357.34\text{KN}$ Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 9.72 = 51.90\text{KN}$ Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3\text{KN}$ Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31\text{KN}$ Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47\text{KN}$ **$N_{G5T} = 443.32\text{KN}$**

Niveau 6

Poids revenant 5 ^{ème} étage	$N_{G5T} = 443.32 \text{KN}$
Poids plancher courants	$GPT = 5.34 \times 9.72 = 51.90 \text{KN}$
Poids des poutres principales	$GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
Poids des poutres secondaires	$GPS = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
Poids du poteau	$PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
$N_{G6T} = 529.3 \text{KN}$	

Niveau 7

Poids revenant 6 ^{ème} étage	$N_{G6T} = 529.3 \text{KN}$
Poids plancher courants	$GPT = 5.34 \times 9.72 = 51.90 \text{KN}$
Poids des poutres principales	$GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
Poids des poutres secondaires	$GPS = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
Poids du poteau	$PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
$N_{G7T} = 615.28 \text{KN}$	

Niveau 8

Poids revenant 7 ^{ème} étage	$N_{G7T} = 615.28 \text{KN}$
Poids plancher courants	$GPT = 5.34 \times 9.72 = 51.90 \text{KN}$
Poids des poutres principales	$GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
Poids des poutres secondaires	$GPS = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
Poids du poteau	$PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (4 - 0.40) = 18.23 \text{KN}$
$N_{G8T} = 706.02 \text{KN}$	

Niveau 9

Poids revenant 8 ^{ème} étage	$N_{G8T} = 706.02 \text{KN}$
Poids plancher courants	$GPT = 5.34 \times 9.72 = 51.90 \text{KN}$
Poids des poutres principales	$GPP = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{KN}$
Poids des poutres secondaires	$GPS = 0.30 \times 0.35 \times 3.9 \times 25 = 10.23 \text{KN}$
Poids du poteau	$PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
$N_{G9T} = 792 \text{KN}$	

Nota: poteau central majore entre 10% et 15% (B.A.E.L 91 modifié 99)

$$N_{GT} = N_{G9T} + (N_{G9T} * 0.15) = 910.8 \text{KN}$$

Charges d'exploitation

Le Tableau II.13.présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ($N_Q = S \times Q$) après dégression des charges.

Tableau. II.13. Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
T	1.00	9.72
N ₁	2.50	24.3
N ₂	3.85	37.42
N ₃	5.05	49.09
N ₄	6.10	59.29
N ₅	7.00	68.04
N ₆	7.75	75.33
N ₇	8.45	82.13
N _{RDC}	9.25	89.91
N _{Sous-sol}	10	97.2

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau II.16 représente.

II.5.4.3.Poteau d'angle

La surface du plancher revenant au poteau d'angle le plus sollicité est :

$$S = (2.025) \times (1.75) = 3.54\text{m}^2$$

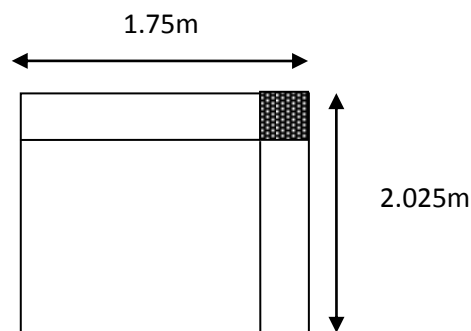


Figure II.3.Surface revenant au poteau d'angle

Niveau 1

Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6.72 \times 3.54 = 23.81\text{KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 2.05 \times 25 = 6.15\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31\text{KN}$

Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47\text{KN}$

N_{G1T} = 48.74KN

Niveau 2

Poids revenant 1^{ème} étage : $N_{G1T}=48.74\text{KN}$

Poids plancher courants $G_{PT}=5.34\times 3.54=18.90\text{KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30\times 0.40\times 2.05\times 25=6.15\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30\times 0.35\times 2.025\times 25=5.31\text{KN}$

Poids du poteau $PP=(0.45\times 0.45)\times 25\times (3.06-0.40)=13.47\text{KN}$

$N_{G2T} = 92.57\text{KN}$

Niveau 3

Poids revenant 2^{ème} étage $N_{G2T}=92.57\text{KN}$

Poids plancher courants $G_{PT}=5.34\times 3.54=18.90\text{KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30\times 0.40\times 2.05\times 25=6.15\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30\times 0.35\times 2.025\times 25=5.31\text{KN}$

Poids du poteau $PP=(0.45\times 0.45)\times 25\times (3.0-0.40)=13.47\text{KN}$

$N_{G3T} = 136.4\text{KN}$

Niveau 4

Poids revenant 3^{ème} étage $N_{G3T}=136.4\text{KN}$

Poids plancher courants $G_{PT}=5.34\times 3.54=18.90\text{KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30\times 0.40\times 2.05\times 25=6.15\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30\times 0.35\times 2.025\times 25=5.31\text{KN}$

Poids du poteau $PP=(0.45\times 0.45)\times 25\times (3.06-0.40)=13.47\text{KN}$

$N_{G4T} = 180.23\text{KN}$

Niveau 5

Poids revenant 4^{ème} étage $N_{G4T}=180.23\text{KN}$

Poids plancher courants $G_{PT}=5.34\times 3.54=18.90\text{KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30\times 0.40\times 2.05\times 25=6.91\text{KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30\times 0.35\times 2.025\times 25=5.31\text{KN}$

Poids du poteau $PP=(0.45\times 0.45)\times 25\times (3.06-0.40)=13.47\text{KN}$

$N_{G5T} = 224.82\text{KN}$

Niveau 6

Poids revenant 5^{ème} étage $N_{G5T} = 224.82 \text{KN}$
 Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 3.54 = 18.90 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 2.05 \times 25 = 6.15 \text{KN}$
 Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
 $N_{G6T} = 268.65 \text{KN}$

Niveau 7

Poids revenant 6^{ème} étage $N_{G6T} = 268.65 \text{KN}$
 Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 3.54 = 18.90 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 2.05 \times 25 = 6.15 \text{KN}$
 Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
 $N_{G7T} = 312.48 \text{KN}$

Niveau 8

Poids revenant 7^{ème} étage $N_{G7T} = 312.48 \text{KN}$
 Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 3.54 = 18.90 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 2.05 \times 25 = 6.15 \text{KN}$
 Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (4 - 0.4) = 18.23 \text{KN}$
 $N_{G8T} = 361.07 \text{KN}$

Niveau 9

Poids revenant 8^{ème} étage $N_{G8T} = 361.07 \text{KN}$
 Poids plancher courants $G_{PT} = 5.34 \times 3.54 = 18.90 \text{KN}$
 Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 2.05 \times 25 = 6.15 \text{KN}$
 Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 2.025 \times 25 = 5.31 \text{KN}$
 Poids du poteau $PP = (0.45 \times 0.45) \times 25 \times (3.06 - 0.40) = 13.47 \text{KN}$
 $N_{G9T} = 404.90 \text{KN}$

Nota: poteau central majeure entre 10% et 15% (B.A.E.L 91 modifié 99)

$N_{GT} = N_{G9T} + (N_{G9T} * 0.15) = 465.64 \text{KN}$

Charges d'exploitation

Le Tableau II.14. Présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ($N_Q = S \times Q$) après dégression des charges.

Tableau.II.14. Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
T	1.00	3.54
N ₁	2.50	8.85
N ₂	3.85	13.63
N ₃	5.05	17.88
N ₄	6.10	21.59
N ₅	7.00	24.78
N ₆	7.75	27.44
N ₇	8.45	29.91
NRDC	9.25	32.75
N Sous-sol	10	35.4

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau II.17 représente.

Vérification du poteau 45*45:

$$(\gamma_b=1,50)(\gamma_s=1,15)(f_e=400\text{MPa})(f_{c28}=25\text{MPa}) \quad \lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$$

- **Section réduite**

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui les prennent

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70$$

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

$$Br \geq \frac{1.2 \times 2.327}{\frac{14.16}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}}$$

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

$$f_{bc} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$Br \geq 0.149 \text{ m}^2$$

$$Br \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.149} + 0.02$$

$$a \geq 0.406 \text{ m}$$

Donc on prend $a = b = 45 \text{ cm}$

➤ **vérification des conditions du « RPA99 version 2003 »**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow a = 45 > 30 \text{ cm} \quad \text{CV} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \dots \dots \dots \Rightarrow a = 45 > \frac{306}{20} = 15.3 \quad \text{CV} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Vérification de la section à l'ELS

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

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{1703.83 \times 10^3}{1.15 \times 450^2} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 7.32 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

Vérification du poteau du Sous-Sol au flambement

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{45 \times 45^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 341718.75 \text{ cm}^4$$

- **Rayon de giration i_x, i_y .**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i}$$

Avec : $l_f = 0.7l_0$ (cas général)

$$l_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$l_f = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{12.99}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 16.49$$

Donc on a :

$\lambda_x = \lambda_y = 16.49 < 50$ le flambement est vérifié

Donc la section 45*45 est convenable, pour des raisons économiques, on adopte des poteaux de sections différentes en les diminuant dans les niveaux supérieurs. Les résultats obtenus seront détaillés dans les tableaux suivants.

Tableau II.15. Section des poteaux centraux

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Obs.
7	170.03	19.44	258,7005	189,47	166,01	12,90	30x30	35x35	Ok
6	313.24	48.6	495,774	361,84	318,31	17,86	30x30	35x35	Ok
5	456.45	74.84	728,4675	531,29	467,71	21,64	30x30	35x35	Ok
4	599.66	98.17	956,796	697,83	614,31	24,81	30x30	40x40	Ok
3	742.87	118.58	1180,7445	861,45	758,01	27,55	30x30	40x40	Ok
2	886.08	136.08	1400,328	1022,16	899,01	30,01	30x30	40x40	Ok
1	1034.05	150.66	1621,9575	1184,71	1041,31	32,28	30x30	45x45	Ok
RDC	1182.02	164.36	1842,267	1346,38	1182,81	34,41	30x30	45x45	Ok
Sous-sol	1524.01	179.82	2327,1435	1703,83	1494,1	38,67	30x30	45x45	Ok

Tableau II.16. Section des poteaux de rive

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Obs.
7	99.4	9.72	148,77	109,12	95,517	9,79	30x30	35x35	Ok
6	185.38	24.3	286,713	209,68	184,01	13,58	30x30	35x35	Ok
5	271.36	37.42	422,466	308,78	271,2	16,48	30x30	35x35	Ok
4	354.34	49.09	551,994	403,43	354,4	18,845	30x30	40x40	Ok
3	443.32	59.29	687,417	502,61	441,3	21,03	30x30	40x40	Ok
2	529.31	68.04	816,6285	597,35	524,3	22,91	30x30	40x40	Ok
1	615.28	75.33	943,623	690,61	605,8	24,63	30x30	45x45	Ok
RDC	706.02	82.13	1076,322	788,15	691,01	26,31	30x30	45x45	Ok
Sous-sol	910.8	89.91	1364,445	1000,71	876,01	29,62	30x30	45x45	Ok

Tableau II.17. Section des poteaux d'angle

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Obs.
7	48.74	3.54	71.109	52.28	45,6	6,77	30x30	35x35	Ok
6	92.57	8.85	138.2445	101.35	88,7	9,44	30x30	35x35	Ok
5	136.4	13.63	204.585	150.03	131,3	11,47	30x30	35x35	Ok
4	180.23	17.88	270.1305	198.11	173,4	13,18	30x30	40x40	Ok
3	224.82	21.59	335.892	246.41	215,6	14,70	30x30	40x40	Ok
2	268.65	24.78	399.8475	293.63	256,7	16,04	30x30	40x40	Ok
1	312.48	27.44	463.008	339.89	297,2	17,26	30x30	45x45	Ok
RDC	361.07	29.91	532.3095	390.98	341,7	18,51	30x30	45x45	Ok
Sous-sol	465.64	32.75	677.739	498.39	435,1	20,87	30x30	45x45	Ok

II.6.Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version2003**. L'épaisseur minimale est de 15 cm, et elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

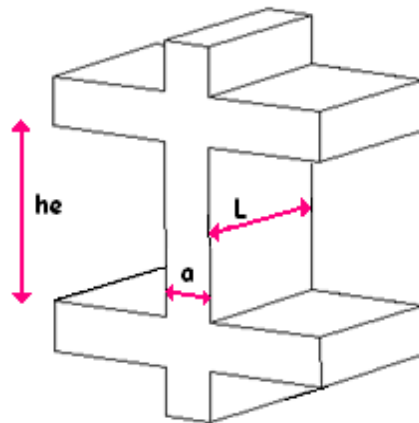


Figure II.4. Coupe de voile en élévation

On a : $h_e = 3.55\text{m} \rightarrow a \geq 3.55/20=0.178$ pour le RDC,

$h_e = 2.61\text{m} \rightarrow a \geq 2.61/20=0.131$ pour les étages courants et le Sous-Sol

On prend **a = 20cm**



CHAPITRE

III

CALCUL DES ELEMENTS NON-STRUCTURAUX

III. Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires à savoir l'acrotère, les planchers, les balcons et enfin les escaliers. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91, tout en respectant les exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA99.

III.1 Acrotère :

III.1.1 Introduction :

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

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=80\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

III.1.2.Evaluation des charges :

1/Charges permanentes :

On a la surface de l'acrotère $S=0,089\text{m}^2$

- **Le poids de l'acrotère est donné pour un mètre (m) linéaire :** $P_{\text{acrot}} = 2.225\text{KN/ml}$
- **Le poids de revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\delta=14\text{KN/m}^3$) :** $P_c = 0,504\text{KN/ml}$
- **La charge permanente totale de l'acrotère est donné par :** $G=P_d+P_c=2.729\text{KN/ml}$

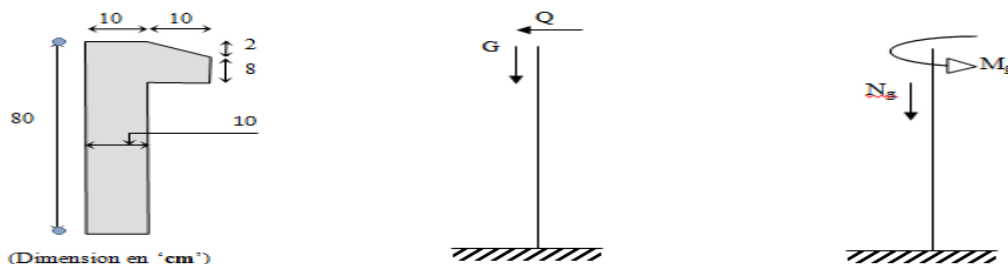


Figure.III.1. Sollicitation de l'acrotère

2/Charge d'exploitation :

- $Q_M=1\text{KN/ml}$ (main courante)

3/Les forces horizontales : (F_p)

D'après l'article 6.2.3 de RPA99/version 2003, l'action des forces horizontales est donnée par la formule suivante:

$$F_p = 4A.C_P.W_P$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99/version 2003

(La zone sismique III ; groupe d'usage 2) $\rightarrow A=0.25$

C_P : Facteur de force horizontale donné par le tableau (6-1) du RPA99/version 2003 ... $C_P=0.8$

W_P : Poids de l'acrotère = 2.729KN/ml

$$F_p=4*0.25*0.8*2.729=2.183\text{KN}$$

La charge d'exploitation ultime (Q_u) est le maximum de ($1.5Q$ et F_p)

$$Q_u= \max(1.5*1; F_p)= \max(1.5 \times 1 ; 2.183)=2,183\text{KN/ml}$$

Donc pour une bande de 1 m de largeur :

$$G = 2,729\text{KN/ml}$$

$$O = 2.18\text{KN/ml}$$

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1 m de largeur: le tableau suivant regroupe tous les efforts qui agit sur l'acrotère.

Tableau.III.1: les différentes sollicitations appliquées sur l'acrotère

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u=1.35 \times GL=1.35 \times 2.729=3.68\text{KN/ml}$	$N_{ser}=G=2.729\text{KN}$
Effort tranchant	$V_u=1.5 \times Q \times L=1.5 \times 2.18=3.27\text{KN/ml}$	$V_{ser}=Q=2.18\text{KN}$
Moment fléchissant	$M_u=V_u \times h \times L=3.27 \times 0.8=2.62\text{KN.ml}$	$M_{ser}=2.18 \times 0.8=1.744\text{KN}$

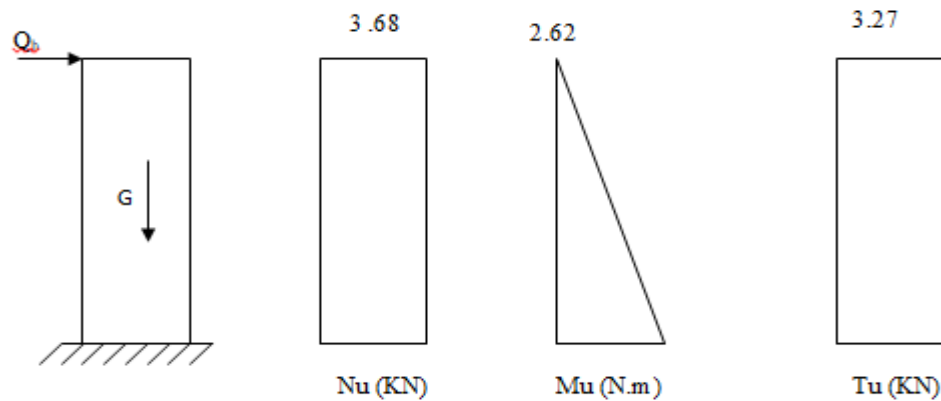


Figure III.2: Diagramme des efforts à l'acrotère

III.1.4 Ferrailage de l'Acrotère :

L'acrotère sera calculé et ferrillé en flexion composée.

$b=100\text{cm}$; $h=10\text{cm}$; $c=c'=2\text{cm}$; $d=h-c=8\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$
 $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

a. Calcul à l'ELU

Le calcul de l'excentricité du premier ordre « e_0 » est donné par la formule suivante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.62}{3.68} = 0,712 \text{ m} = 71,2 \text{ cm}.$$

La distance entre le centre de gravité de la section et la nappe d'acier comprimé est donnée par :

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

$e_0 > \frac{h}{2} - c'$; donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression N_u) est situé en dehors des deux nappes d'acier. La section étudiée est considérée comme partiellement comprimée. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f donné par la formule suivante :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.62 + 3.68 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 2.73\text{kNm}$$

Le calcul du ferrailage a permis d'obtenir:

$$A_s = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement: } S_t = \frac{100 - 2c - 4T8}{3} = 31\text{cm}.$$

$S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 * 10; 33cm) = 30cm$ donc on prend $S_t = 25cm$

Les armatures de répartitions sont calculées par : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

Soit $A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2 \Rightarrow A_r = 3T8 = 1.50cm^2$

Avec un espacement. $S_t = \frac{50 - 2c - 3T8}{2} = 21.8cm$; $S_t = 20cm$

Le tableau ci-dessous résume l'ensemble des résultats obtenus:

Tableau.III.2: Caractéristiques géométriques et mécaniques

M_f (KN.m)	μ	α	z (cm)	ϵ_s (‰)	σ_s (MPa)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	S_t (cm)	A_r (cm ²)	S_t (cm)
2.73	0,03	0,038	7.878	0,01	348	1	2.01 (4T8)	30	1.5 (3T8)	20

III.1.5. Calcul à l'ELU

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.744}{2.729} = 63.9cm$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

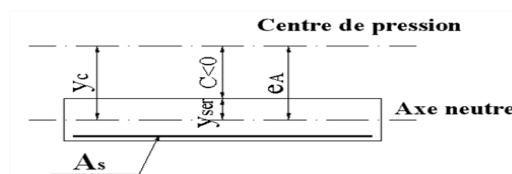


Figure III.3: schéma statique

Soit C la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée du béton.

$$C = d - e_a$$

Avec :

$$d = h - c \quad (\text{la hauteur utile})$$

$e_a =$ excentricité additionnelle définie par :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 66.9cm \Rightarrow C = -58.9cm \quad C < 0$$

La distance y_c entre le centre de pression et l'axe neutre est la solution de l'équation suivante :

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

$$P = -3c^2 + 90.A \frac{(d-c)}{b} = -10286,61$$

$$Q = -2c^3 - 90.A \frac{(d-c)^2}{b} = 400576,56$$

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

$$z_1 = \text{acos}\left(\frac{\omega}{3} + 120\right) = -117,09cm$$

$$z_2 = \text{acos}\left(\frac{\omega}{3}\right) = 61,389cm$$

$$z_3 = \text{acos}\left(\frac{\omega}{3} + 240\right) = 55,92cm$$

Donc on calcul la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section: $Y_{ser} = Z_c + C$

$Y_{ser} = Z_c + C$	y_{ser1}	y_{ser1}	y_{ser1}
	$Z_1 - 58.9 = -243,89cm$	$Z_2 - 58.9 = 2,489cm$	$Z_3 - 58.9 = -2,98cm$

La solution $y_c = 48$ cm est vérifiée la condition :

$$0 < y_{ser} < d \Rightarrow 0 < 2,49 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = 2,49cm \quad \text{et} \quad y_c = 61,389cm$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n[As(d - y_{ser})^2 + A's(y_{ser} - c')^2] = 1429,965cm^4$$

III.1.6. Vérification des contraintes

III.1.6.1. Contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} \cdot y_c \cdot Y_{ser} = \frac{2.729 \times 61.389}{1429.965} \times 2.49 = 0.291 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots CV$$

III.1.6.2. Contraintes de l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max}(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.5 \times 2.1})\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - Y_{ser}) = 15 \left(\frac{2.729 * 10}{1429.965} \times 61.389 \right) (8 - 2.49) = 6.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots CV$$

III.1.7. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3.27 \cdot 10^4}{1000 \cdot 800} = 0.04\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Le ferrailage de l'acrotère est présenté à la Figure ci-dessous.

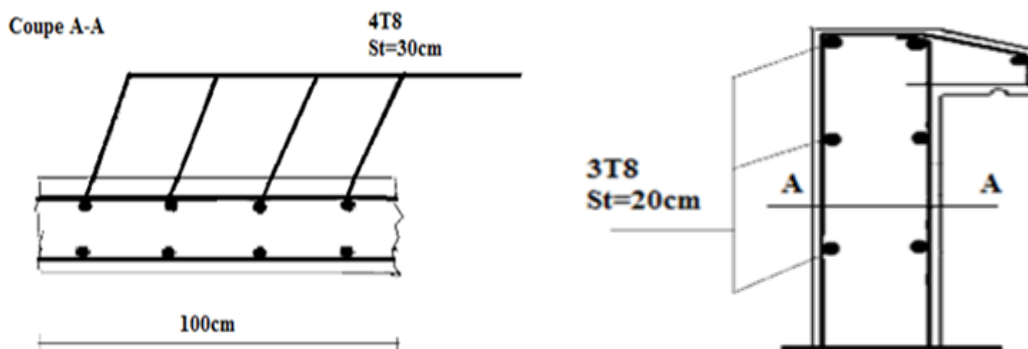


Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère

III.2. Plancher en corps creux

III.2.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle principal:

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

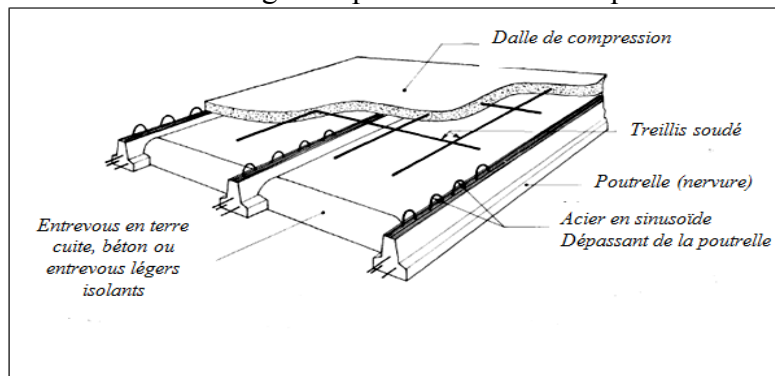


Figure III.5. Composants du plancher

III.2.2. Etude des poutrelles

Dans le domaine du bâtiment et de la construction une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher béton. Elle est constituée de béton enrobant une ou plusieurs armatures. Le calcul des poutrelles se fait comme une poutre semi-encastree aux poutres de rives. Les poutrelles en béton armé sont des sections en T, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis parallèlement à l'axe secondaire. Les Figures III.6 et III.7 montrent le schéma statique et la coupe horizontale d'une poutrelle composée de quatre travées, dans tous les niveaux de notre bâtiment.

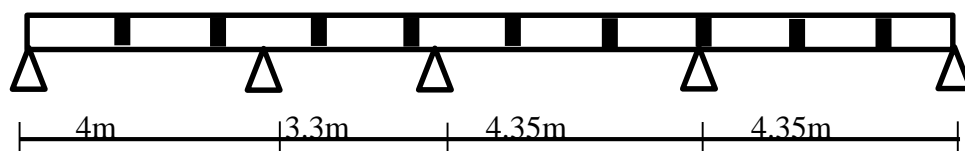


Figure III.6: Schéma statique de poutrelle Type1 (4 travées)

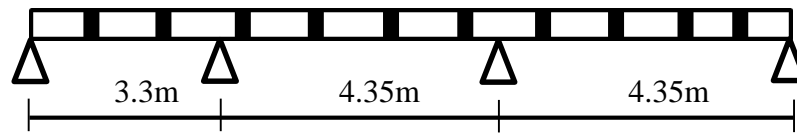


Figure III.7: Schéma statique de poutrelle Type2 (3 travées)

- **Dimensionnement des poutrelles:**

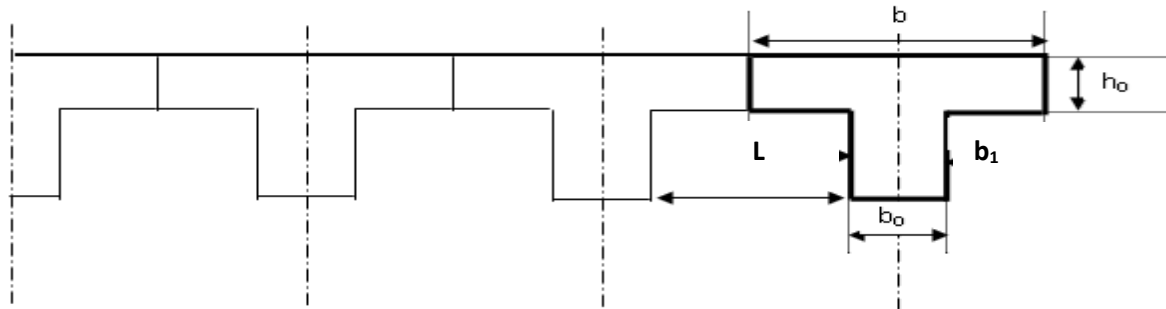


Figure III.8: Coupe horizontale de poutrelle

Selon le règlement BAEL 91/modifié 99, la largeur de la nervure b_0 et de la table de compression b doivent être vérifiées les conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right)$$

Avec : (la figure III.8)

h_t : Hauteur du plancher = 20 cm

h_0 : Hauteur de la dalle de compression (4cm)

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée entre nu (3.90m)

b_0 : largeur de la nervure (12 cm).

Application :

$$b_1 \leq \min (26.5; 39; 32) \text{ cm donc on prend } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2*b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

III.2.3. Calcul des efforts dans les poutrelles

Chargement

- **plancher terrasse**

Tableau.III.3: combinaisons des charges du plancher.

$G=6,72\text{KN/m}^2$	$Q=6,72\text{KN/m}^2$	$P_u=1.35\times G\times b+1.5\times Q\times b$	$P_{ser}= G\times b + Q\times b$
6,72	5,02	6,87	5,02

NB: pour le calcul des planchers on utilise le chargement le plus défavorable

III.2.4. Méthode de calcul

Les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, et leur calcul de ferrailage se fait par l'une des méthodes suivantes :

III.2.4.1. Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1.La méthode s'applique aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque :

$$Q \leq 2G \text{ ou } Q \leq 5 \text{ KN /m}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques le long de la poutre .(CV)

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25(CNV)

4. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable).....(CV)

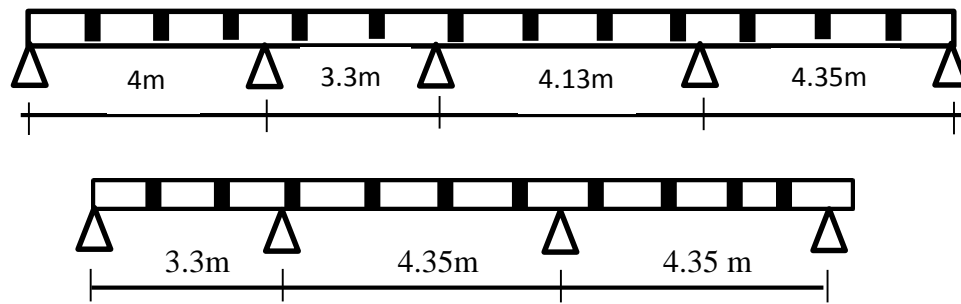
Une condition n'est pas vérifiée, on peut utiliser la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevé dite méthode de «CAQUOT».

III.2.4.2. Méthode de CAQUOT :

Principe de la méthode:

Cette méthode due à «ALBERT CAQUOT», repose sur la méthode des «3 MOMENTS», le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

- Le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées sur ces deux travées.
- Le moment de flexion dans une travée dépend ensuite évidemment des charges appliquées sur cette travée et des moments aux deux appuis qui l'encadrent.

Application de la méthode :**A-Moment sur appui :****Tableau.III.4:** formule du moment sur les appuis

Appui de rive	$M_a = 0.5 \times M_0$ Avec : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$
Appui intermédiaire	$M_{at} = \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')}$

Avec :

- $L' = L$ Pour une travée de rive.
- $L' = 0.8L$ Pour une travée intermédiaire.
- q_w = Charge permanente à gauche de l'appui.
- q_e = Charge permanente à droite de l'appui.

B-Moment en travée :

$$M_{tm} = \frac{P \cdot X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \quad (\text{abscisses de la valeur max du moment en travée}).$$

C-Effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{qL}{2} \quad \text{et} \quad V_e = V_w - ql$$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes : avant le coulage de la table de compression ; après le coulage de la table de compression.

- **1^{ère} étape:** On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte : son poids propre ; poids du corps creux ; surcharge due à l'ouvrier.

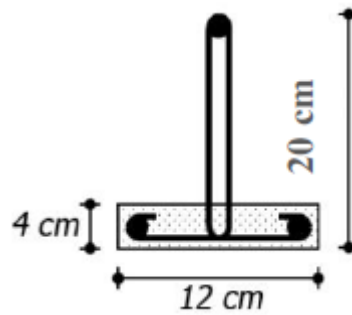


Figure.III.9: Poutrelle préfabriquée

Evaluation des charges et surcharges : le tableau ci-dessous résume toutes les charges et les surcharges qui sollicitent les poutrelles avant coulage.

Tableau.III.5: Les chargements de la poutrelle avant coulage

G	Poids propre de la poutrelle	$0.12 \times 0.04 \times 250 = 1.2 \text{ KN/ml}$
	Poids du corps creux	$0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
Q	Surcharge d'exploitation	$0.65 \times 1 = 0.65 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.5Q = 1.97 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } G + Q = 1.39 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 4.66 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 3.28 \text{ KN.m}$$

III.2.5 Ferrailage :

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

$$M_u = 4.66 \text{ KN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 3.6 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 2.11 ; \mu > \mu_r = 0.392 \Rightarrow A_s' \neq 0$$

Donc les armatures de compression sont nécessaires, mais on ne peut pas les mettre 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 le coulage de la table de compression. Les étaielements se sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que: $\mu < \mu_r$

Alors :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} < \mu_r \Rightarrow M_u < \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\Rightarrow l \leq \left(\frac{8 \cdot \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}{q} \right)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow l \leq 1.873$$

- 2^{ème} étape:

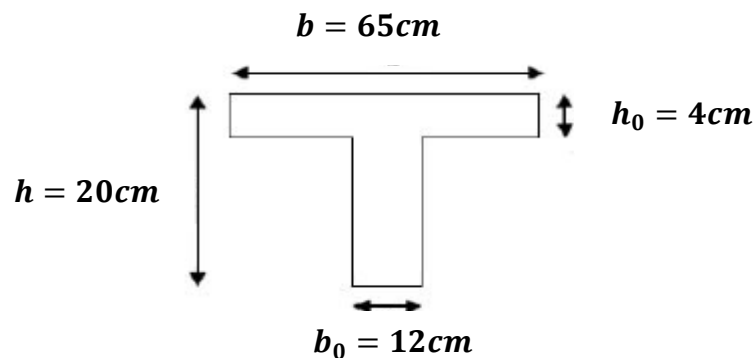


Figure III.10: Section de la poutrelle.

Combinaison de charges :

$$P_u = 1.35 \times G \times b + 1.5 \times Q \times b = 6.87 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = G \times b + Q \times b = 5.02 \text{ KN/ml}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.6: Moment en travée, sur appuis et les efforts tranchant (Poutrelle à 4 travées).

1-Moment en travée						
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5		
Longueur réelle l (m)	4	3.3	4.35	4.35		
x(m)	2.11	1.56	2.34	2.02		
En travées	M _{ti} (KN.m)	22.16	18.39	26.80	26.86	
	M _{ser} (KN.m)	16.19	13.44	19.58	19.62	
2-Moment sur appui						
Appuis	1	2	3	4	5	
L _w '(m)	0	4	2.64	3.48	4.35	
L _e '(m)	4	2.64	3.48	4.35	0	
Sur appuis	M _u (KN.m)	-6.87	-10.03	-7.99	-12.84	-8.12
	M _{ser} (KN.m)	-5.02	-7.33	-5.84	-9.38	5.94
3-Les efforts tranchants						
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5		
E.L.U	T _w (KN)	14.53	10.71	17.36	13.85	
	T _e (KN)	-12.95	-11.95	-12.52	-16.02	
E.L.S	T _w (KN)	10.62	7.83	11.73	9.83	
	T _e (KN)	-9.46	-8.73	-10.10	-12	

III.2.5.1. Ferrailage de la poutrelle :

D'Après BAEL 99 le calcul se fait à l'ELU et la vérification se fait en flexion simple. Nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau III.7 : Efforts maximaux en appuis et en travées.

M _{tu} ^{max} (KN.m)	M _{aser} ^{max} (KN.m)	M _{tu} ^{max} (KN.m)	M _{tser} ^{max} (KN.m)	T _u ^{max} (KN.m)
12.84	9.38	26.86	19.62	17.36

A-Etat limite ultime**1-En travée****Moment de la table**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- Si M_u (moment agissant) ≤ M_{Tu} (capacité de la table): On dit que l'axe neutre est dans la table de compression et la zone comprimée a une forme rectangulaire b x h. Du point de vu calcul, tout se passe comme si la section est rectangulaire (bxh).

- Si $M_u > M_{Tu}$: le moment repris par la table est inférieure au moment agissant ou encore que la capacité de la table de compression est dépassée, dans ce cas l'axe neutre tombe dans la nervure et le calcul se fait pour une section en T.

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.180 - \frac{0.04}{2}\right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 58.95 \text{ KN.m} > M_u = 26.86 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression donc le calcul se fait comme une section rectangulaire : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Le tableau ci-dessous résume l'ensemble des résultats obtenus:

Tableau.III.8: Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

M_U (KN.m)	μ_{bu}	μ_{Tu}	α	z (cm)	ε_s (‰)	σ_s (MPa)	A_{min} (cm ²)	$A_{s,U}$ (cm ²)	V_U (KN)
26.86	0,09	0.29	0,118	17.15	0,01	348	1.41	4.62 (3T14)	17.36

Vérifications :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($t_u^{max} = 17.36 \text{ KN}$).

La condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ doit être vérifiée :

Tel que: $\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{t_u^{max}}{b \times d} = \frac{17.36 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.148 \text{ MPa} \quad \text{on a } \tau_u = 0.148 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification des contraintes:

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser} \times y}{I}\right) \quad \text{Position de l'axe neutre :}$$

$$y = \frac{15As}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b.d.As}{7.5As^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 4.62}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 4.62}{7.5 \times 4.62^2}} - 1 \right] = 5.22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{b}{3}\right) \times y^3 + 15A_s \times (d-y)^2 = 14400.45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{19.62 \times 10^3}{14400.45} = 1.36 \text{ MPa / cm}$$

$$\text{Béton comprimé : } \sigma_{bc} = K \times y = 1.36 \times 5.22 = 7.09 \text{ MPa}$$

$$\text{Armatures tendues: } \sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 1.36 \times (18 - 5.22) = 260.71 \text{ MPa (CV)}$$

$$\sigma_{bc} = 7.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Calcul des contraintes de l'acier:

$$\sigma_{st} = 15 \times M_{ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 260.71 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Tableau III.9: Vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Béton	19.62	4.62	5.22	14400.45	7.09	vérifiée
Acier	19.62	4.62	5.22	14400.45	260.71	vérifiée

b) Ferrailage sur appuis :

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 12.84 \text{ KN.m}; \quad M_{ser} = 9.38 \text{ KN/ml};$$

Moment de la table:

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 58.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.94 \text{ KN.ml} > M_u = 12.84 \text{ KN.ml}$$

L'axe neutre est dans la table de compression donc le calcul se fait comme une section

rectangulaire: $(bxh) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Le tableau ci-dessous résume l'ensemble des résultats obtenus:

Tableau.III.10: Ferrailage de l'acrotère à l'ELU

M_U (KN.m)	μ_{bu}	μ_{tu}	α	z (cm)	ε_s (%)	σ_s (MPa)	A_{min} (cm ²)	$A_{s,U}$ (cm ²)	V_U (KN)	Y
12.84	0,043	0.29	0,054	17.6	0,01	348	1.41	2.36 (3T10)	17.36	1.37

Pivot « A » ; A'=0

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{12.84 \times 10^{-3}}{0.176 \times 347.8} = 2.09 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité**

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

Dans le tableau de sections des armatures on choisit:

$$\text{Dans la zone tendue } A_s = 2T12 = 2.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton à l'E.L.S**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser} \times y}{I} \right) \text{ et } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.36}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 2.36}{7.5 \times 2.36^2}} - 1 \right] = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{b}{3} \right) \times y^3 + 15A_s \times (d-y)^2 = 8323.05 \text{ cm}^4$$

AN:

$$\sigma_{bc} = 4.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Les résultats obtenus seront regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Vérification des contraintes dans l'appui.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} > \overline{\sigma_{bc}}$
Béton	9.38	2.36	3.91	8323.05	4.41	vérifiée

Vérification de la flèche :

D'après le (B.A.E.L) La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} = 0.0459 \geq \frac{1}{16}$ C.N.V
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.021 \leq \frac{4.2}{f_e}$ C.N.V
- $\frac{h}{L} = 0.0459 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ C.N.V

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

$$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ Si } L \geq 5.00m \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Si } L < 5.00m$$

f_v : la flèche est due aux charges de longues durées.

f_i : la flèche est dues aux charges instantanées.

$$\text{Donc : } f = \frac{435}{500} = 0.87$$

D'après le BAEL 91 la flèche totale est : $\Delta \delta_t = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta v}} = 0.73cm \quad \text{et} \quad \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta i}} = 0.28cm$$

Dans notre cas $L = 4.35m$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 47768.53cm^4$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 40701.30cm^4 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 47041.52cm^4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = 1.94 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = 0.78 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.021 \\ \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 0.15 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} = 261.18 \text{ MPa} \quad Z = d - \frac{y}{3} = 16.26 \text{ cm}$$

Les résultats sont groupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12: Vérification de la flèche

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	$Z(\text{cm})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	λ_i	λ_v	μ	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{\delta i}(\text{cm}^4)$	$I_{\delta v}(\text{cm}^4)$
19.62	4.62	0.021	16.26	261.18	1.94	0.78	0.15	47768.53	40701.3	47041.52

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa} \quad E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$D'où : \delta_i = 0.28 \text{ cm} \quad \delta_v = 0.73 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta_t = \delta_v - \delta_i = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta_t = 0.45 \text{ cm} < \bar{f} = 0.87 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$\text{Choix de } \phi_t : \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ mm} \\ \phi_{tmin} = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = m \times a_t = m_t \times (\pi d^2)/4 = 2 \times (3.14 \times (0.6)^2) / 4 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2 \tau_u = 0.148 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \min \left[\frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \tau_t}; 0.9d; 40 \text{ cm} \right] \rightarrow S_t \leq \min(10.27; 10.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 10.27 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Condition de non fragilité**

$$\rho_t \geq \rho_{t \min}$$

$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \times \max \left[\frac{1.48}{2}; 0.4 \text{Mpa} \right] = \frac{1}{235} \times \max \left[\frac{1.48}{2}; 0.4 \text{Mpa} \right]$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{0.57}{12 \times 15} = 0.0032 \geq 0.0027815 \text{ cm Condition vérifiée.}$$

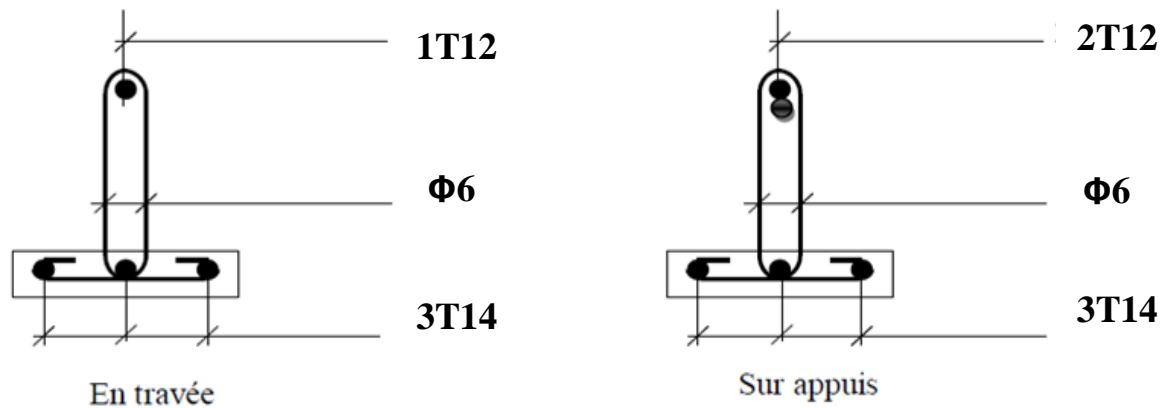


Figure III.11: Disposition constructive de ferrailage de poutrelle en travée et sur appui.

III.2.6 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fait dans les deux sens afin d'éviter les fissurations. Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens. Le ferrailage de la dalle de compression se fait par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :20cm: pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

33cm: pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

L : distance entre axes des poutrelles = 65 cm

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

La limite d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS, TIE520 $\rightarrow \phi \leq 6 \text{ mm}$)

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0.65 \times 10^2}{520} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T6=1.41cm²**

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

• Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T6=1.41cm²** $S_t=20\text{cm}$.

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens (Figure III.12).

Les schémas des ferrailages:

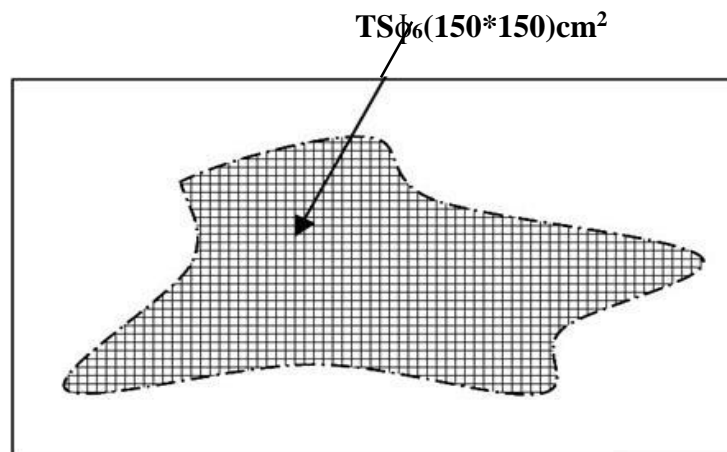


Figure III.12: Schéma de ferrailage de dalle de compression.

III.3.Calcul du balcon

III.3.1.Définition :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, il donne une belle image à la construction. Notre projet comporte un seul type de balcon dans tous les étages, il est réalisé en béton armé (dalle pleine), et encastré dans la poutre comme il est indiqué dans la figure ci-dessous avec un garde de corps de 1m hauteur (en acier).

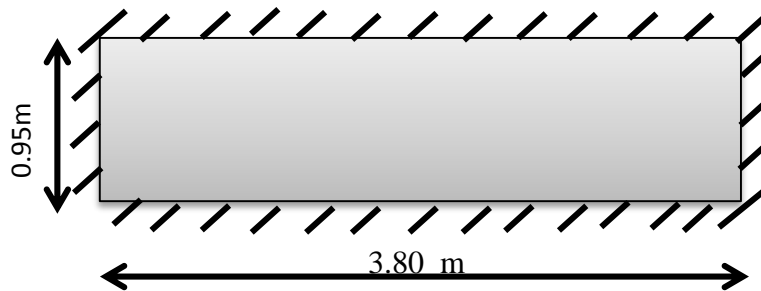


Figure III.13: dimension du balcon

Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.95}{3.80} = 0,25 \leq 0.4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

Dimensionnement:

Tableau III.13 : Coefficient m de la nature de la dalle

Dalle travaillant dans les 2 sens l_x et l_y		Dalle travaillant dans un seul sens	
Simple	Continue	Simple	Continue
30-40	35-45	25-35	30-40

Valeur de coefficient m en fonction du type de la dalle

Panneau isolé simple :

$$\frac{L_x}{m} \leq h \leq \frac{L_y}{m} \quad \text{avec} \quad m = \frac{25}{35}$$

$$\frac{95}{35} \leq h \leq \frac{380}{25} \Rightarrow 2.71 \leq h \leq 15.2$$

Pour des raisons pratiques on prend $h=16$ cm

Tableau III.14: combinaison des charges du balcon.

	G(KN/m)	Q(KN/m)	$P_u=1.35G+1.5Q(\text{dalle})$	$P_s=Q+G$
Balcon	5.27	3.5	12.36	8.77
Mur de balcon	2.92		3.74	2.77

Etat limite ultime

- Dalle

$$Q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5 = 12,36 \text{ KN /m}^2 \quad (\text{dalle en béton})$$

$$P_u = 1,35.G.h = 1,35 \times 2,92 \times 0,95 = 3,74 \text{ KN/ml} \quad (\text{mur de balcon})$$

Etat limite de service

- Dalle

$$Q_s = G + Q_1 = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN /ml}$$

$$P_s = G \times h = 2,92 \times 0,95 = 2,77 \text{ KN /ml}$$

Détermination des efforts :

E.L.U :

Moment fléchissant et effort tranchant:

$$M_u = \left(\frac{Q_u L^2}{2} + P_u L \right) = \left(\frac{12,36 \times 0,95^2}{2} + 3,74 \times 0,95 \right) = 9,13 \text{ KN.m}$$

$$T = Q_u \cdot l + P_u = (12,36 \times 0,95) + 3,74 = 15,48 \text{ KN}$$

E.L.S :

Moment fléchissant et effort tranchant:

$$M_s = \left(\frac{Q_s L^2}{2} + P_s L \right) = \left(\frac{8,77 \times 0,95^2}{2} + 2,77 \times 0,95 \right) = 6,59 \text{ KN.m}$$

$$T = Q_s \cdot l + P_s = (8,77 \times 0,95) + 2,77 = 11,10 \text{ KN}$$

Ferrailage a l'E.L.U

Pour une bande de 1ml

b= 100cm; h= 20cm; c= 2cm.

Tableau.III.15: Ferrailage du balcon à l'ELU

$M_U(KN.m)$	μ_{bu}	μ_{tu}	α	$z (cm)$	$\varepsilon_s (\%)$	$\sigma_s (MPa)$	γ
9.13	0,019	0.29	0,024	17.83	0,01	348	1.38

Pivot « A » ; A'=0

- **Section d'armature tendue:**

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{9.13 \times 10^6}{347.83 \times 178.3} = 1.47 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \right) \right) = \text{Max} \left(\frac{100 \times 20}{1000}; \left(0.23 \frac{2.1}{400} 100 \times 18 \right) \right) = \text{max}(2 ; 2,17)$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad A_s = 1.47 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$A_s = A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on choisit } A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20; 33) = 33 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } St = 25 \text{ cm}$$

Section d'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on choisit } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 12; 45) = 45 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 11.15 \times 1 + 3.74 = 14,89 \text{ KN}$$

Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{14.89 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.083 \text{ Mpa}$$

valeur limite de la contrainte tangentielle (τ_u)

la fissuration est préjudiciable $\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = 0,083 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armature d'effort tranchant

le bétonnage est sans reprise donc aucune armature d'âme à prévoir

Etat limite de service

$$M_s = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A_s(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 - 15 \times 3,14 \times (18 - y_1) = 0 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 414.46$$

$$Y_1 = 3.67 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 12048.29 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6.18 \times 10^3}{12048,298} = 0,513 \text{ Mpa/cm}$$

Calcul des contraintes:**Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 0,513 \times 3,67 = 1,88 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_b = 1,88 \text{ Mpa} < \sigma_b' = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - Y_1) = 15 \times 0,622 \times (18 - 3,67) = 133,69 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150n \right) \quad n = 1,6 \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 133,69 \text{ Mpa} < 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4. Ferrailage des escaliers

III.4.1. Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant. La conception d'un escalier impose la connaissance d'un certain nombre d'éléments qui permettront de le définir correctement. Lors de sa conception, il est impératif de bien connaître sa destination pour respecter la réglementation qui lui sera appliquée. Il est donc important de bien connaître la réglementation associée pour ne pas se faire refuser un escalier. On distinguera la réglementation des bâtiments soumis au code du travail, la réglementation des établissements recevant du public et celle des logements individuels. Les différents éléments d'un escalier sont: **La volée; le palier; la pailasse; le jour; La marche; la contre marche; la hauteur de marche; le giron; l'embranchement; le collet; la foulée; la ligne de foulée.**

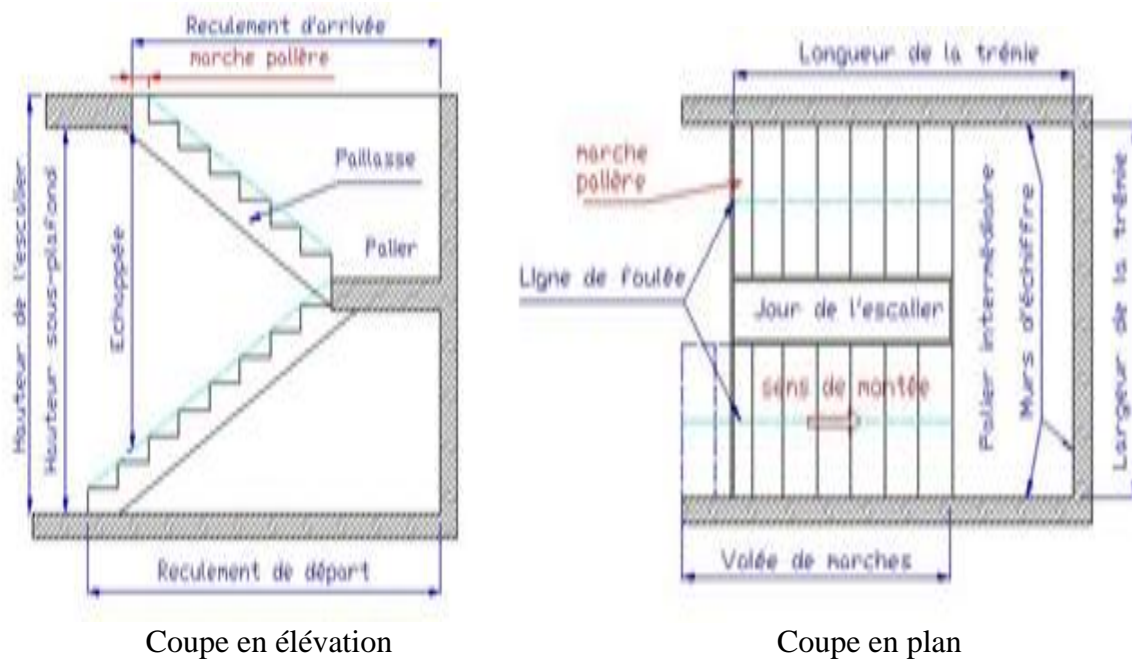


Figure III.14. Coupe d'un escalier

Dans notre cas, nous avons un seul type d'escalier composé d'un palier et 3 volées intermédiaires (Figure 3.14).

III.4.2. Dimensionnement

Selon la formule de blondel $2h+g=65$.

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

$$2h+g=65 \dots\dots\dots (1)$$

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

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

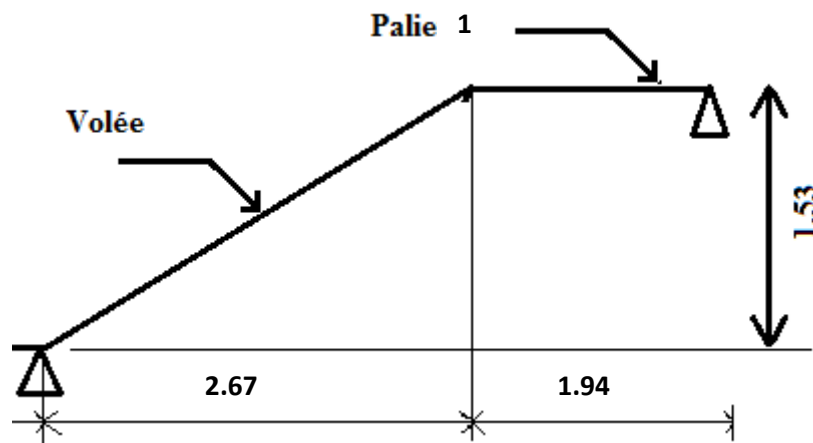


Figure III.15. Schéma statique de l'escalier

h : Hauteur de la marche.

h' : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».

h' : Est compris entre (16 ÷ 18) cm, On prend $h' = 17$ cm

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

D'après la formule de blondel : $0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66$ m.

D'où $27 \leq g \leq 34$ cm. $\Rightarrow g = 30$ cm.

a. Nombre de contremarches:

$h = 3.06$ (étage courant et sous-sol).

$h = 3.06$ (RDC).

$$n1 = \frac{h}{h'} = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ contremarches (9 contremarches par volée).}$$

$$n2 = \frac{h}{h'} = \frac{4}{0.17} = 24 \text{ contremarches (12 contremarches par volée).}$$

b. Longueur de ligne de foulée:

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L = (n_1 - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m.}$$

$$L = (n_2 - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 11 = 3.3 \text{ m}$$

c. L'inclinaison de la paillasse:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

d. L'épaisseur du palier intermédiaire:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 8 \leq e \leq 12$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 11 \leq e \leq 16.5$$

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

III.4.3. Evaluation des charges

Le Tableau III.11. présente les combinaisons des charges et surcharges de la volée et des paliers, à l'ELU et à l'ELS.

Tableau III.16. Combinaison des charges

	G(KN/m)	Q(KN/m)	$P_u = 1.35G + 1.5Q$	$P_s = Q + G$
Paillasse	10.34	2.5	17.709	12.84
Palier	5.66	2.5	11.39	8.16

III.4.4. Détermination des sollicitations

Pour déterminer l'effort tranchant T et le moment fléchissant M à l'ELU et à l'ELS, on utilise la méthode des sections. Les Figures III.16 et III.17 présentent le chargement de l'escalier à l'ELU et à l'ELS.

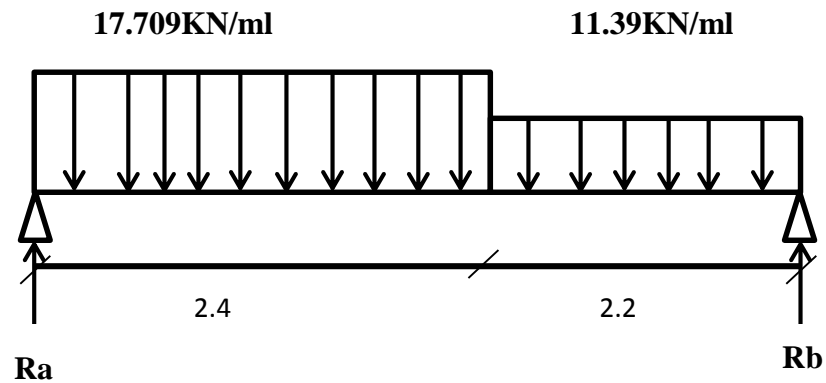


Figure III.16 schéma statique d'escalier

E.L.U : Réactions Ra et Rb

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow Rb = 30.15\text{KN}$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow Ra = 37.41\text{KN}$$

E.L.S :

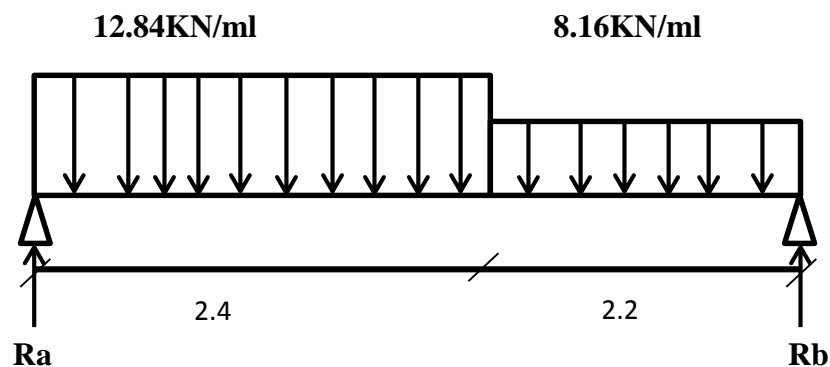


Figure III.17 schéma statique d'escalier

Réactions Ra ; Rb.

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow Rb = 21.69\text{KN}$$

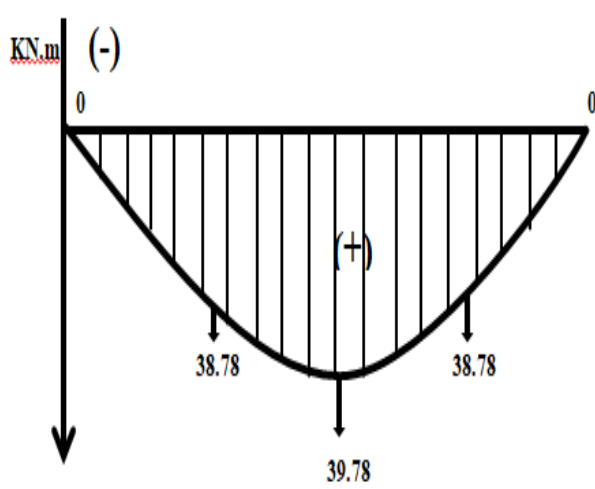
$$\sum M/b = 0 \Rightarrow Ra = 27.07\text{KN}$$

Remarque: Nous résumons dans le Tableau III.17 le calcul des réactions d'appuis à gauche et à droite (R_A et R_B) et des sollicitations (T, M) à chaque état limite.

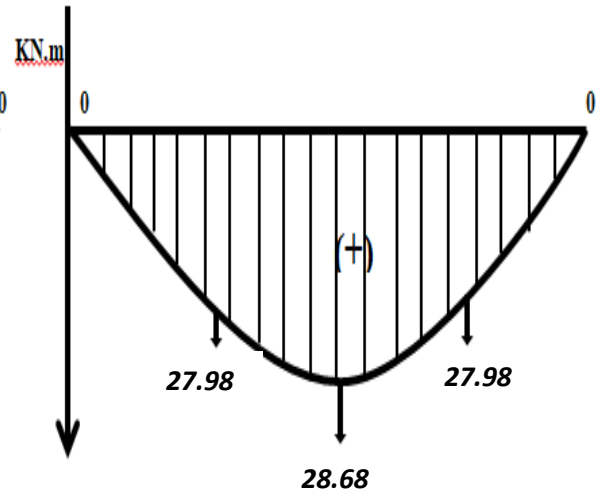
Tableau III.17. Calcul des sollicitations

Etat limite	Coupes (m)	R _A (KN)	R _B (KN)	T (KN)	M (KN.m)	M _{max} (KN.m)
ELU	0	37.41	30.15	37.41	0	39.78
	2.4			-5.09	38.78	
	2.4			-5.09	38.78	
	4.6			-30.14	0	
ELS	0	27.07	21.69	27.07	0	28.68
	2.4			-3.75	27.98	
	2.4			-3.75	27.98	
	4.6			-21.69	0	

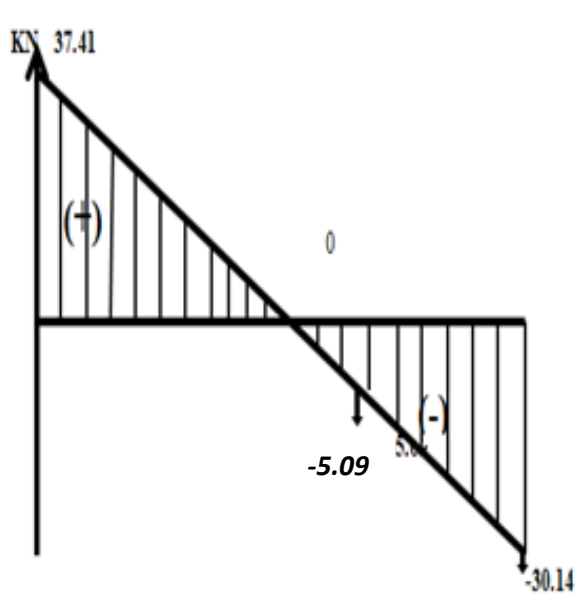
La Figures III.18 et III.19 présentent les digrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS



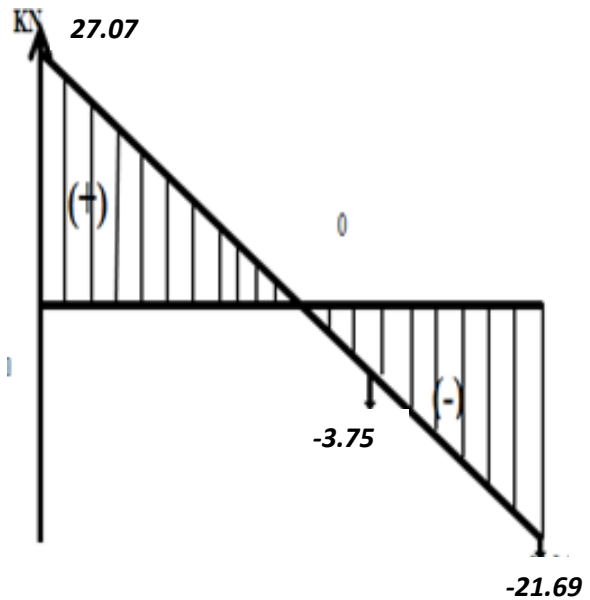
(a) : Moment fléchissant



(a) : Moment fléchissant



(b) : Effort tranchant



(b) : Effort tranchant

Figure III.18. Diagramme des efforts internes à l'ELU

Figure III.19. Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.4.5. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, et le moment sur appui est évalué de 15 % du moment en travée.

Tableau III.18. Résultats des sollicitations

X(m)	Réaction (KN)	T _{max} (KN)	M _{travée-max} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)
2.4	30.15			
4.6	37.41	37.41	31.82	7.96

III.4.5.1. Ferrailage en travée

$$M_u = 0.80 \times M_{\max} = 31.82 \text{ KN.m} \quad M_{\text{ser}} = 0.80 \times M_{\max} = 22.94 \text{ KN.m}$$

$$h = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 16.2 \text{ cm}$$

Tableau.III.19: Ferrailage de l'escalier à l'ELU (en travée)

$M_U(\text{KN.m})$	μ_{bu}	μ_u	α	z (cm)	ε_s (‰)	σ_s (MPa)	γ
31.82	0,086	0.29	0,11	15.49	0,01	348	1.38

Pivot « A » ; A'=0

- **Section d'armature tendue:**

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{31.82 \times 10^6}{347.83 \times 154.9} = 5.91 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = M_{\max} \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \right) \right) = \max (1.8; 1.96)$$

$$A_{\min} = 1.96 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = 5.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On choisit **A=6T12=6,79cm²**

Espacement :

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 18; 33) = 33\text{cm} \text{ donc on prend } St=15\text{cm}$$

Section d'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69\text{cm}^2 \text{ donc on choisit } 4T8=2.01\text{cm}^2$$

Espacement:

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 18; 45) = 45\text{cm} \text{ donc on prend } S_t=25\text{cm}$$

III.4.5.2. Ferrailage sur appui

$$M_u=0.2 \times M_{\max} = 7.96 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}}=0.2 \times M_{\max} = 5.74 \text{ KN.m} ; h=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; d=16.2\text{cm}.$$

Tableau.III.20: Ferrailage de l'escalier à l'ELU (sur appui)

$M_U \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	μ_u	α	$z \text{ (cm)}$	$\varepsilon_s \text{ (‰)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	γ
7.96	0,021	0.29	0,027	15.33	0,01	348	1.39

Pivot « A » ; A'=0

- **Section d'armature tendue:**

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} = \frac{7.96 \times 10^6}{347.83 \times 153.3} = 1.41\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = M_{\text{ax}} \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \left(0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \right) \right) = \max(1.8; 1.96)$$

$$A_{\min} = 1.96\text{cm}^2$$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$A_s = A_{\min} = 1.96 \text{ donc on choisit } A_s = 3T10 = 2.36\text{cm}^2$$

Espacement :

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 18; 33) = 33\text{cm} \text{ donc on prend } St=20\text{cm}$$

Section d'armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2 \text{ donc on choisit } 4T8=2.01\text{cm}^2$$

Espacement:

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 18; 45) = 45\text{cm} \text{ donc on prend } S_t=15\text{cm}$$

Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)

$$\tau_u = \frac{vu}{bd} = \frac{37.41 \times 1000}{1000 \times 162} = 0.23\text{Mpa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle ($\bar{\tau}_u$)

$$\text{La fissuration est préjudiciable } \bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.23\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Armature d'effort tranchant

Le bétonnage est sans reprise donc aucune armature d'âme à prévoir

Vérification à l'état limite de service

$$M_s = 22.94 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.79\text{cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

Position de l'axe neutre

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A_s(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 - 15 \times 6.79 (16.2 - y_1) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 583.41 \text{ et } Y_1 = 4.82\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A_s(d - y_1)^2 = 18789.03\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{22.94 \times 10^3}{18789.03} = 1.22 \text{ Mpa/cm}$$

Calcul des contraintes:

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = k \cdot Y_1 = 1.22 \times 4.82 = 5.88 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.88 \text{ Mpa} < \sigma_b' = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - Y_1) = 200.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 200.8 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

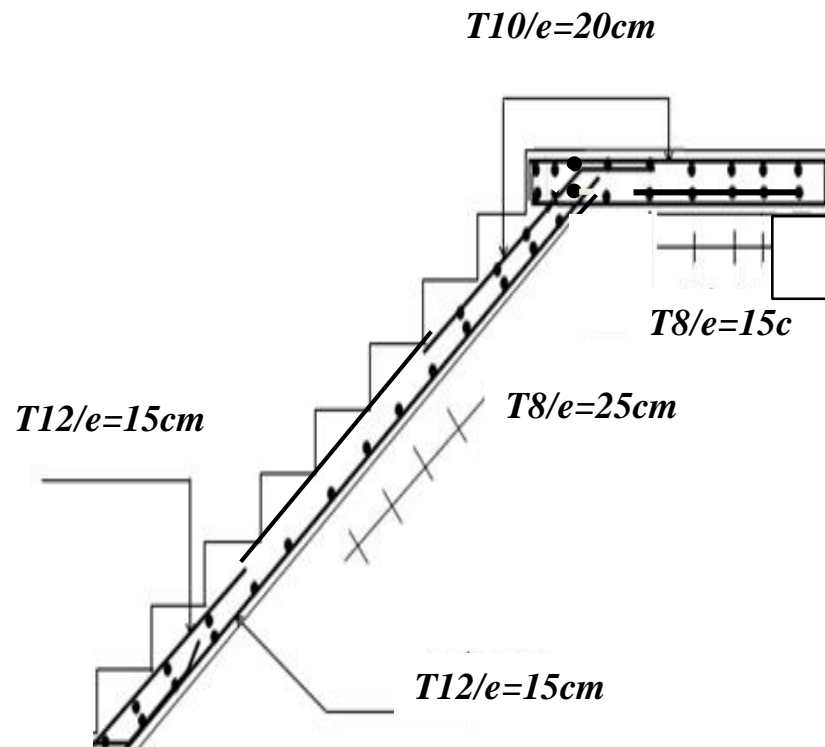


Figure III.20. Schéma de ferrailage des escaliers

III.5. Ferrailage de la poutre Palière

Introduction

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99" est vérifiée selon le "RPA99 version 2003". Elle reçoit le chargement qui provient de la paillasse et du palier en plus de son poids propre, elle est encadrée dans les deux côtés.

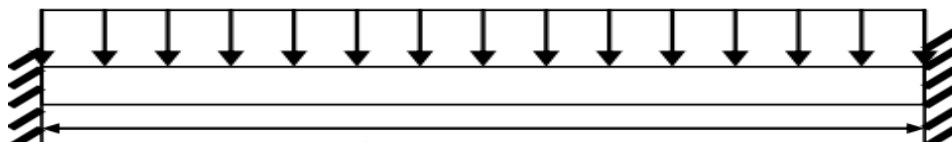


Figure III.21: Poutre palière

On a: $L_{\max}=3\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad 20 \leq h \leq 30$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 9 \leq b \leq 21$$

- « h » hauteur de la poutre et « b » la largeur de la poutre.

► Selon le R.P.A 99 /version2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 20\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions dictées par le RPA99/V2003 ne sont pas vérifiées.}$$

On adopte une section de $(30*30)\text{cm}^2$

Le poids propre de la poutre

$$G=1 \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2.25\text{KN/ml}$$

La réaction de la poutre palière due à l'escalier

$$\text{Réaction du palier : } \frac{2 \times R_a}{L}$$

- **E.L.U :** $\frac{2 \times 37.41}{3} = 24,94 \text{ KN}$

- **E.L.S :** $\frac{2 \times 27.07}{3} = 18,05 \text{ KN}$

$$P_u = 1,35 \times (2.25) + 24,94 = 27,97\text{KN/ml}$$

$$P_s = 2.25 + 18,05 = 20.30\text{KN/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant

- **Etat Limite Ultime**

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{27,97 \times (3)^2}{12} = 20.98\text{KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{27,97 \times (3)^2}{24} = 10,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{27,97 \times 3}{2} = 41,96 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service :

$$\text{Moments aux appuis: } M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{20,3 \times (3)^2}{12} = 15,23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{20,3 \times (3)^2}{24} = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_s \times L}{24} = \frac{20,3 \times 3}{2} = 30,45 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales à E.L.U

- **Sur appui**

Armatures Longitudinales

$$M_u = 20,98 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 15,23 \text{ KN.m} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = 0,068 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,068 < 0,186$$

Tableau.III.21: Ferrailage de la poutre palière à l'ELU (sur appui)

$M_u (\text{KN.m})$	μ_{bu}	μ_u	α	$z (\text{cm})$	$\varepsilon_s (\%)$	$\sigma_s (\text{MPa})$	γ
15.23	0,068	0,29	0,088	26	0,01	348	1,37

Pivot « A » ; A'=0

- **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{20,98 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,26} = 2,32 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,3 \times 0,3}{1000}; 0,3 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,32 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \quad .(\text{CV})$$

On choisit **3T12** soit **As=3,39cm²**

- **En travée**

$M_u = 10,49 \text{ KN.m}$; $M_{ser} = 7,61 \text{ KN.m}$; $b = 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = 0,9h = 27\text{cm}$

Tableau.III.22: Ferrailage de la poutre palière à l'ELU (en travée)

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	μ_u	α	$z(\text{cm})$	$\varepsilon_s(\text{‰})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	γ
7.61	0,034	0.29	0,043	26.5	0,01	348	1.37

Pivot « A » ; A'=0

- **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{10,49 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,265} = 1,14\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,3 \times 0,3}{1000} ; 0,3 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

On choisit **3T12** soit **3,39cm²**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59\text{cm}^2 \quad \text{on choisit } \mathbf{3T8} \text{ soit } \mathbf{1,51 \text{ cm}^2}$$

III.5.1. Armatures transversales

Valeur de l'effort tranchant : $V_u = T = 41,96\text{KN}$

Valeur de la contrainte tangentielle : τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{41,96 \times 10}{30 \times 27} = 0,518$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle : $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,10f_{c28}, 3\text{Mpa}\} = 2,5\text{Mpa}$$

- Vérification

$$\tau_u = 0,518 \leq \overline{\tau_u} = 2,5\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Calcul des armatures transversales

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right\} = \min\left\{\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 10\text{mm}\right\} = 8,57\text{mm}$$

Alors : $\phi_t = 8\text{mm}$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502\text{cm}^2$$

$$A_t = m_t \times a_{mt} = 4 \times 0,502 = 2,01\text{cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales**

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$1. St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 27; 40\text{cm}) = 24,30\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$2. St \leq \frac{A_t \times f_e}{(0,4 \times b_0)} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{b} = 15\text{cm} ;$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 7,5\text{cm}$$

alors pour la zone courante, on prend $St=15\text{cm}$ et en zone nodale $St=7\text{cm}$

Valeur de τ_0 : Il n'y a pas reprise de bétonnage

La fissuration est non préjudiciable

Condition de non fragilité

$$\tau_0 = 0,3 \cdot f_{ij} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot s_t} = \frac{2,01}{30 \times 8} = 0,838 \text{ mm}$$

$$\rho_t = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right\} = \frac{1}{400} \times \max \left\{ \frac{0,518}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right\} = 0,001 \text{ mm}$$

$$\rho_t = 0,838 \text{ mm} \geq \rho_{tmin} = 0,001 \text{ mm}$$

III.5.2. VERIFICATION A E.L.S

1. Sur appuis

$$M_a = 15,23 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A')}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7,5 \cdot (A_s + A')(A_s + A'_s)}} - 1 \right] = \frac{15 \cdot (3,39 + 0)}{30} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{30 \cdot (27 \times 3,39 + 0)}{7,5 \times (3,39 + 0)^2}} - 1 \right] = 7,02 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (y - d')^2] = 21652,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{14,95 \times 10^3}{21652,62} = 0,69 \text{ MPa/cm}$$

- Calcul des contraintes

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b = K \cdot y = 0,69 \times 7,02 = 4,84 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - y) = 187,8 \text{ Mpa}$$

❖ **Vérifications**

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = 4,84 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

2.En travée

$$M_t = 7,61 \text{ KN.m} \qquad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7,5.(A_s + A')(A_s + A'_s)}} - 1 \right] = \frac{15.(2,36 + 0)}{30} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{30.(27 \times 2,36 + 0)}{7,5 \times (2,36 + 0)^2}} - 1 \right] = 7,02 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. [A_s.(d - y)^2 + A'.(y - d')^2] = 21652,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{7,61 \times 10^3}{21652,62} = 0,351 \text{ MPa/cm}$$

2. Calcul des contraintes

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = K.y = 0,351 \times 7,02 = 2,46 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = n.k.(d - y) = 105,19 \text{ Mpa}$$

❖ **Vérifications**

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = 2,46 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Etat limite d'ouverture des fissures ; la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire :

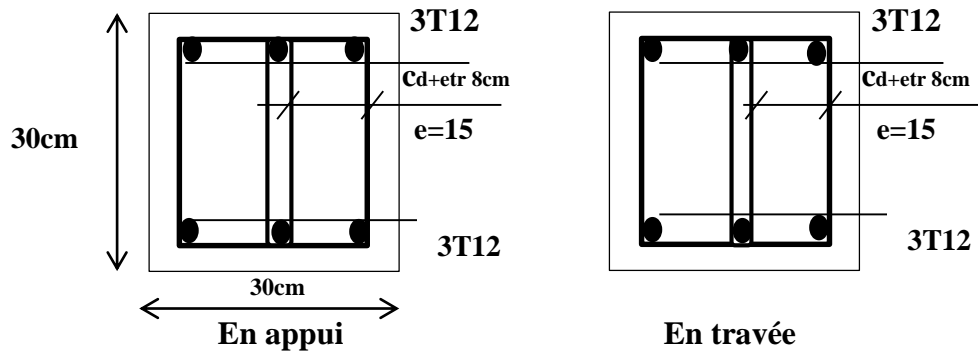


Figure III.22: ferrailage de la poutre palière

III.6. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments généralement rectangulaires appuyés sur leurs cotés. L'étude se fera pour une bande de 1m dans les deux sens. Pour le calcul de ferrailage on va utiliser la méthode proposée par le BAEL99 qui consiste à déterminer les moments de flexion. Il est possible de réaliser des planchers en dalle pleine s'appuyant sur des poutres longitudinales et transversale.

III.6.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine

Le dimensionnement des dalles, dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

• Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle doit être vérifiée la formule suivante :

$$e = \frac{L_x}{m}$$

L_x : petite portée mesurée entre nus d'appui.

L_y : grande portée entre nus d'appui.

m : Coefficient qui dépend de la nature de la dalle, donnée par le Tableau3.10.suivant (CBA93)

Tableau III.23 : Coefficient m de la nature de la dalle

Dalle travaillant dans les deux sens		Dalle travaillant dans un seul sens	
Simple	Continue	Simple	Continue
30 - 40	35 - 45	25 - 35	30 - 40

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{4.35} = 0.988$$

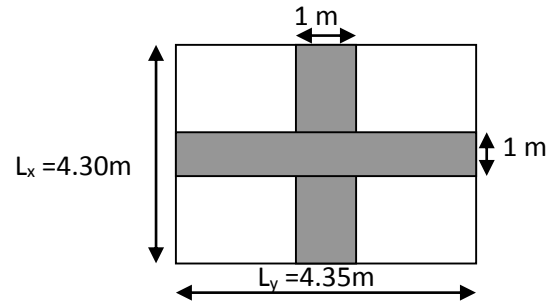
$0.4 < \rho < 1$ donc on a une dalle continue qui travaille dans les deux sens

$$m = 30-40$$

$$L_x = 430 \text{ cm} : \frac{430}{45} \leq e \leq \frac{430}{35}$$

$$9.55 \text{ cm} \leq e \leq 12.29 \text{ cm}$$

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



III.6.2. Calcul des moments dans les deux sens

A l'état limite ultime de résistance :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$P_u = 11.079 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 8.04 \text{ KN/m}^2$$

- Dans le sens de la petite portée

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

D'après le BAEL 99

$$\begin{cases} \rho = 0.98 \\ \nu = 0. \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0868 \\ \mu_y = 0.955 \end{cases}$$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 17.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 16.98 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

Pour une bande de 1m

M_{t_x}, M_{t_y} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y respectivement.

$$M_{t_x} = 0.75M_x = 0.75 \times 17.78 = 13.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75M_y = 0.75 \times 16.98 = 12.73 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 0.5 \times 17.78 = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_y = 0.5 \times 16.98 = 8.49 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Calcul de ferrailage

Pour une bande de 1m.

$$\phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{donc } \phi_{\max} = 20 \text{ mm}$$

III.6.3.1. Ferrailage en travée :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$;
 $f_e = 400 \text{ MPa}$

Sens L_x : $M_{t_x} = 13.35 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t_x}}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13.35 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 180^2} = 0.029 < \mu_l \dots \dots \dots A' = 0$$

$$A_x = \frac{1.07 \times M_{t_x}}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1.07 \times 13.35 \times 10^3}{18 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} d \cdot b = 2.17 \text{ cm}^2$$

On prend $A_x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : 4T10/ml $\rightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures**

$e = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ On prend $e = 20 \text{ cm}$

Sens L_y : $M_{t_y} = 12.73 \text{ N.m}$

On adopte la même section que le sens L_x :

4T10/ml $\rightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

III.6.3.2. Ferrailage sur appui

$$M_a = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8.89 \times 10^3}{14.17 \times 1000 \times 180^2} = 0.019 < \mu_l \dots \dots \dots A' = 0$$

$$A = \frac{1.07 \times M_a}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1.07 \times 8.89 \times 10^3}{18 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} d \cdot b = 2.17 \text{ cm}^2 \geq A_x$$

$$\text{On prend } A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4T10/ml \rightarrow $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

$$e_x = e_y \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } e_x = e_y = 20 \text{ cm}$$

- **Contrainte de cisaillement**

Effort tranchant dans le sens L_x :

$$V_x = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3 \cdot L_y} = \frac{11.079 \times 4.3 \times 4.35}{3 \times 4.35} = 15.87 \text{ KN}$$

Effort tranchant dans le sens L_y :

$$V_y = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} = \frac{11.079 \times 4.3 \times 4.35}{2 \times 4.35 + 4.3} = 15.94 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{u-max} = V_y = 15.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u-max}}{b \cdot d} = \frac{15.94 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.08 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

III.5.3.3. Etat limite de service

$$\text{D'après le BAEL 99 } \begin{cases} \rho = 0.98 \\ \nu = 0.20 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.045 \\ \mu_y = 0.953 \end{cases}$$

Donc :

$$M_x = 0.045 \times 8.04 \times 4.3^2 = 6.69 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.953 \times 6.69 = 6.37 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL99 on a :

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 6.69 = 5.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75M_y = 0.75 \times 6.37 = 4.77 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 0.5 \times 6.69 = 3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5M_x = 0.5 \times 6.69 = 3.34 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.471 + \sqrt{0.471^2 + 16.956}$$

$$Y_1 = 3.67$$

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3.14}{100} = 0.471 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.471 \times 18 = 16.956 \text{ cm}^2$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3.67)^3 + 15 \times 3.14 \times (18 - 3.67)^2$$

$$I = 11319.63 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{M_s}{I} = \frac{5.01 \times 10^3}{11319.63} = 0.442 \text{ Mpa/cm}$$

- **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_b = K \cdot Y_1 = 0.442 \times 3.67 = 1.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.62 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appui

$$M_a = 3.34 \text{ KN.m}$$

$$I = \frac{M_s}{l} = \frac{3.34 \times 10^3}{11319.63} = 0.295 \text{ Mpa/cm}$$

Etat limite de compression de béton

$$\sigma_b = K.Y1 = 0.295 \times 3.67 = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR sont convenables.

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les relations suivantes :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x}$$

$$\frac{20}{430} = 0.046 > \frac{5.01}{20 \times 9.21} = 0.027 \quad \text{cv}$$

$$2) \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} < \text{cv}$$

$$\frac{3.14}{100.18} = 0.0031 < \frac{2}{400} = 0.05 \quad \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

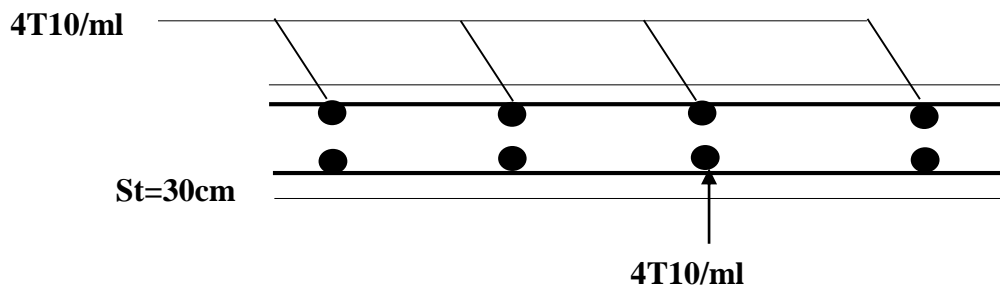


Figure III.23. Ferrailage de la dalle



CHAPITRE

IV

ETUDE DYNAMIQUE

Etude sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non- amorties (VLNA). L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

IV.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

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

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

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

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

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

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

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

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

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

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

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

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

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

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

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

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

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

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse modale.
- ✓ Analyse spectrale.
- ✓ Analyse temporelle.

IV.4. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud espacé possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « **Slab** » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.4.1. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version2003 avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.4.2. Choix de la méthode de calcul

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

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

IV.4.2.1. La méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62 m).

IV.4.2.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Concentration des masses au niveau des planchers.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.

Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.4.3. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.25 : Zone III, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 4 : système de contreventement mixte voiles-portiques)

Q : Facteur de qualité

La Figure IV.13 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse

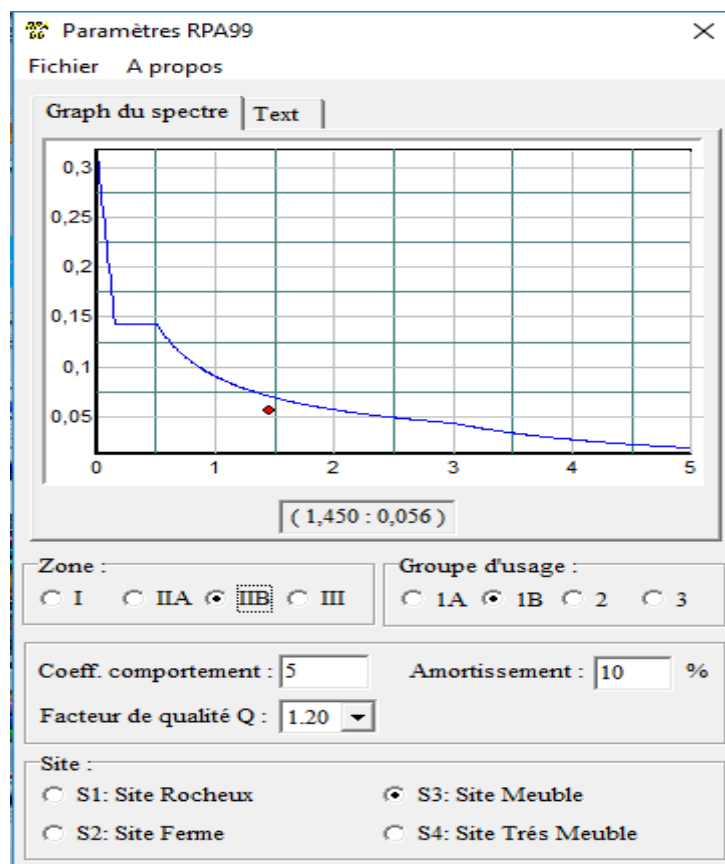


Figure IV.1. Spectre de réponse

• Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25$; groupe d'usage 2 et zone sismique III)
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & . T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage ($C_T = 0.05$)

- La hauteur totale du bâtiment25.42m
- La hauteur du sous-sol03,06 m
- La hauteur du rez-de-chaussée04.00m
- La hauteur des étages courants03,06 m
- La hauteur de l'acrotère0.80 m

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 25.42$ m)

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

Selon x-x

$$\begin{cases} D_x = 32.87\text{m} \\ D_y = 33.67\text{m} \end{cases}$$

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{25.42}{\sqrt{32.87}} = 0.40\text{sec} \\ T = 0.05 \times (25.42)^{3/4} = 0.566\text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.40\text{ sec}$$

Selon y-y

$$\begin{cases} D_x = 32.87\text{m} \\ D_y = 33.67\text{m} \end{cases}$$

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{25.42}{\sqrt{33.67}} = 0.40\text{sec} \\ T = 0.05 \times (25.42)^{3/4} = 0.566\text{sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.40\text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15\text{ sec.} \\ T_2 = 0.50\text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est:

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_y < T_2$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

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

- Pour notre bâtiment on prend $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_y = D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.9\text{m}$$

- R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système mixte (voiles-portique) en béton armé (R = 5).

- Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :
 - redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - régularité en plan et en élévation
 - la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, Ces pénalités sont résumées dans le Tableau IV.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1. Facteur de qualité Q de la structure

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.20$$

- T : Périodes caractéristiques:

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

W : poids de la structure calculé par la formule suivante:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i : étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i ";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ; W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV.2 : Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	5
Q	$1 + \sum P_q$	1.20
ξ	-	10%
H	$[(7 / (2 + \varepsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T_1	Site 3	0.15 s
T_2	Site 3	0.50 s

• Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_i " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_i < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport : $\frac{0,8V}{V_i}$

IV.4.4. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes;
- Vérification de la période fondamentale;
- Vérification de participation massique;
- Vérification de la résultante des forces sismiques (effort tranchant à la base);
- Vérification de déplacements inter-étages;
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

IV.5. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

IV.5.1. Premier modèle

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'escalier. Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure IV.3 ci-dessous.

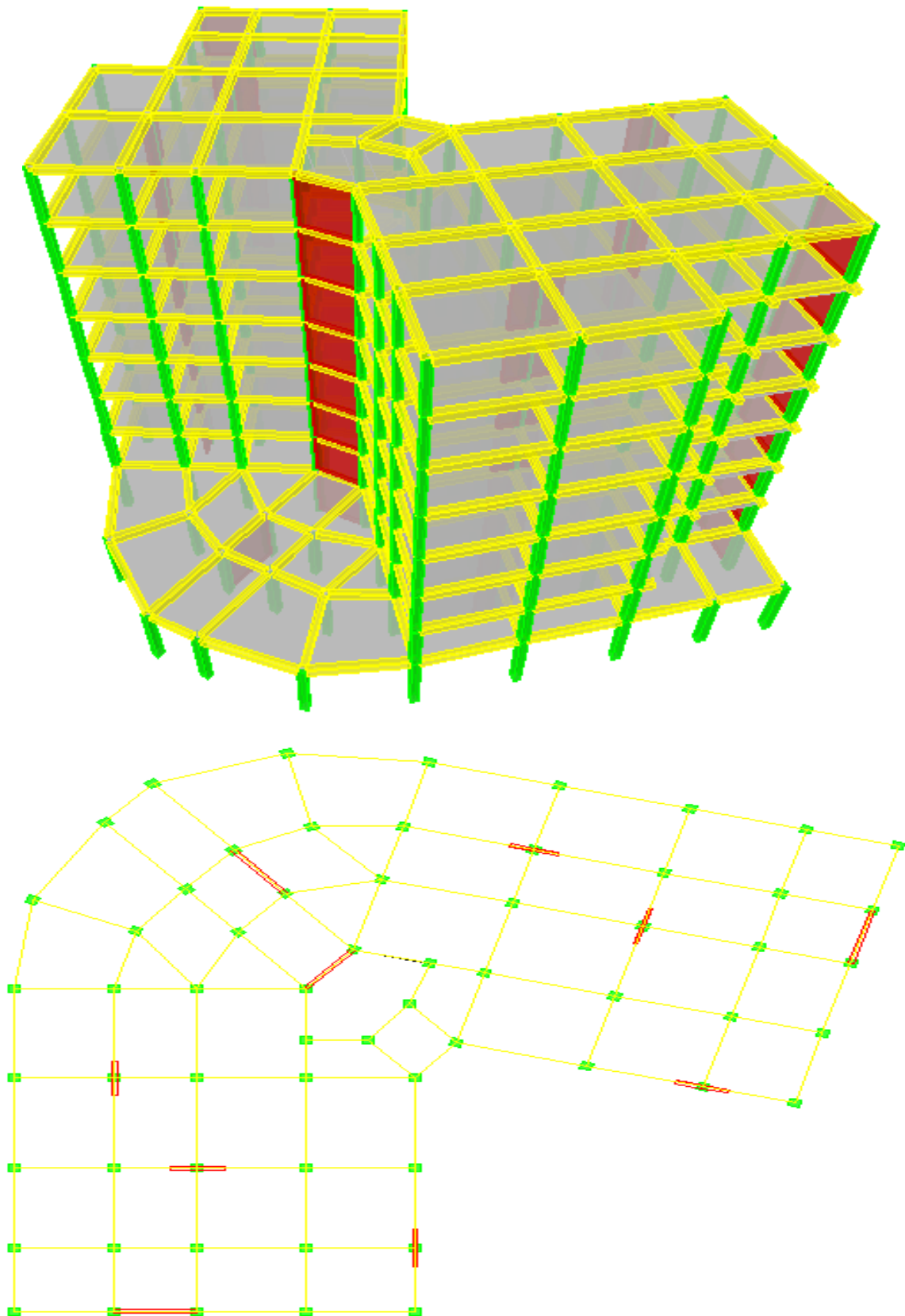


Figure IV.2. Modèle initiale de disposition des voiles

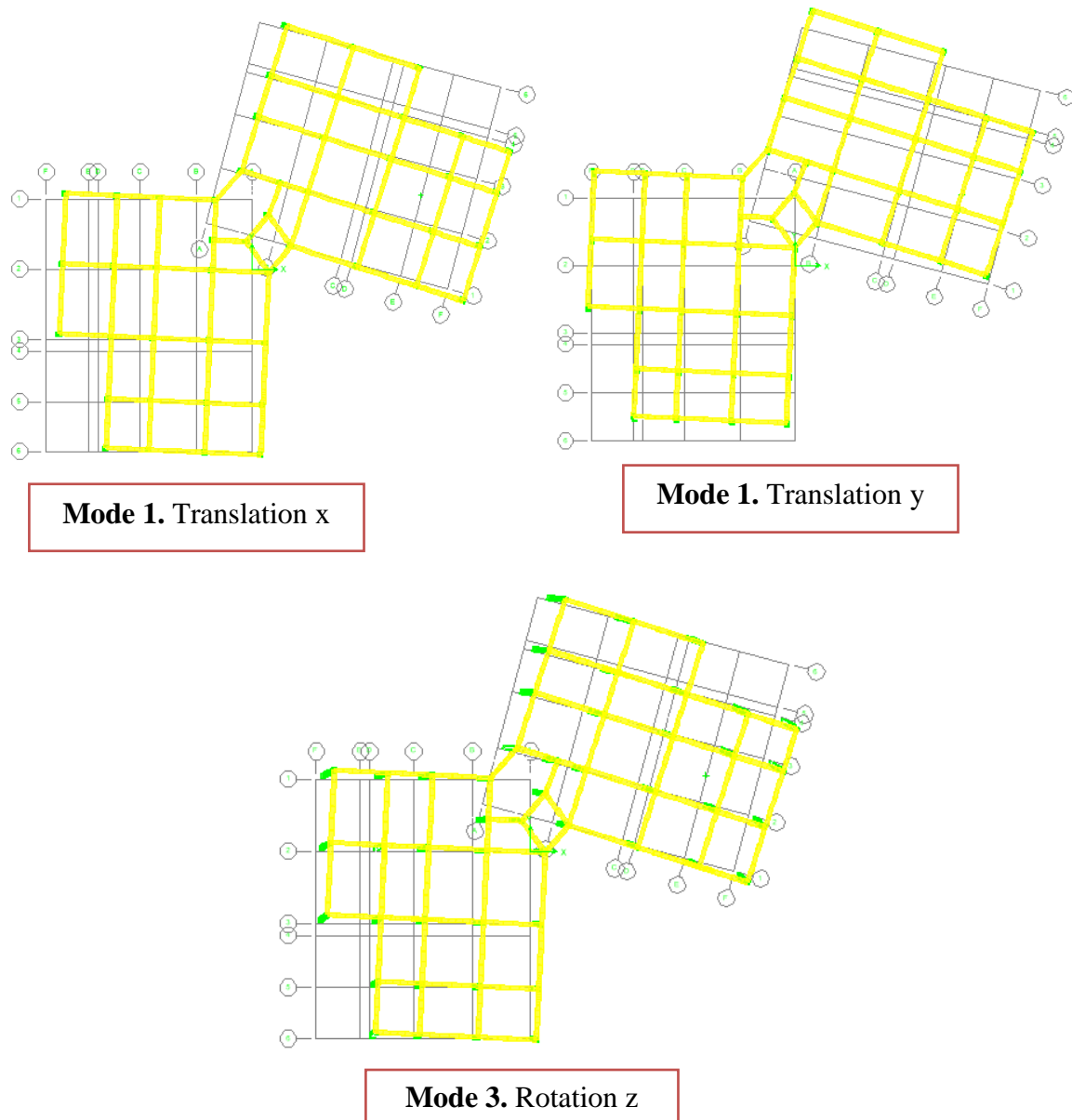


Figure IV.3. Comportement des trois premiers modes du modèle initial

IV.5.1.2. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau IV.3. Vérification des périodes

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.40	0,865994	0.52	Non vérifiée
Y	0.40	0,865994	0.52	Non vérifiée

IV.5.1.3. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 (version 2003). Le Tableau IV.5 donne le pourcentage de participation massique.

Tableau IV.4. Pourcentage de participation massique

Mode	T (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,86594	58,9962	2,013	58,9962	2,013
2	0,829874	0,059	60,0541	59,0551	62,0671
3	0,711504	11,3084	7,7067	70,3635	69,7738
4	0,252012	12,4334	0,0978	82,7969	69,8716
5	0,23178	0,0782	14,051	82,8751	83,9226
6	0,166889	3,4799	2,137	86,355	86,0596
7	0,12012	5,9783	0,0217	92,3334	86,0813
8	0,106771	0,0698	6,639	92,4032	92,7203
9	0,072375	1,7182	0,1954	94,1213	92,9157
10	0,07083	2,6612	0,4692	96,7825	93,3849
11	0,063168	0,0258	3,5513	96,8084	96,9362
12	0,05354	0,0181	0,0076	96,8264	96,9438
13	0,050152	0,7676	0,0548	97,594	96,9986
14	0,048607	0,0134	0,0005	97,6074	96,9991
15	0,048533	0,004	0	97,6114	96,9991
16	0,048514	0,0009	0	97,6122	96,9991
17	0,048347	0,0012	0,0067	97,6134	97,0058
18	0,0483	0,0003	0,0002	97,6137	97,006
19	0,048267	0,0053	0,0007	97,619	97,0067
20	0,046942	0,4883	0,0264	98,1073	97,0331
21	0,042701	0,1206	1,1367	98,2279	98,1698
22	0,040937	0,57	0,6901	98,7979	98,8599
23	0,035378	0,5328	0,0566	99,3307	98,9165
24	0,031214	0,0097	0,5192	99,3404	99,4357

IV.5.1.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

• Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V donnée au Tableau IV.5, est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau IV.5. Calcul de force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN4864.866)	V _y (KN)
0.25	1.9	1.9	5	1.20	1.20	42674,2634	4864.866	4864.866

Le Tableau IV.6 regroupe la vérification de la résultante de force sismique

Tableau IV.6. Vérification de la résultante de force sismique

	V (KN)	V _t (KN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
X	4864.866	2354,68776	3891.89	Non
Y	4864.866	2471,81114	3891.89	Non

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport : $0.8V/V_t$.

IV.5.1.5. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser.

$$\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h_e (m)	Vérification
T	0,01861182	0,0930591	0,01110025	0.0306	Oui
7 ^{ème}	0,01639177	0,08195885	0,01167015	0.0306	Oui
6 ^{ème}	0,01405774	0,0702887	0,0136473	0.0306	Oui
5 ^{ème}	0,01132828	0,0566414	0,01371995	0.0306	Oui
4 ^{ème}	0,00858429	0,04292145	0,0141421	0.0306	Oui
3 ^{ème}	0,00575587	0,02877935	0,01265485	0.0306	Oui
2 ^{ème}	0,0032249	0,0161245	0,0101037	0.0306	Oui
1 ^{ème}	0,00120416	0,0060208	0,0060208	0.0400	Oui

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h_e (m)	vérification
T	0,0184296	0,092148	0,0115921	0.0306	Oui
7 ^{ème}	0,01611118	0,0805559	0,0121655	0.0306	Oui
6 ^{ème}	0,01367808	0,0683904	0,0131523	0.0306	Oui
5 ^{ème}	0,01104762	0,0552381	0,0142198	0.0306	Oui
4 ^{ème}	0,00820366	0,0410183	0,01364585	0.0306	Oui
3 ^{ème}	0,00547449	0,02737245	0,01216555	0.0306	Oui
2 ^{ème}	0,00304138	0,0152069	0,00961675	0.0306	Oui
1 ^{ème}	0,00111803	0,00559015	0,00559015	0.0400	Oui

Conclusion : La période fondamentale et l'effort tranchant à la base, ne sont pas vérifiés, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

IV.5.2. Modèle final

La Figure IV.4 montre la disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par plusieurs voiles, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structurale indispensable dans les régions de forte sismicité.

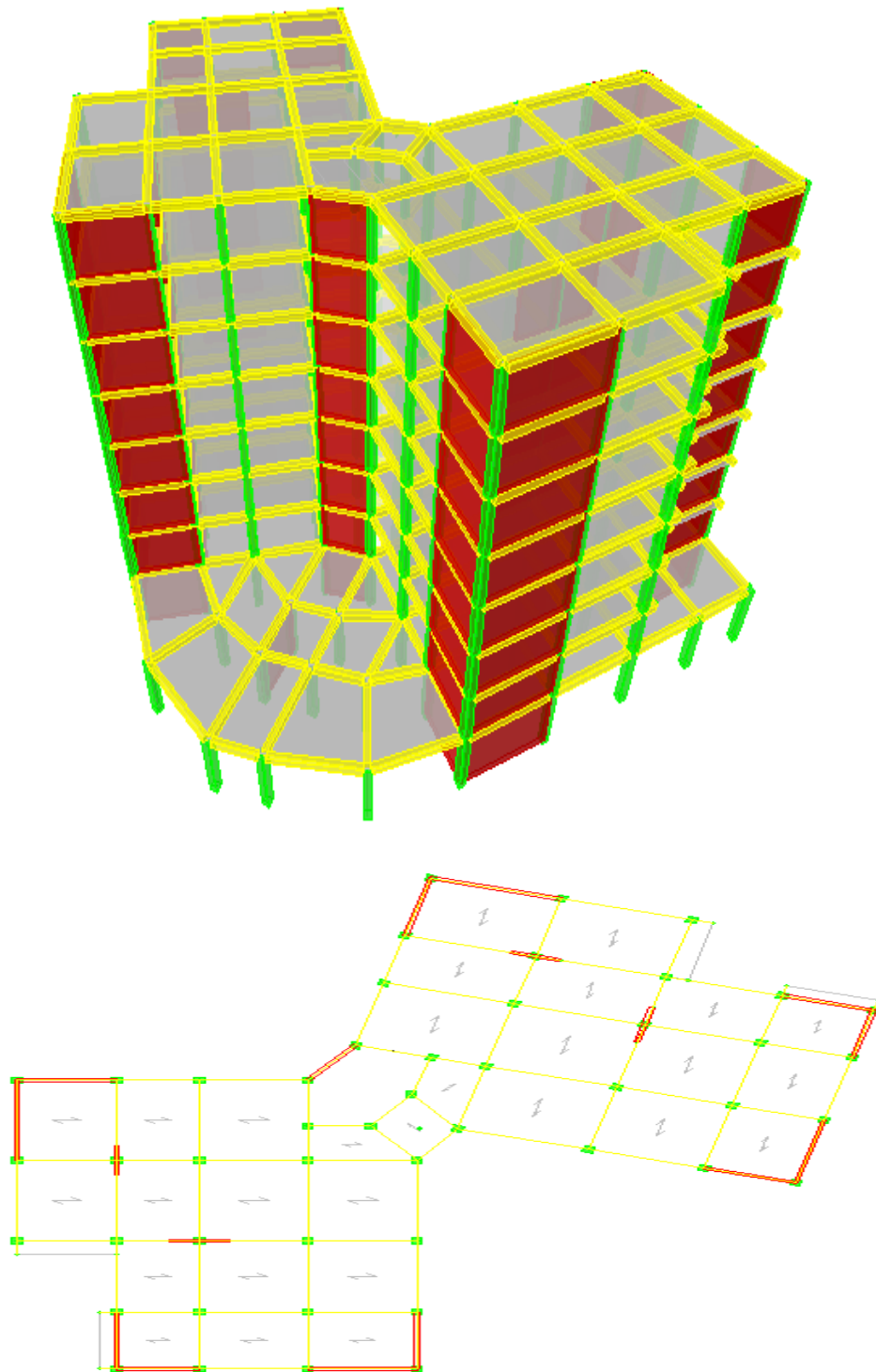


Figure IV.4. Disposition finale des voiles

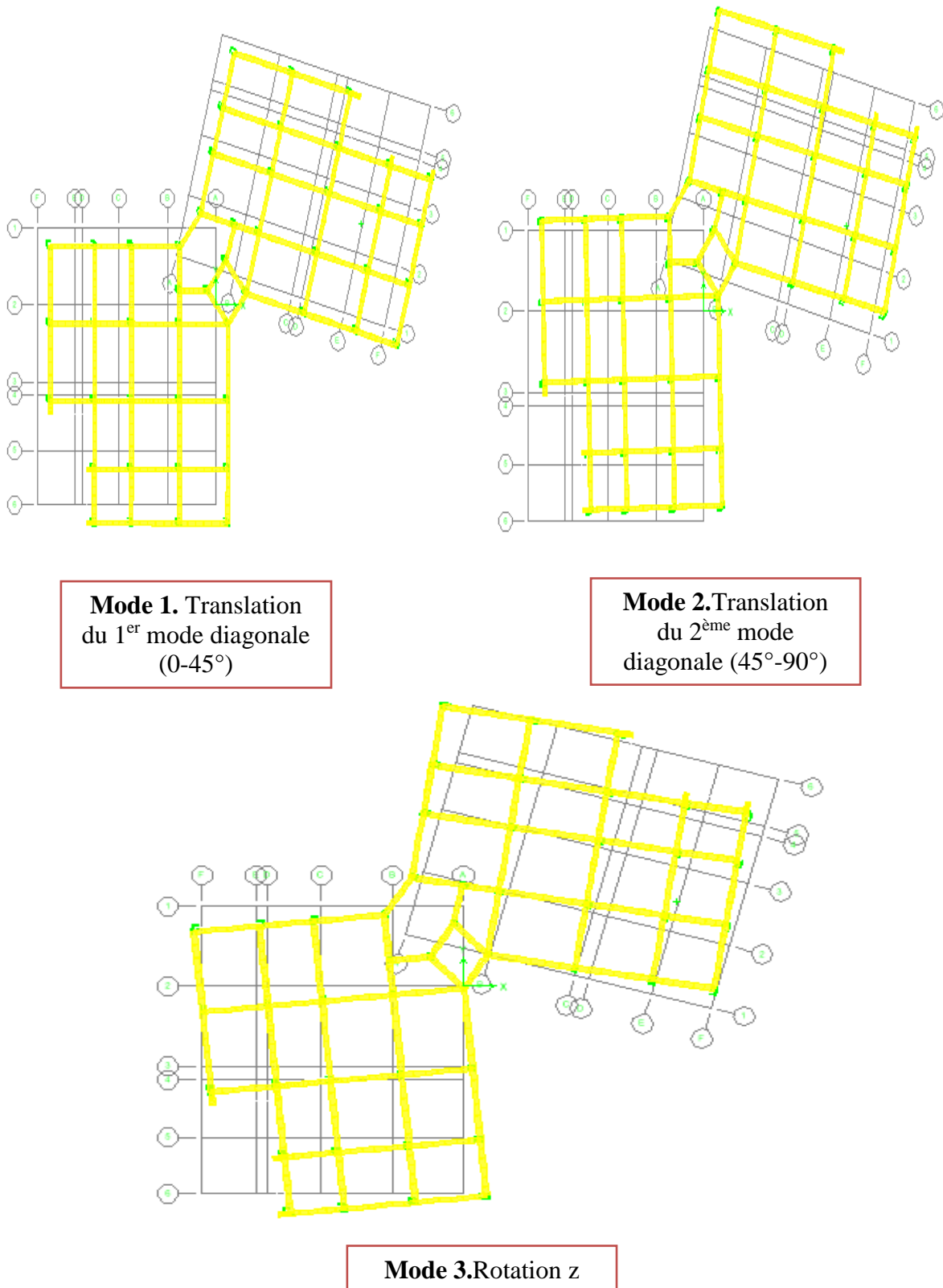


Figure IV.5. Comportement des trois premiers modes dumodèle final

IV.5.2.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au Tableau IV.9.

Tableau IV.9. Vérification des périodes

	TRPA (s)	TETABS (s)	1.3 x TRPA (s)	TETABS ≤ 1.3 x TRPA
X	0.40	0.52	0.52	Vérifiée
Y	0.40	0.52	0.52	Vérifiée

IV.5.2.2. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au Tableau IV.10

Tableau IV.10. Pourcentage de participation massique

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,52594	27,3355	39,7111	27,3355	39,7111
2	0,454948	38,5044	26,5729	65,8398	66,284
3	0,331507	1,8476	1,1267	67,6875	67,4107
4	0,116968	8,9476	11,9705	76,6351	79,3812
5	0,10349	12,0163	8,9165	88,6514	88,2977
6	0,075059	0,4748	0,2854	89,1262	88,5831
7	0,053885	0,9146	0,3224	90,0408	88,9055
8	0,052211	2,7161	3,1138	92,7569	92,0193
9	0,048983	0,5182	2,506	93,2751	94,5253
10	0,048541	0,0267	0,0282	93,3018	94,5534
11	0,048498	0,0065	0,0004	93,3083	94,5538
12	0,048486	0,0018	0,0007	93,31	94,5546
13	0,048482	0,0004	0	93,3105	94,5546
14	0,048453	0	0,0177	93,3105	94,5723
15	0,048299	0,0081	0,0022	93,3186	94,5745
16	0,046542	2,8645	1,2436	96,1831	95,8181
17	0,03543	0,2052	0,095	96,3882	95,9132
18	0,032341	1,3271	1,6833	97,7154	97,5965
19	0,030052	1,1174	1,0928	98,8328	98,6893
20	0,023419	0,5586	0,2758	99,3913	98,9651
21	0,023085	0	0,3566	99,3913	99,3217
22	0,021733	0,263	0,2917	99,6543	99,6134
23	0,018467	0,1666	0,1221	99,8209	99,7355
24	0,017634	0,0672	0,1485	99,8882	99,884

IV.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux IV.12 et IV.11 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau IV.11. Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.25	1.9	1.9	5	1.20	1.20	47492.998	5414.20	5414.20

Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V (KN)	V _t (KN)	0.8*V	V _t ≥ 0.8*V
X	5414.20	5414,21652	4331.36	Vérifiée
Y	5414.20	5414,21136	4331.36	Vérifiée

IV.5.2.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux présentés ci-dessous.

Tableau IV.13. Vérification des déplacements inter-étages sens EX

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h _e (m)	vérification
T	0,01359559	0,06797795	0,01051055	0.0306	Oui
7 ^{ème}	0,01149348	0,0574674	0,01073145	0.0306	Oui
6 ^{ème}	0,00934719	0,04673595	0,0100617	0.0306	Oui
5 ^{ème}	0,00733485	0,03667425	0,0100613	0.0306	Oui
4 ^{ème}	0,00532259	0,02661295	0,00939375	0.0306	Oui
3 ^{ème}	0,00344384	0,0172192	0,00782505	0.0306	Oui
2 ^{ème}	0,00187883	0,00939415	0,00604005	0.0306	Oui
1 ^{ème}	0,00067082	0,0033541	0,0033541	0.0400	Oui

Tableau IV.14. Vérification des déplacements inter-étages sens EY

Niveau	δ_e (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
T	0,01431782	0,0715891	0,01096525	0.0306	Oui
7 ^{ème}	0,01212477	0,06062385	0,010965	0.0306	Oui
6 ^{ème}	0,00993177	0,04965885	0,0111751	0.0306	Oui
5 ^{ème}	0,00769675	0,03848375	0,01051055	0.0306	Oui
4 ^{ème}	0,00559464	0,0279732	0,00984865	0.0306	Oui
3 ^{ème}	0,00362491	0,01812455	0,0082757	0.0306	Oui
2 ^{ème}	0,00196977	0,00984885	0,00604095	0.0306	Oui
1 ^{ème}	0,00076158	0,0038079	0,0038079	0.0400	Oui

Conclusion

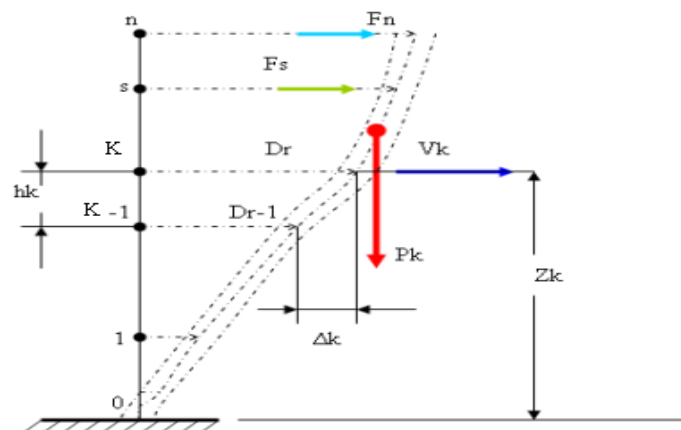
Tous les paramètres sont vérifiés pour ce modèle, on doit vérifier l'effet P- Δ , afin de passer au ferrailage des éléments de contreventement (portiques-voiles)

IV.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

**Figure IV.6.** Evaluation des effets du second ordre

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens.

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P- Δ sens EX

Niveaux	Pk(KN)	Vk(KN)	Δk (m)	hk(m)	Θ_x	Observation
T	5788,06024	1532,5417	0,00840844	3.06	0,01037803	Vérifiée
7 ^{ème}	5388,9264	2538,68835	0,00858514	3.06	0,00595551	Vérifiée
6 ^{ème}	5388,9264	3294,36196	0,00804938	3.06	0,00430301	Vérifiée
5 ^{ème}	5446,07091	3907,81366	0,00804902	3.06	0,00366582	Vérifiée
4 ^{ème}	5515,81973	4415,17557	0,00751503	3.06	0,00306811	Vérifiée
3 ^{ème}	5515,81973	4821,38407	0,00626002	3.06	0,00234041	Vérifiée
2 ^{ème}	5619,87771	5133,7059	0,00483204	3.06	0,00172864	Vérifiée
1 ^{ème}	7547,01365	5414,21652	0,00268328	4.00	0,00093507	Vérifiée

Tableau IV.16.Vérification de l'effet P-Δ sens EY

Niveaux	Pk(KN)	Vk(KN)	Δk(m)	hk(m)	Θy	observation
T	5788,06024	1543,39103	0,00877221	3.06	0,0107509	Vérifiée
7 ^{ème}	5388,9264	2545,3084	0,008772	3.06	0,00606931	Vérifiée
6 ^{ème}	5388,9264	3301,8761	0,00894006	3.06	0,00476827	Vérifiée
5 ^{ème}	5446,07091	3918,96361	0,00840845	3.06	0,00381862	Vérifiée
4 ^{ème}	5515,81973	4426,03459	0,00787891	3.06	0,00320878	Vérifiée
3 ^{ème}	5515,81973	4828,33505	0,00662057	3.06	0,00247165	Vérifiée
2 ^{ème}	5619,87771	5136,6395	0,00483278	3.06	0,00172792	Vérifiée
1 ^{ème}	7547,01365	5414,21136	0,00304631	4.00	0,00106158	Vérifiée

Conclusion

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.7. Vérification des sollicitations normales:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité a la condition suivante:

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

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exercant sur une section de béton

B_c :désigne l'aire (section brute)

f_{c28} : designe la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.17.Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Sections	Na (KN)	Bc (cm ²)	Fc28(MPa)	μ	Condition
RDC	45×45	1596,24	1849	25	0.345	Non vérifiée
1 ^{er}	45×45	1395,12	1849	25	0.302	Non vérifiée
2 ^{ème}	40×40	1107,26	1444	25	0.306	Non vérifiée
3 ^{ème}	40×40	919,45	1444	25	0.254	Vérifiée
4 ^{ème}	40×40	735,22	1444	25	0.204	Vérifiée
5 ^{ème}	35×35	552,39	1089	25	0.202	Vérifiée
6 ^{ème}	35×35	373,98	1089	25	0.137	Vérifiée
7 ^{ème}	35×35	199.96	1089	25	0.073	Vérifiée

Remarque : la condition n'est pas vérifiée pour l'ensemble des poteaux, il y'a donc un risque de rupture fragile. On augmente ainsi la section des poteaux, le tableau suivant indique les changements apportés ainsi que les nouvelles sollicitations à considérer

Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Sections	N_d (KN)	B_c (cm ²)	$F_{c,28}$ (MPa)	V	Condition
RDC	50×50	1800.76	2304	25	0.3	Vérifiée
1 ^{er}	50×50	1438.01	2304	25	0.249	Vérifiée
2 ^{ème}	45×45	1145.17	1899	25	0.24	Vérifiée
3 ^{ème}	45×45	951.85	1899	25	0.20	Vérifiée
4 ^{ème}	45×45	761.11	1899	25	0.160	Vérifiée
5 ^{ème}	40×40	571.69	1444	25	0.158	Vérifiée
6 ^{ème}	40×40	386.95	1444	25	0.107	Vérifiée
7 ^{ème}	40× 40	206.13	1444	25	0.057	Vérifiée

Conclusion : la condition est ainsi vérifiée avec l'augmentation de la section des poteaux



CHAPITRE

V

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments refend plein ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et RPA99 /Version 2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 (Situation durable) ;
 - ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ✓ ELS : $G + Q$

- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99/version 2003 (Situation accidentelle) :
 - ✓ $G + Q \pm E$
 - ✓ $0.8G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1. Introduction

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

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N), compression, et à un moment fléchissant 'M'.

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

- Section entièrement tendue S.E.T.

- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

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

Tableau V.1. Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	347.82
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA99 (version 2003), pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet. Leur pourcentage est limité par :

$0.9\% < A_s/B < 4\%$ pour une zone courante (Z.C)

$0.9\% < A_s/B < 6\%$ pour une de recouvrement (Z.R)

- A_s : la section d'acier.
- B : section du béton (cm²)

Le diamètre minimal est de 12mm.

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

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

V.2.3. Principe de calcul

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

A partir des combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ $N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.4 Calculs du ferrailage

Situation accidentelle

- Combinaison:G+Q+E

(N^{\max} ; M^{corr})

Tableau V.2: ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})

Niveaux	Section	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As_{\min} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	-1800.76	-24.189	S.E.T	0	27.62	22.50
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	-1145.17	-31.525	S.E.T	0	18.91	18.23
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	-571.69	-35.727	S.E.T	0	11.24	14.40

(M^{\max} ; N^{corr})

Tableau V.3: ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})

Niveaux	Section	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As_{\min} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	-151.78	-42.331	S.E.T	0	5.13	22.50
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	-304.8	49.379	S.E.T	0	8.22	18.23
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	-94.35	48.596	Y0=0.02	0	5.3	14.40

- Combinaison:0.8G+E

(N^{\max} ; M^{corr})

Tableau V.4: ferrailage des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr})

Niveaux	Section	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As_{\min} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	-1030.17	-0.69	S.E.T	0	14.86	22.50
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	-717.12	-2.785	S.E.T	0	10.53	18.23
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	-362.17	-4.651	S.E.T	0	5.6	14.40

(M^{\max} ; N^{corr})

Tableau V.5: ferrailage des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})

Niveaux	Section	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As_{\min} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	-83.37	17.986	Y0=0	0	2.48	22.50
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	-342.74	-7.15	S.E.T	0	5.48	18.23
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	-100.18	-9.777	S.E.T	0	2.27	14.40

Situation durable

- **Combinaison:1.35G+1.5Q**

(N^{max} ;M^{corr})**Tableau V.6: ferrailage des poteaux situation durable (N^{max} ;M^{corr})**

Niveaux	Section	N ^{max} (KN)	M ^{corr} (KN.m)	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	-1986.57	-1.295	S.E.T	0	28.65	22.50
2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}	45 x 45	-1378.14	-5.319	S.E.T	0	20.22	18.23
5^{ème} +6^{ème}+7^{ème}	40 x 40	-688.4	-8.950	S.E.T	0	10.65	14.40

(M^{max} ;N^{corr})**Tableau V.7: ferrailage des poteaux situation durable (M^{max} ;N^{corr})**

Niveaux	Section	N ^{corr} (KN)	M ^{max} (KN.m)	sollicitation	As' (cm ²)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	-157.19	34.507	Y0=0	0	4.72	22.50
2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}	45 x 45	-649.74	-13.748	S.E.T	0	10.41	18.23
5^{ème} +6^{ème}+7^{ème}	40 x 40	-166.65	-18.725	S.E.T	0	3.98	14.40

- **Choix des armatures**

Tableau V.8 : choix des armatures despoteaux

Niveaux	Section	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z-C)	A _s ^{max} (Z-R)	Choix	As ^{ado} (cm ²)
RDC+1er	50 x 50	0	28.65	22.5	75	150	4T20+8T16	28,65
2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}	45 x 45	0	20.22	18.23	60.75	121.5	4T16+8T14	20,36
5^{ème} +6^{ème}+7^{ème}	40 x 40	0	11.24	14.4	48	96	4T14+8T12	15,21

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}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par:

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

- Fissuration peu nuisiblepas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0.8 \zeta_s$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants : 1

- **Combinaison : G+Q**

(Nmax,Mcorr)

Tableau V.9 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Vérification à l'état limite de service

Niveaux	Sections	Mser (KN.m)	Nser (KN)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérifications
SS+RDC+1er	50 x 50	-0.993	-1535.87	0.9	201.63	0.05	15	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	-4.101	-10.64.4	5.81	201.63	0.29	15	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	-6.915	-529.95	14.58	201.63	0.72	15	Vérifiée

(Mmax, Ncorr) :

Tableau V.10: Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveaux	Sections	Mser (KN.m)	Nser (KN)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérifications
SS+RDC+1er	50 x 50	26.638	-120.72	24.35	201.63	1.36	15	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	-10.621	-499.8	12.10	201.63	0.77	15	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	-14.448	-137.18	30.68	201.63	1.49	15	Vérifiée

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant:

a-Vérification de la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_\mu$

Avec :

Tu : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

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

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

- **Selon le CBA 93 :**

$\bar{T}_\mu = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5\text{Mpa})$Fissuration peu nuisible.

$\bar{T}_\mu = \text{Min}(0.10f_{c28}, 4\text{Mpa})$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon le RPA 99 version 2003:**

$\rho_d = 0,075$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.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section	T_u	T_u	A	ρ_d	\bar{T}_μ RPA (Mpa)	\bar{T}_μ BAEL (Mpa)	Vérification
RDC	50×50	25,099	0,112	2,760	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
01	50×50	56,411	0,250	2,760	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
02	45×45	45,498	0,249	2,88	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
03	45×45	48,1988	0,264	2,88	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
04	45×45	55,1878	0,302	2,88	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
05	40×40	43,499	0,302	2,92	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
06	40×40	45,998	0,319	2,92	0,04	1,875	2,5	Vérifiée
07	40×40	58,812	0,408	2,92	0,04	1,875	2,5	Vérifiée

V.2.7. Ferrailage transversal des poteaux :

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

- Selon le RPA99 version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédent si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ ($f_e E400$).

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

Tableau V.12: Espacements maximales selon RPA99

Niveaux	Section	Barres	Øl (mm)	St (mm)	
				Z.N	Z.C
RDC+1 ^{er}	50 x 50	4T20+8T16	16	10	15
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	4T16+8T14	14	10	15
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	4T14+8T12	12	10	15

Tableau V.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Sections	l _r (cm)	A _g	Pa	Tu ^{max} (KN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{ado} (cm ²)
RDC	50 x 50	280	5.6	2,5	56,411	N	10	0.705	4T10	3,14
						C	15	1,057	4T10	3,14
1 ^{er}	50 x 50	214.2	2.284	3,75	56,411	N	10	1,057	4T10	3,14
						C	15	1.586	4T10	3,14
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	45 x 45	214.2	4.76	3,75	55,187	N	10	1.149	4T10	3,14
						C	15	1.725	4T10	3,14
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	40 x 40	214.2	5.355	3,75	58,812	N	10	1.378	4T10	3,14
						C	15	2.0682	4T10	3,14

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Øl en zone III.

Pour :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.2.9 : Ferrailage des poteaux de S-SOL:

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50φ_l en zone III pour:

- φ=20mm L_r=100mm
- φ=20mm L_r=80mm
- φ=20mm L_r=70mm
- φ=20mm L_r=60mm

V.2.9 : Ferrailage des poteaux de S-SOL :

Les poteaux su sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par 9:As≥

$$\left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0.6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

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 considéré.

B : Section du poteau

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

L_f : la longueur de flambement avec $L_f = 0.7l_0$

B_r : Section réduite, pour un poteau carré $B_r = (a-0.02)^2$ [m^2]

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

- Poids du plancher $G_{PT} = 5.34 \times 19.44 = 103.81 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales $G_{PP} = 0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3 \text{ KN}$
- P Poids des poutres secondaires $G_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times 4.05 \times 25 = 10.63 \text{ KN}$
- Poids du poteau $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times (4 - 0.50) = 21.875 \text{ KN}$

$$N_u(\text{RDC}) = 1182.02 \text{ KN}$$

$$G = 151,615 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 19,44 = 29,16 \text{ KN}$

$$Q = 29,16 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 248,42 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ssl)} = N_{u(rdc)} + N_{ul} = 1430.44 \text{ kN}$$

Calcul du ferrailage:

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 12,67 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{214.2}{12,67} = 16.906 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.579$
- $B_r = (0.5 - 0.02)^2 = 2340 \text{ cm}^2$

D'où

$$A_s \geq \left(\frac{1431.44 \times 10^3}{0.579} - \frac{2340 \times 10^2}{0.9} \times \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s \geq -155.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{min} = 0.9\%B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{min} = 22.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T20+8T16 = 28,65 cm².

C. Vérification à l'ELS:

Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

Section (cm ²)	Nser(kN)	σ_s (MPa)	(MPa) $\overline{\sigma_s}$	σ_b (MPa)	(MPa) $\overline{\sigma_b}$	Vérification
50*50	-1535,87	77,6	201.63	5.32	15	Vérifiée

Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$ résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau suivant :

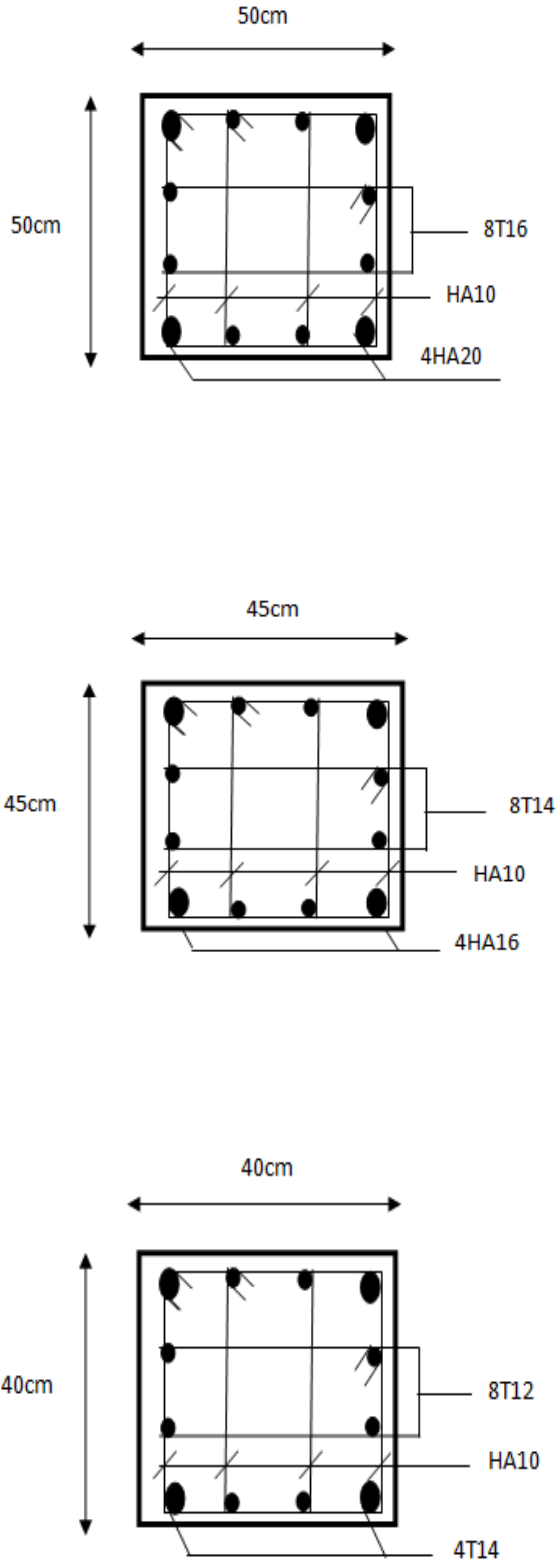


Figure .V.1. : Croquis de ferrailages des poteaux

V.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul ETABS, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** et le **BAEL 91** .

1. Situation durable ELU :..... **1,35G + 1,5Q**.

2. Situation accidentelle : **G + Q + E**

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x35) cm².

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par **RPA99/version 2003** en zone III.

V.3.1 Recommandations selon RPA99 version 2003

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.3.2 Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur :

a. Situation durable :

Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Sections	Positions	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
SS+RDC+1er	30 x 40	Travée	58.78	4.98	0
		Appui	-96.76	8.59	0
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 40	Travée	56.09	4,74	0
		Appui	-77.42	6.71	0
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 40	Travée	68.97	5.92	0
		Appui	-90.81	8	0

Combinaison 1.35G+1.5Q+0.8T

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Sections	Positions	M ^{max} (KN.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
SS+RDC+1er	30 x 40	Travée	63.29	5,39	0
		Appui	-104.8	9.4	0
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 40	Travée	60.38	5.13	0
		Appui	-83.79	7.32	0
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 40	Travée	72.10	6.21	0
		Appui	-94.74	8.39	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.17. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Sections	Positions	M ^{max} (KN.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC+1er	30 x 40	Travée	46.38	3,88	0
		Appui	-85.02	7,44	0
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 40	Travée	44.02	3,67	0
		Appui	-75.01	6,48	0
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 40	Travée	53,46	4,51	0
		Appui	-79,59	6,92	0

2.Sens non porteur :

a. Situation durable :

Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveaux	Sections	Positions	M ^{max} (KN.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC+1er	30x 35	Travée	14.83	1,4	0
		Appui	-20.13	1.92	0
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30x 35	Travée	6.72	0,62	0
		Appui	-26.44	2,5	0
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30x 35	Travée	11.20	1,04	0
		Appui	-33.61	3.2	0

- **Combinaison 1.35G+1.5Q +0,8T**

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveaux	Sections	Positions	M ^{max} (KN.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC+1er	30x 35	Travée	15.91	1.51	0
		Appui	-21.60	2.06	0
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30x 35	Travée	7.34	0.69	0
		Appui	-28.41	2,74	0
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30x 35	Travée	10.85	1.02	0
		Appui	-35.99	3,5	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Sections	Positions	M ^{max} (KN.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC+1er	30x 35	Travée	11.65	1,08	0
		Appui	-40.96	3,95	0
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30x 35	Travée	2.14	0,2	0
		Appui	-64.68	6,46	0
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30x 35	Travée	6.16	0,57	0
		Appui	-73.653	7.46	0

V.3.4 Choix des armatures :

Remarque :

Plusieurs choix sur le ferrailage ont été fait, de telle manière à vérifier toutes les conditions afin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligé d'augmenter la section d'armature en appuis.

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants:

1- Sens porteur:**Tableau V.21:** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	Sections	A_{s}^{max}	A_{s}^{max}	A_{s}^{min}	A_{s}^{cal}	Choix	A_{s}^{ado}
		ZC	ZR	RPA	cm ²		(cm ²)
RDC+1 ^{er}	30x 40	48	72	6	5,39	5T14	7,70
					9,4		3T16+3T14
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 40	48	72	6	5,13	5T14	7,70
					7,32		3T16+3T14
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 40	48	72	6	6,21	5T14	7,70
					8,39		3T16+3T14

2- Sens non porteur:**Tableau V.22:** Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Sections	A_{s}^{max}	A_{s}^{max}	A_{s}^{min}	A_{s}^{cal}	Choix	A_{s}^{ado}
		ZC	ZR	RPA	cm ²		(cm ²)
RDC+1 ^{er}	30x 35	42	63	5,25	1,51	5T12	5,65
					3,95		5T12
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 35	42	63	5,25	0,69	5T12	5,65
					6,46		5T14
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 35	42	63	5,25	1,02	5T12	5,65
					7,46		5T14

V.3.5 Condition de non fragilité :

Avec :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2.1$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $d = 0.9h$ **Tableau V.23 :** Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_s(min)choisi$ (cm ²)	$A_s(min)$ (cm ²)	Condition
30x40	7,70	1,30	Vérifiée
30X35	5,65	1,14	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis-à-vis de L'ELS :

1- Sens porteur :

- Combinaison G+Q

Tableau V.24 : Vérification des poutres principales

Niveaux	Sections		M^{\max} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Condition
SS+RDC+1 ^{er}	30 x 40	Travée	55.16	8,79	15	226,69	201.63	Vérifiée
		Appui	-75.52	10.7	15	219.6	201.63	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 40	Travée	43,72	6.97	15	179.8	201.63	Vérifiée
		Appui	-60.48	9.13	15	212.1	201.63	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 40	Travée	52,71	8.4	15	216.7	201.63	Vérifiée
		Appui	-69.31	9.82	15	201.5	201.63	Vérifiée

- Combinaison G+Q+0,6T

Tableau V.25 : Vérification des poutres principales

Niveaux	Sections		M^{\max} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Condition
RDC+1 ^{er}	30 x 40	Travée	48.20	7.68	15	198.2	201.63	Vérifiée
		Appui	-79.31	11.2	15	230.6	201.63	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 40	Travée	45.99	7.33	15	189.1	201.63	Vérifiée
		Appui	-63.85	9.63	15	224	201.63	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 40	Travée	55.13	8.79	15	226.7	201.63	Vérifiée
		Appui	-72.52	10.3	15	10.3	201.63	Vérifiée

2- Sens non porteur :

- Combinaison G+Q

Tableau V.26: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Sections		M^{\max} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Condition
RDC+1 ^{er}	30 x 35	Travée	11.64	2.64	15	75.1	201.63	Vérifiée
		Appui	-15.67	3.56	15	101.1	201.63	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	30 x 35	Travée	4.79	1.09	15	30.9	201.63	Vérifiée
		Appui	-20.61	4.22	15	99.2	201.63	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	30 x 35	Travée	7,82	5.35	15	35,151	201.63	Vérifiée
		Appui	-26.13	5.35	15	125.8	201.63	Vérifiée

- **Combinaison G+Q+0,6T**

Tableau V.27: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Sections		M^{\max} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Condition
RDC+1er	30 x 35	Travée	8.72	1,124	15	32,296	201.63	Vérifiée
		Appui	-12.49	2,689	15	77,220	201.63	Vérifiée
2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}	30 x 35	Travée	6.11	1,056	15	30,329	201.63	Vérifiée
		Appui	-21.42	4,588	15	131,724	201.63	Vérifiée
5^{ème}+6^{ème}+7^{ème}	30 x 35	Travée	8.85	1,553	15	44,606	201.63	Vérifiée
		Appui	-27.06	6,440	15	184,896	201.63	Vérifiée

V.3.7 Vérification de l'effort tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\overline{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.28. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Sections	T_u^{\max} (KN)	τ_u MPa	$\overline{\tau}_u$ MPa	Vérification
RDC+1er	30x40	-115,24	1,06	2.5	Vérifiée
	30x35	-49,68	0,47	2.5	Vérifiée
2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}	30x40	108,99	1,009	2.5	Vérifiée
	30x35	-69,38	0,66	2.5	Vérifiée
5^{ème}+6^{ème}+7^{ème}	30x40	124,58	1,15	2.5	Vérifiée
	30x35	-70,31	0,67	2.5	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE400 ($f_c=400$ MPa).

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

- Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.4\text{cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Poutre porteuse :**

Tableau V.29 : Choix des armatures transversales

Sens	T _u ^{max} (KN)	τ _u MPa	BEAL	RPA		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	ZN	ZC	ZN	ZC		
Porteur (30*40)	124,58	1,15	36	10	20	10	20	1.80	4T8
Non porteur (30*35)	-70,31	0,67	31.5	8.75	17.5	8	15	1.35	4T8

V.3.8 Recouvrement des armatures longitudinales

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

Pour :

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

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

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$.

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$.

V.3.9 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec :

$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

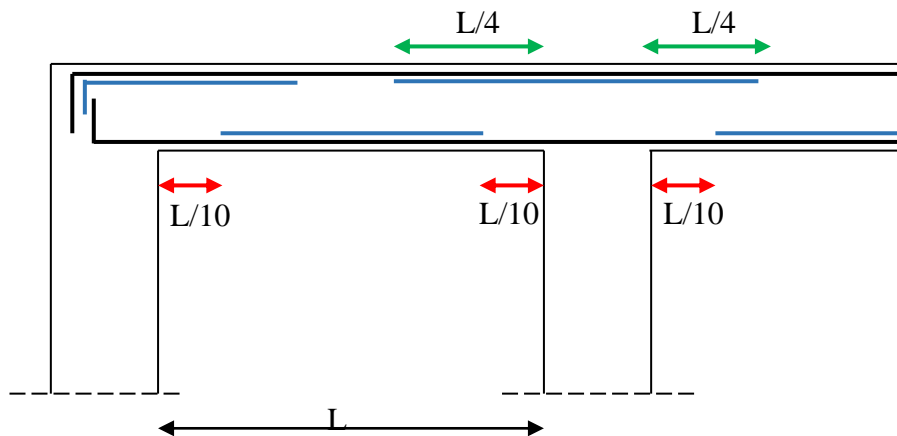


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.3.10 Vérification de la flèche :

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

Tel que :

- Poutre porteuse : $L = 540 \text{ cm}$

$$\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.04 \text{ cm}$$

- Poutre non porteuse : $L = 435 \text{ cm}$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.87 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre ' y_1 ' :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau V.30.

Tableau V.30 : Vérification de la flèche

Sens	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	Y1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Porteur	52,713	7.70	21,405	0,007	324,17	2,945	1,178	0,676	137764,288	50660,19	76683,67
Non porteur	-35,08	5.65	18,545	0,0059	67,76	3,512	1,405	0,0123	94113,0176	99253,34	92520,514

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.87MPa$$

- Fleche due aux déformations instantanées :

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}}$$

- Fleche due aux déformations différées :

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

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau.0u 5.31.

Tableau V.31 : Vérification de la flèche

Poutre	L (cm)	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Condition
Porteur	540	2.79	1.42	1.37	10.4	Vérifiée
Non porteur	435	1.49	0.47	0.70	8.7	Vérifiée

Les schémas de ferrailage des poutres sont présentés sur les Figures V.3 et V.4.

• Poutres porteuses

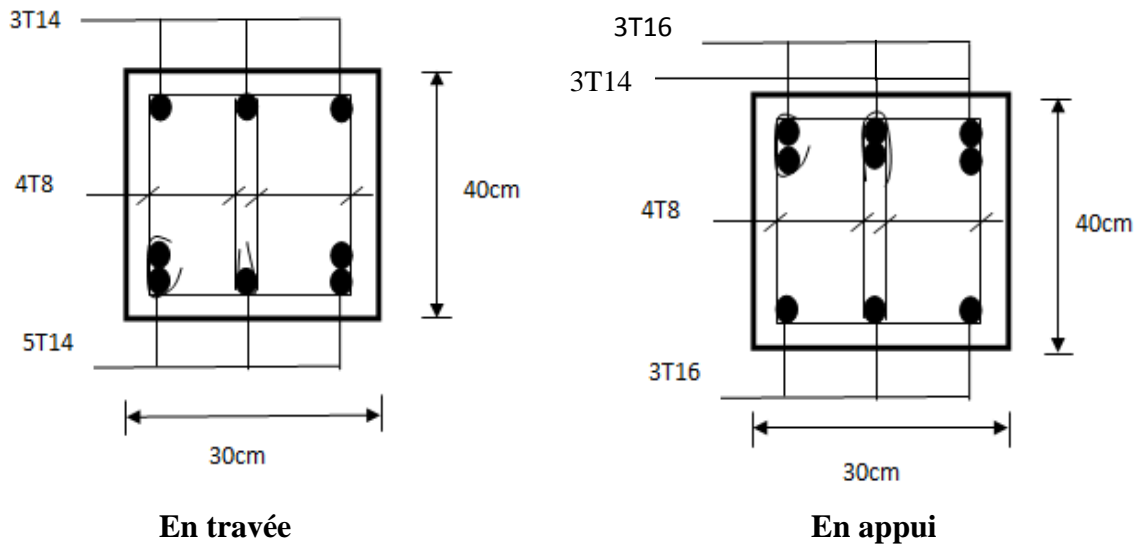


Figure V.3 Ferraillage des poutres porteuses

• Poutres non porteuses

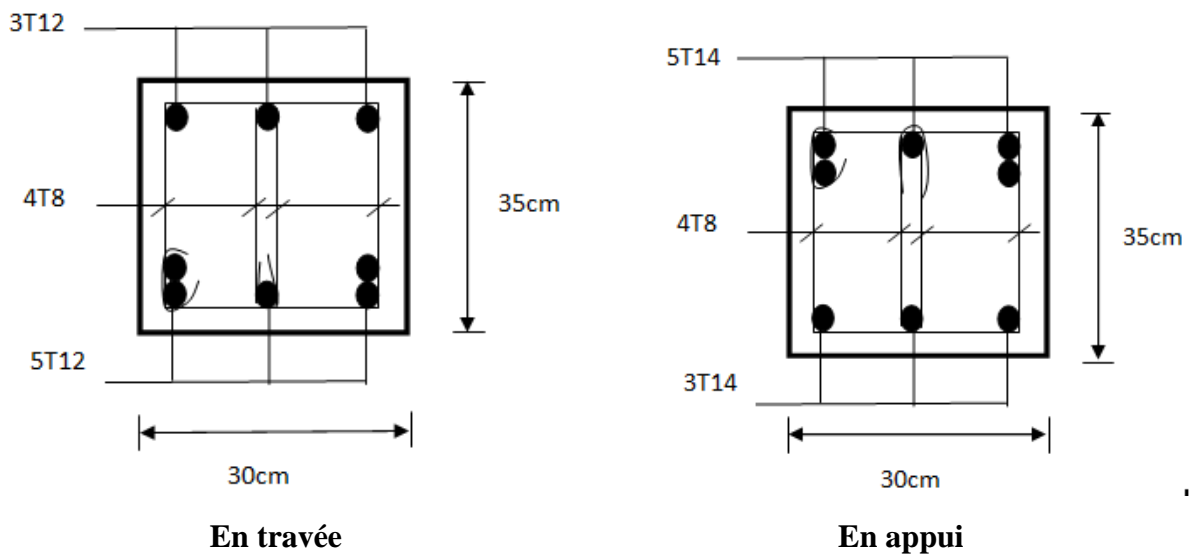


Figure V.4. Ferraillage des poutres non porteuses

V.4.Ferailage des voiles

V.4.1. Introduction

Les voiles et les 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.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2.Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

Structures auto stables.

Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.3. Rôle de contreventement

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit, nous présentons deux méthodes de calcul des voiles : la première méthode dite méthode des contraintes (ou méthode simplifiée), elle suppose que le diagramme des contraintes dans la section du voile est linéaire et le calcul des sollicitations est basé sur ce diagramme. La deuxième méthode est basée sur des recommandations réglementaires et expérimentales. Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée, (Nu, Mu) et un effort tranchant Vu.

Les différentes étapes de calcul et vérifications pour cette dernière méthode seront effectuées selon le code American ACI-318-02 (American Concrete Institute), toute en faisant référence aux recommandations des RPA 99 Ver. 2003.

V.4.4.Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

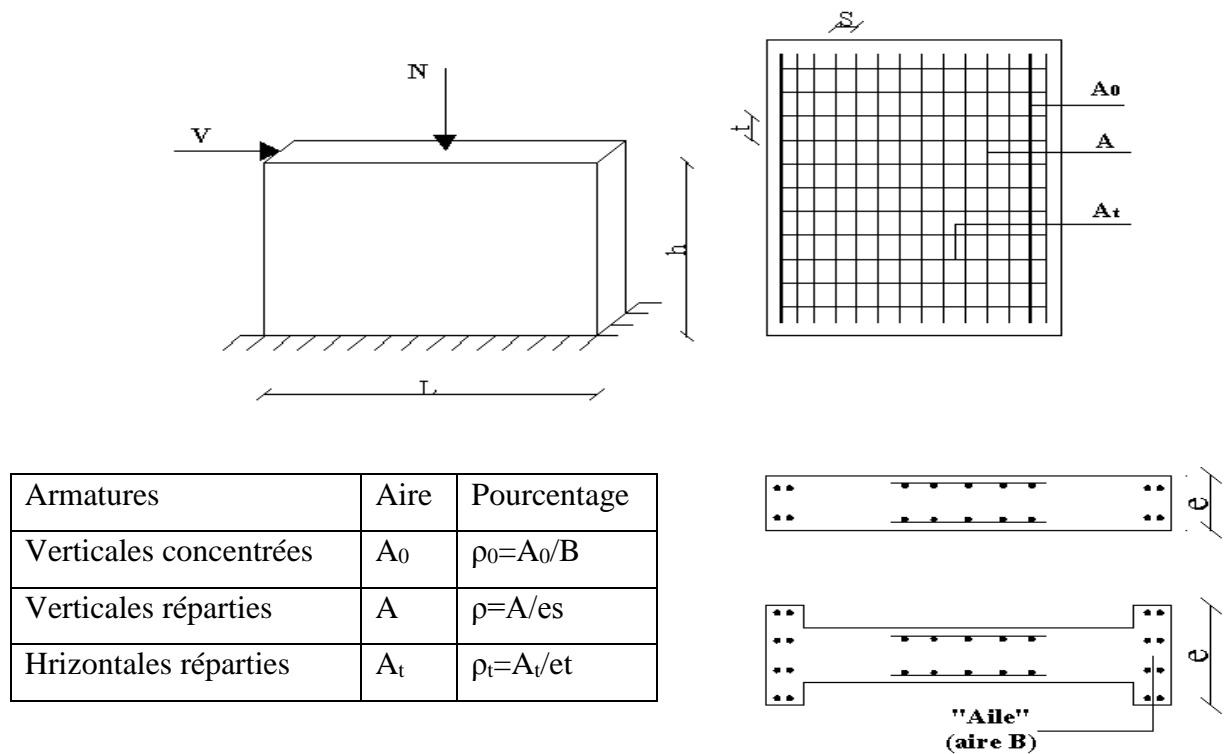


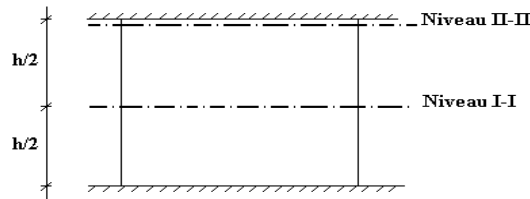
Figure V.5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.5. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\text{lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

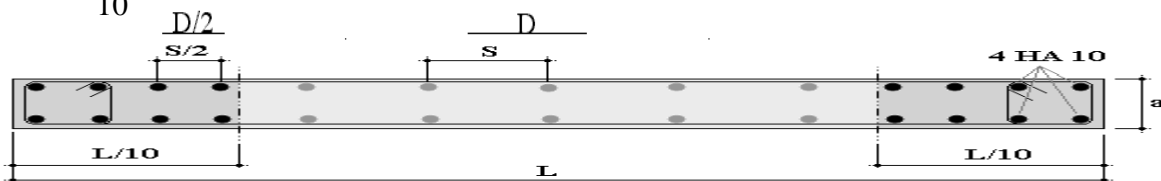
En cas de traction, on négligera le béton tendu.



V.4.6. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure V.6. Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15 %
 - En zone courante 0.10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.7. Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

1^{ere}cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0.2\%a.l$)

2^{eme}cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t .
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0.20\% .a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0.20\% .a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0.15\% .a.100 (1ml)$$

3^{eme}cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.
- **Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2.f_{c28} = 4MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1.4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$$d = 0.9h. \quad h : \text{hauteur total de la section.}$$

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.lm$$

$$\tau_b > 0.025f_{c28} = 0.5MPa \Rightarrow A = 0.25\%a.lm$$

- **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1.5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40ϕ les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1. \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$

Avec : $\bar{V} = 1.4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.8 Ferrailage des voiles

Les voiles sont ferrailés par la combinaison : $0.8G \pm E$

V.4.9 Premier type - voile en L

- Vérification de la contrainte de compression sous $(G+Q \pm E)$

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \dots\dots\dots w = \frac{I}{V}$$

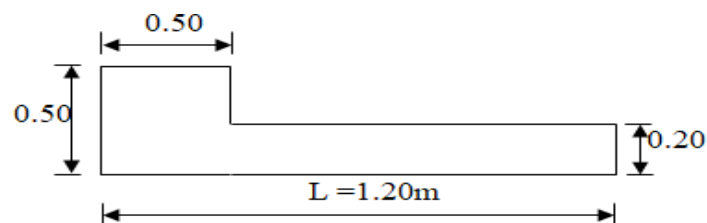


Figure V.7.vue en plan du voile pleine en L

Avec:

A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
0.39	0.73	0.47	0.0432	245.5	479.374	2068.359

- Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{245,5}{0,39} + \frac{479,374 \times 0,73}{0,0432} \right] \times 10^{-3} = 8.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{245,5}{0,39} - \frac{479,374 \times 0,73}{0,0432} \right] \times 10^{-3} = -1.25 \text{ MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée(SPC).

- Vérification de la contrainte de compression sous $(G+Q \pm E)$

$$N = 1763,09 \text{ KN}$$

$$M = 529,129 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1763,09}{0,39} + \frac{529,129 \times 0,73}{0,0432} \right] \times 10^{-3} = 13,46 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 13,46 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

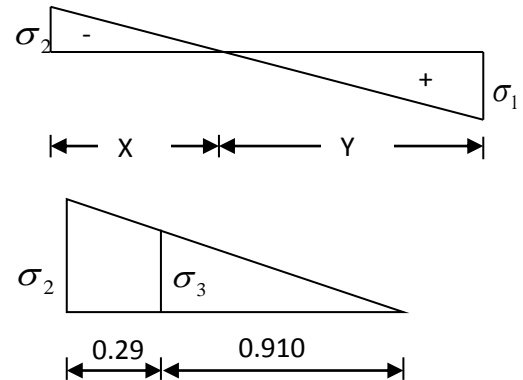
$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 0,296 \text{m}$$

$$Y = L - X = 1,2 - 0,29 = 0,910 \text{m}$$

Avec:

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = 3,031 \text{MPa}$$

Détermination des armatures verticales

Tronçon AB : la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b * h = 173,75 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = 4,3439 \text{cm}^2$$

Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{2} (X - b) a = 61,629 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = 1,5407 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 5,885 \text{ cm}^2$$

Calcul d'Avj On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} = 0,343 \text{cm}^2$$

Section total d'armature

$$A_{\text{Totale}} = A_t + A_{vj} = 6,227 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\% a.1m$$

$$A_{\text{Total}} = 6,227 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.2\% .a.X_{\text{tendu}} = 0.2\% .0.20 \times 0.29 \times 10^4 = 1,16 \text{ cm}^2$$

- **On prend :**

- $A_{\text{poteau}} + A_{\text{voile}} = 2(4T12) \dots\dots\dots \mathbf{A=9,24 \text{ cm}^2}$

- **Espacement exigé par R.P.A 99 :**

D'après R.P.A 99/ersion2003 article 7.7.4.3 :

- **Détermination des armatures horizontales**

La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = 0,5603 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,5603 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 0,5603 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.05 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_h \geq 0,15\% .a.1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(8T10) = 12.56 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

N.B: Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur X.

- L'espacement

$$S_v \leq \min(1.5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Ferrailage de la 2^{ème} partie :

$$F_3 = \frac{1}{2} \sigma_2 . a . X = 131,13 \text{ KN}$$

$$A_{v3} = \frac{F_3}{f_e} = 3,278 \text{ cm}^2$$

Calcul de Avj :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Section total d'armature

$$A_{\text{Totale}} = 3,278 + 0,34 = 3.62 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 (1)

$$A_{\text{Total}} = 3.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 0.2\% \cdot 0.20 \times 0.29 \times 10^4 = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Total}} = 3.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Choix d'armature**

Les poteaux : 8T16+4T20 = 28.65cm².

La zone poteau-voile : 2(2T12) = 4.52cm²; Sv =10 cm.

La zone courante : 2(5T12) = 11.3 cm²; Sc =20 cm.

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c > 0.2\% \cdot a(Y - X) = 0.2\% \times 0.2 \times (0.903 - 0.43) \times 10^4 = 1.892 \text{ cm}^2$$

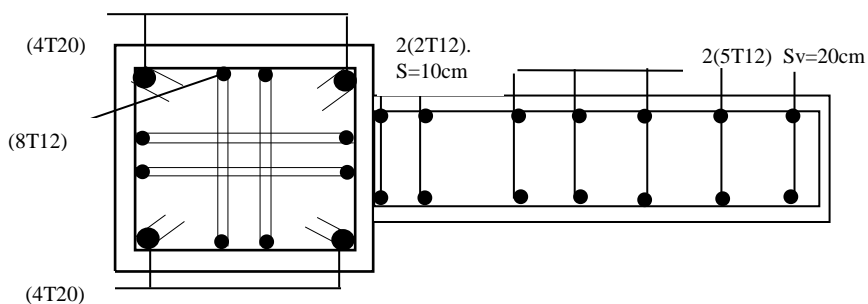


Figure V.8. Schéma de ferrailage du voile

V.4.10. 2^{eme} Type- Voile plein en U :

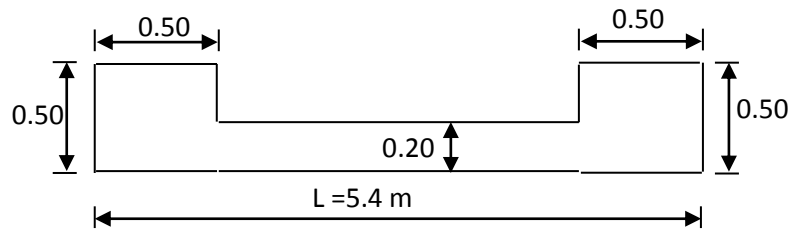


Figure V.9. Vue en plan du voile plein en U

A (m ²)	V (m)	V' (m)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
1.065	2.7	2.7	4.4314	349.76	7150.883	3225.01

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{349.76}{1.065} + \frac{7150.883 \times 2.7}{4.4314} \right] \times 10^{-3} = 4.685 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{349.76}{1.065} - \frac{7150.883 \times 2.7}{4.4314} \right] \times 10^{-3} = -4.0288 \text{ MPa.}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent, donc la section est partiellement comprimée.

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

N = 506,51KN

M = 10218,982KN.m

$$\sigma_1 = \left[\frac{506.51}{1.065} + \frac{10218.982 \times 2.7}{4.4314} \right] \times 10^{-3} = 6.59 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 6.59 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ MPa}$ condition non vérifiée

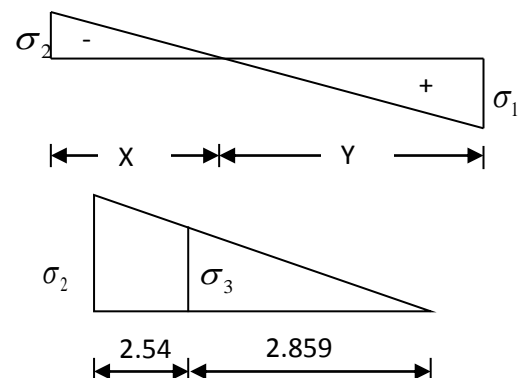
Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 2.54 \text{ m}$$

Y = L - X = 5.4 - 2.54 = 2.859 m

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{-5.859 \times (2.54-0.5)}{2.54} = -4.706 \text{ Mpa}$$

Détermination des armatures verticales

Tronçon AB : la force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b * h = 1320.6899 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = 33.02 \text{ cm}^2$$

Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{2} (X - b)a = 960.4688 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = 24.02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 57.029 \text{ cm}^2$$

Calcul d'Avj On a:

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L} = 8,383 \text{ cm}^2$$

Section total d'armature

$$A_{Totale} = A_t + A_{vj} = 65,41 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 65,41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \cdot 0.20 \times 2.54 \times 10^4 = 10.16 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures horizontales**La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = 2,879 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = 2,879 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$\tau_b = 2,879 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.05 f_{c28} = 1, 25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

$$A_h \geq 0.15\% . a . 1m = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(8T10) = 12.56 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

Ferrailage de la 2^{ème} partie :

$$F_3 = \frac{1}{2} \sigma_2 . a . X = 1488,745 \text{ KN}$$

$$A_{v3} = \frac{F_3}{f_e} = 37,219 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{vj} :

$$A_{vj} = 1.1 . \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 . \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L} = 8.384 \text{ cm}^2$$

Section total d'armature

$$A_{\text{Totale}} = A_{vj} + A_{v3}$$

$$A_{\text{Totale}} = 37,219 + 8,384 = 45,60 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 (1)

$$A_{\text{Total}} = 45.60 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.2\% . a . X_{\text{tendu}} = 0.2\% . 0.20 \times 2.54 \times 10^4 = 10.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Total}} = 45.60 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 10.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Choix d'armature**

Les poteaux : $8T16 + 4T20 = 28.65 \text{ cm}^2$.

La zone poteau-voile : $2(8T16) = 12.32 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

La zone courante : $2(10T16) = 20.11 \text{ cm}^2$; $S_c = 25 \text{ cm}$.

N.B : pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale

La zone courante : $A_c = 2(10T16) = 20.11 \text{ cm}^2$. $S_c = 25 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

$$A_c > 0.2\%. a(Y - X) = 0.2\% \times 0.2 \times (2.859 - 2.54) \times 10^4 = 1.276 \text{ cm}^2$$

$$A_c > 0.2\%. a(Y - X) = 0.2\% \times 0.2 \times (0.903 - 0.43) \times 10^4 = 1.892 \text{ cm}^2$$

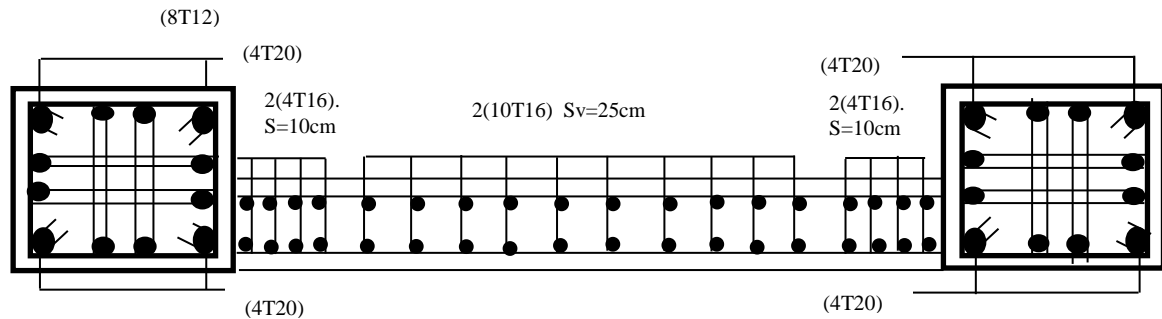


Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile en U

V.4.11. Caractéristiques et ferrailage des voiles

Tableau V.32. Caractéristiques et ferrailage des voiles

Voile	L (m)	V=V'(m)	Poteaux	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)	A m ²	I m ⁴
VL2	5.4	2.7	40*40	2478,324	282,93	22,72	1,24	3,6265
			45*45	9062,287	197,03	77,33	1,305	4,0065
			50*50	10218,982	506,51	462,789	1,38	4,4314
VL5	3.8	1.9	40*40	2284,097	1022,45	238,84	0,82	0,9375
			45*45	3348,664	1815,31	393,93	0,885	1,0596
			50*50	5210,882	2181,73	417,09	0,96	1,1932
VL6	4.35	2.175	40*40	6696,059	1242,13	532,72	1,03	1,9981
			45*45	9421,581	2449,32	716,03	1,095	2,2312
			50*50	10796,916	3024,22	862,59	1,17	2,4898
VL7	3.3	1.65	40*40	4644,329	1281,49	435,7	0,92	1,3791
			45*45	6511,648	2771,91	654,26	0,985	1,5496
			50*50	8541,759	3899,03	707,06	1,06	1,7375

N.B: le calcul se fait chaque trois niveaux et on adopte le ferrailage de l'élément le plus sollicité.

A_u : Section d'armature calculée en flexion composée.

A_{vmin}: Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.4.3 P77).

$$A_{vmin} = 0.002.b.h.$$

$$A_{min} = 0.023b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.15%.

$$A_{\min} = 0.0015.b.h = \text{RPA99} \ll \text{version 2003} \gg$$

Tableau V.33. Tableau de ferrailage des voiles

Voile	X (m)	σ_1 Mpa	σ_2 MPa	σ_3 MPa	A_{\min} RPA	A_{Calcul}	A_{vj}	$A_{\text{Tot}}=A_{\text{cal}}+$ A_{vj}	$A_{\text{adopté}}$
VL2	2,366	2,073	-1,616	-1,343	9,464	12,52	0,383	12.903	$A_p=4T14+8T12$ $A_{v-p}=2(8T12)$ $A_c=2(10T12)$
	2,633	6,258	-5,956	-4,938	10,533	54,53	1,452	55.982	$A_p=4T16+8T20$ $A_{v-p}=2(8T14)$ $A_c=2(10T14)$
	2,541	6,593	-5,859	-4,706	10,163	57,029	8,38	65.41	$A_p=8T16+4T20$ $A_{v-p}=2(8T16)$ $A_c=2(10T16)$
VL5	1,138	5,267	-2,773	-1,799	4,553	12,463	3,172	15,634	$A_p=4T14+8T12$ $A_{v-p}=2(8T12)$ $A_c=2(10T12)$
	1,001	7,266	-3,163	-1,741	4,004	14,813	4,600	19,413	$A_p=4T14+8T12$ $A_{v-p}=2(8T12)$ $A_c=2(10T12)$
	1,129	9,478	-4,933	-2,749	4,518	28,337	5,497	33,833	$A_p=4T14+8T12$ $A_{v-p}=2(8T12)$ $A_c=2(10T12)$
VL6	1,815	8,495	-6,083	-4,742	7,261	38,429	8,558	46,987	$A_p=4T16+8T20$ $A_{v-p}=2(8T14)$ $A_c=2(10T14)$
	1,645	11,421	-6,947	-5,047	6,581	45,444	10,427	55,870	$A_p=4T16+8T20$ $A_{v-p}=2(8T14)$ $A_c=2(10T14)$
	1,579	12,017	-6,849	-4,678	6,315	48,638	12,054	60,693	$A_p=8T16+4T20$ $A_{v-p}=2(8T16)$ $A_c=2(10T16)$
VL7	1,486	7,791	-5,006	-3,658	5,946	27,268	6,561	33,826	$A_p=4T14+8T12$ $A_{v-p}=2(8T12)$ $A_c=2(10T12)$
	1,230	10,798	-5,169	-3,279	4,921	27,783	8,155	35,938	$A_p=4T16+8T20$ $A_{v-p}=2(8T14)$ $A_c=2(10T14)$
	1,152	13,018	-5,662	-3,204	4,607	32,929	8,251	41,18	$A_p=8T16+4T20$ $A_{v-p}=2(8T16)$ $A_c=2(10T16)$

V.4.12. Vérification de l'effort tranchant

La relation suivante doit être vérifiée :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Tableau V.34. Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
VL2	462,789	2,571	5	Vérifiée
VL5	417,09	2,317	5	Vérifiée
VL6	862,59	4,792	5	Vérifiée
VL7	707,06	3,928	5	Vérifiée



CHAPITRE

VI



FONDATIONS

VI. Calcul des éléments de l'infrastructure :

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol σ_{sol} est égale à 2 bars.

VI.2. Les Fondations :

VI.2.1. Choix de type de fondation:

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

Assurer la stabilité de la structure.

Adopter un choix économique.

VI.2.2. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_u qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A.B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = 1$$

On a : $N_u = 3832,1 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B = 4,377 \text{ m}$$

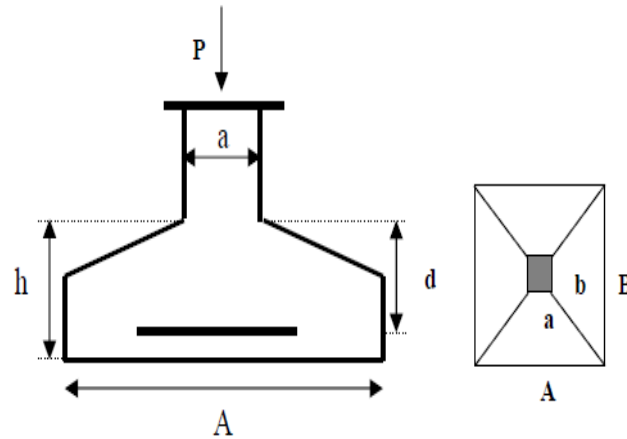


Figure VI.1 Semelle isolée

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable.

Semelles filantes :

Dimensionnement de la semelle filante sous les voiles :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_u}{S} = \frac{1.35G+1.5Q}{B.L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: la capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

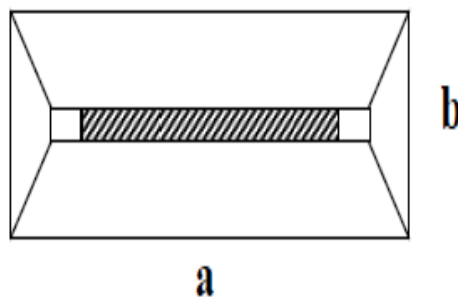


Figure VI.2 semelles

Tableau VI.1 surfaces des semelles

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Voiles	Nu (KN)	L (m)	B (m)	S = B*L (m ²)
Voile01	1767,15	5,4	2,97	16,038
Voile02	371,55	5,4	1,36	7,344
Voile03	1876,98	3,8	3,06	11,628
Voile04	453,45	2	1,51	3,02
Voile05	2003,98	3,3	3,17	10,461
Voile06	274,02	4,35	1,17	5,0895
Voile07	280,58	3,8	1,18	4,484
Voile08	368,83	2,4	1,36	3,264
Voile09	7156,76	3	5,98	17,94
Surface de semelle isolée				498.11
				∑ =577.379

La surface des semelles est : $S = 577.379\text{m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{577.379}{819.235} = 0.70477$$

La surface totale des semelles représente 70,477% de la surface du bâtiment.

VI.2.3. Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VI.3. Radier général :

Le radier est une épaisse couche de béton armé, coulé directement sur le sol pour constituer l'assise et le plancher bas d'une construction (Figure VII.3). La dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée (dalle mince et raidie par des nervures croisées de grande hauteur).

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

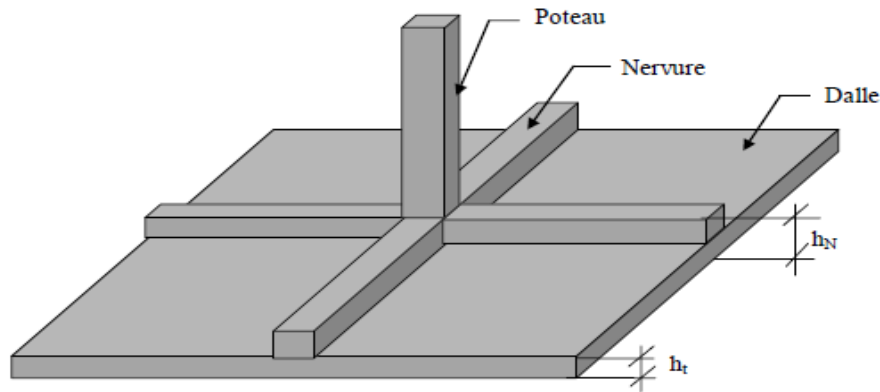


Figure VI.3. Radier en béton armé

a). Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_r \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

S_r : surface du radier.

P_{ser} : poids total à l'ELS

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa.}$$

Le poids total est la somme du poids de la superstructure et de l'infrastructure, soit :

$$P_{ser} = P_{sup} + P_{inf} = 57614,736 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = 288.07 \text{ m}^2$$

On constate que la surface du radier (S_r) est inférieure à celle du bâtiment (S_b), donc on prend : $S_r = S_b = 819.235 \text{ m}^2$

VI.3.1. Détermination de l'épaisseur du radier :

- **condition forfaitaire :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_1.$$

Avec :

L_{\max} : portée maximale entre axe de deux poteaux ($L_{\max} = 5.4\text{m}$)

Donc :

$$\frac{490}{20} \leq 24.5 \text{ cm} \leq h_1$$

On prend : $h_1 \leq 30 \text{ cm}$

• **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{b.K}}$$

D'où :

I : Inertie de la section transversale du radier.

E : Module d'élasticité du béton ($E=3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$).

$b=1 \text{ m}$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K=0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4 \text{ Kg/cm}^3$.

On aura :

$$h_2 = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_2 \geq 32.84 \text{ cm}$$

• **Condition de cisaillement**

On a :

$$T_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{ql}{2}; q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = N + \text{poids propre du plancher}$

$$= 57614,736 + (0,3 \times 819,235 \times 25) = 63758,998 \text{ KN}$$

$N=63758,998 \text{ KN}, L=4,9 \text{ m}, b= 1\text{m}.$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{N_u l}{2S_{rad} b d} = \frac{N_u l}{2S_{rad} b (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_3 \geq \frac{N_u l}{2S_{rad} b 0,9 \bar{\tau}_u} \Rightarrow h_3 \geq 8,4745 \text{ cm}.$$

Conclusion : $h_3 = \max(h_1, h_2, h_3) = 32,84 \text{ cm}$

On prend $h_r = 40 \text{ cm}.$

b) Pré-dimensionnement de nervures

• Condition de coffrage

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : $L_{max}=4,9 \text{ m}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$32,67 \leq h_{N1} \leq 49$$

On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$

• La hauteur de nervures

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 x U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u = 3832,1 \text{ KN}$: effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

U_c : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)

a, b : dimensions du poteau (50×50) cm^2 .

$$N_u \leq 0,045 \times (4a + 4h) h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 3832,1 \text{ KN} \leq 1956,52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Condition de coffrage**

La hauteur de nervures est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N2} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : $L_{\max}=4.9$ m

$$32.66 \leq h_{N2} \leq 49$$

On prend : $h_{N2}= 90$ cm.

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{b.K}}$$

D'où :

I : Inertie de la section transversale du radier.

E : Module d'élasticité du béton ($E=3.216 \times 10^4$ MPa).

b=1m : Largeur de la semelle par band d'un mètre.

K : Coefficient de raideur du sol.

- $K=0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 \text{ Kg/cm}^3$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=0.5 \text{ Kg/cm}^3$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=4 \text{ Kg/cm}^3$.

Si les charges sont transmises à la poutre (nervure ou dalle du radier) par l'intermédiaire des poteaux de largeur « a » non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $\frac{\pi}{2} L_e + a$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre sera calculée comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Donc :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{entreaxe} ; a = 50 \text{ cm (largeur du poteau),}$$

$$L_{entreaxe} = 4.9\text{m} \Rightarrow l_e \geq 2.80\text{m}$$

On calcule la valeur de h :

$$h_{N3} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} (le)^4} \Rightarrow h_{N3} \geq 28.41\text{cm}$$

Conclusion : $h_N = \max(h_{N1}, h_{N2}, h_{N3}) = 90 \text{ cm}$

On prend $h_N = 90 \text{ cm}$.

Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = 49\text{m}$$

$$b = 50\text{cm}$$

d). Calcul de débordement

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 30\text{cm}\right)$$

On a : $h_N = 90 \text{ cm}$

$$D \geq \max(45; 30\text{cm})$$

On prend : **D= 50 cm.**

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier $h= 40$ cm
- Les dimensions de la nervure :
 $h_N= 90$ cm.
 $b= 50$ cm.
- Débordement : $D= 50$ cm
- Nouvelle surface avec débordement :

$$S_r = S_b + D \times 2 \times (X+Y) = 819.235 + 0.5 \times 2 \times (32,87 + 33,67) = 885.775\text{m}$$

$$S_r = 885.775 \text{ m}^2$$

Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Sens x-x

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{107503.346}{57614,736} = 1.865 < \frac{32.87}{4} = 8.22\text{m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens y-y

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{95289.735}{57614,736} = 1.65 < \frac{33.67}{4} = 8.42\text{m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Position du centre de gravité**

$$X_G = 15.272\text{m.}$$

$$Y_G = 10.71 \text{ m.}$$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 57394.4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 49317.8 \text{ m}^4$$

d). Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

• **Sollicitation du premier genre:**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radl}} = \frac{63758.998}{885.775} = 0.719 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

• **Sollicitation du second genre:**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

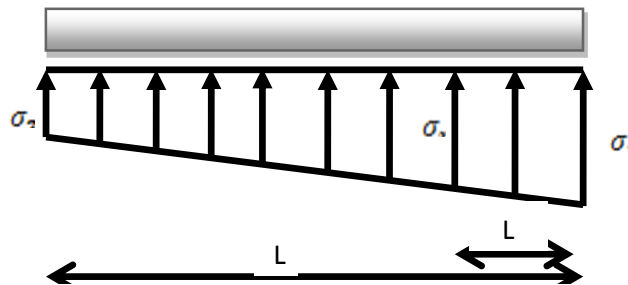


Figure VI.4. Contraintes sous radier

σ_1 : contrainte maximale du sol

σ_2 : contrainte minimale du sol

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

ELU : $N_u = 63758.998 \text{ KN}$ $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_2 \text{ KN/m}^2$	$\sigma(L/4) \text{ KN/m}^2$
Sens x-x	224.97	100.585	193.88
Sens y-y	159.818	95.326	183.65
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 3$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

ELS : $N_{ser} = 57614,736 \text{ KN}$ $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS

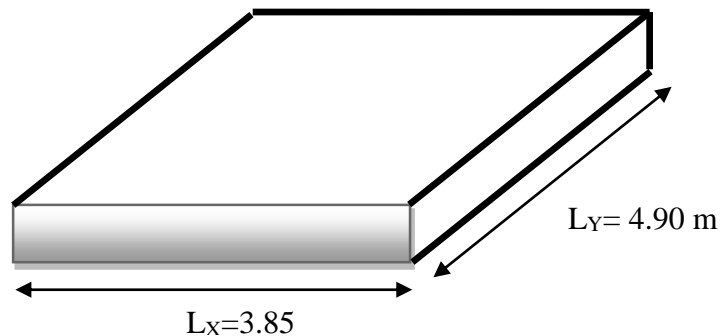
	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	$\sigma(L/4)$ KN/m ²
Sens x-x	113.48	90.396	107.71
Sens y-y	107.99	85.73	129.43
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol} = 3$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.2. Ferrailage

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

**Figure VI.5.** Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité**VI.3.2.1. Ferrailage de la dalle du radier**

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

On a :

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.786 \leq 1.0$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ Panneau de rive

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \text{ (autre appui)} \end{cases}$$

❖ Panneau intermédiaire

Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$

Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

- **ELU** : $q_u = 193.88 \text{ KN/m}$
- **ELS** : $q_{ser} = 129.43 \text{ KN/m}$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$v=0$		$v=0.2$	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.059	0.56	0.064	0.709

Calcul des sollicitations

• ELU

$$M_x = \mu_x q_x l_x^2 = 169.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 94.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_x = 144.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 80.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 84.775 \text{ KN.m}$$

• ELS

$$M_x = \mu_x q_x l_x^2 = 122.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 87.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_x = 104.363\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 73.99\text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 61.39\text{KN.m}$$

Tableau VI.4. Calcul des moments

	ELU	ELS
$M_{tx} (KN.m)$	144.12	104.363
$M_{ty} (KN.m)$	80.71	73.99
$M_{ax} (KN.m)$	84.775	61.39
$M_{ay} (KN.m)$	84.775	61.39

❖ Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau VII.3 (Annexe 1)

Avec : Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 0.9h = 36\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$

Sens x-x

Tableau VI.5 : Ferrailage de la dalle

	Sens	$M_u (KN.m)$	μ	Z (mm)	$A_S^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_S^{adp} (cm^2)$	Esp (cm)
Travée	x-x	144.12	0.078	345,27	11.99	9T16	18.10	10
Appui	x-x	84.771	0.0641	351,49	6.93	9T14	13.85	10

Sens y-y

Tableau VI.6 : Ferrailage de la dalle

	Sens	$M_u (KN.m)$	μ	Z (mm)	$A_S^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_S^{adp} (cm^2)$	Esp (cm)
Travée	y-y	80.71	0.078	351,91	6.59	9T14	13.85	10
Appui	y-y	84.771	0.0641	351,49	6.93	9T14	13.85	10

❖ Vérification nécessaires

Condition de non fragilité:

$$A_S^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots vérifiée.$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens x-x

Tableau VI.7. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	104.363	5.63	15	198.54	201.63	Oui
Appuis	x-x	61.39	3.651	15	183.40	201.63	Oui

Sens y-y

Tableau VI.8. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	y-y	73.99	4.40	15	186.14	201.63	Oui
Appuis	y-y	61.39	3.651	15	183.40	201.63	Oui

Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure VI.6

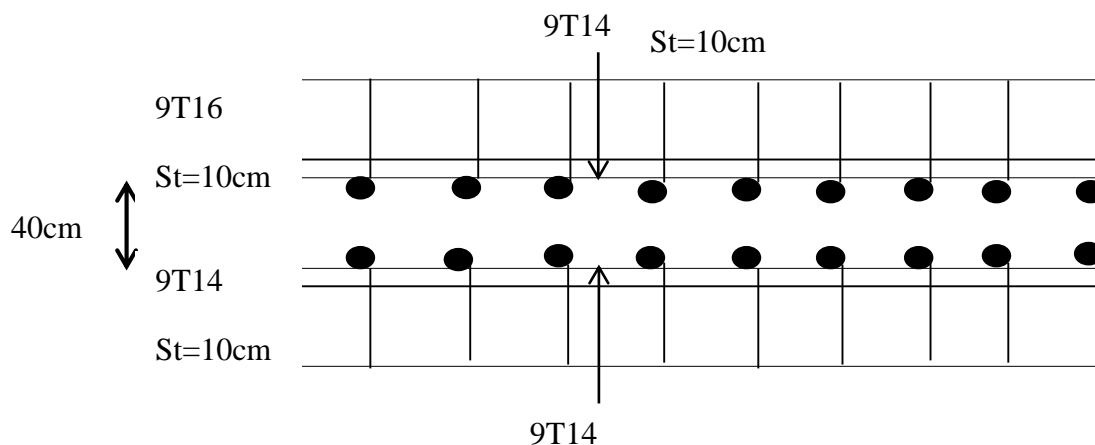


Figure VI.6. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m

VI.4. Ferrailage des nervures

Le moment est calculé par : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

❖ Calcul des armatures

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=50\text{cm}$; $h=90\text{cm}$;
 $d=0.9h=81\text{cm}$ (Méthode de calcul voir annexe I):

Sens x-x:

Tableau VI.9. Ferrailage des nervures

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	193.88	305.33	0.0656	0.0849	782.462	11.21	20T20	62.83
Appuis	193.88	179.61	0.038	0.049	794.036	6.49	12T20	37.70

Sens y-y:

Tableau VI.10. Ferrailage des nervures

	P (KN)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	193.88	494.598	0.107	0.141	764.264	18.59	20T20	62.83
Appuis	193.88	290.94	0.062	0.081	783.804	10.66	20T20	62.83

❖ Vérification nécessaires

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89\text{cm}^2 < 12.06\text{cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau VI.11. Vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	203.84	7.458		189.18		oui
Appuis	119.90	5.072	15	171.96	201.63	oui

Tableau VI.12. Vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérifiée
Travée	330.18	12.081		174.18		oui
Appuis	194.23	7.106	15	200.89	201.63	oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_t < \bar{\tau}_t < \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 475.006 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{475.006 \cdot 10^3}{400 \times 810} = 1.466 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Armatures transversales**BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.81\text{MPa}$$

RPA99 (version 2003) :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 22.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.00\text{cm}$$

$$f_c=400\text{MPa} ; \tau_u=1.466 \text{ Mpa}; f_{t28}=2.1\text{Mpa}; b=50\text{cm} ; d=81 \text{ cm}$$

On prend :

$S_t=10\text{cm}$Zone nodale.

$S_t=25\text{cm}$Zone courante. et $A_t \geq 3.687\text{cm}^2$

On prend : $A_t = 6\text{T}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des nervures, dans les deux sens est présenté sur la Figure VI.7

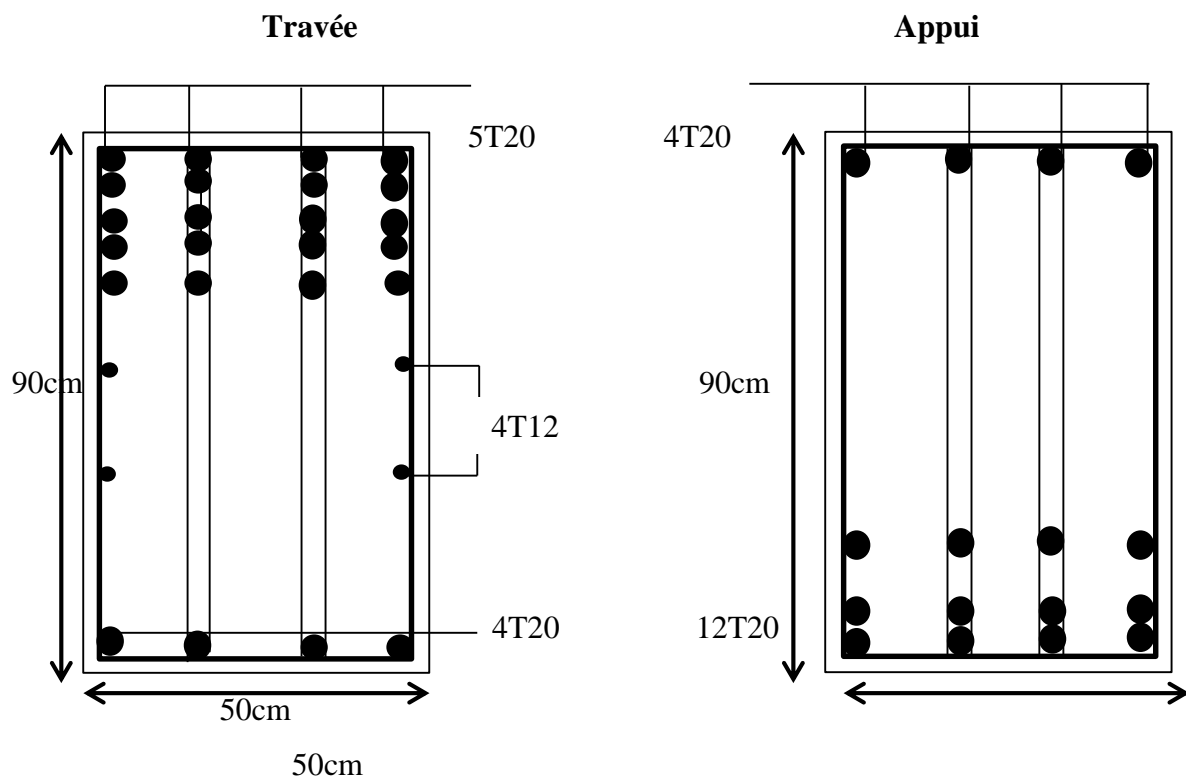


Figure VI.7. Ferrailage des nervures sens x-x

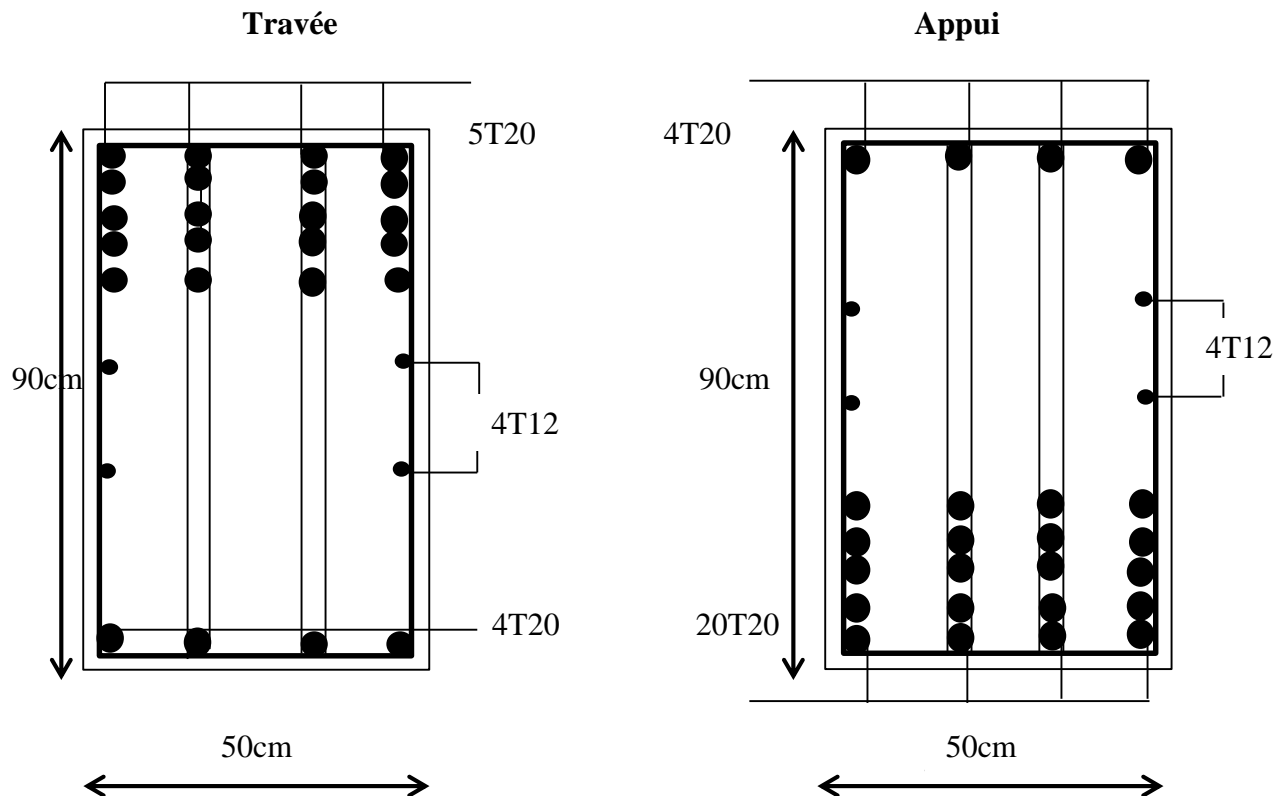


Figure VI.8. Ferrailage des nervures sens y-y

VI.4.1. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.50$ m.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

❖ Evaluation des charges et surcharges

E.L.U : $q_u = 193.88$ kN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 129.43$ kN/ml \longrightarrow Pour une bande de 1m.

❖ Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$\text{E.L.U} : M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 24.235 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L = 96.94 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 16.178 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = q_{ser} \cdot L = 64.712 \text{ KN}$$

❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 36\text{cm}$

Les résultats de ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Ferrailage du débord

M_u (KN.m)	μ	A_s (cm ²)	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
24.235	0.0132	1.95	35.76	1.95	6T14	9.24

Condition de non fragilité

- Armatures longitudinales : $A_s^{\text{choisit}} = 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$, esp = 15cm.
- Armatures transversales : $A_r = \frac{A_s}{4} = 2.31\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}12 = 0.57 \text{ cm}^2$, esp = 20cm.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.14. Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
16.178	1.03	15	52.9	201.63	Vérifiée

VI.5. Calcul des éléments de soutènement:

VI.5.1 introduction:

Les voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par le :

«RPA99VERSION 2003 ».

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le « RPA 99 VERSION 2003 » exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ◆ Epaisseur supérieure et égale $\geq 15 \text{ cm}$;
- ◆ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens ;

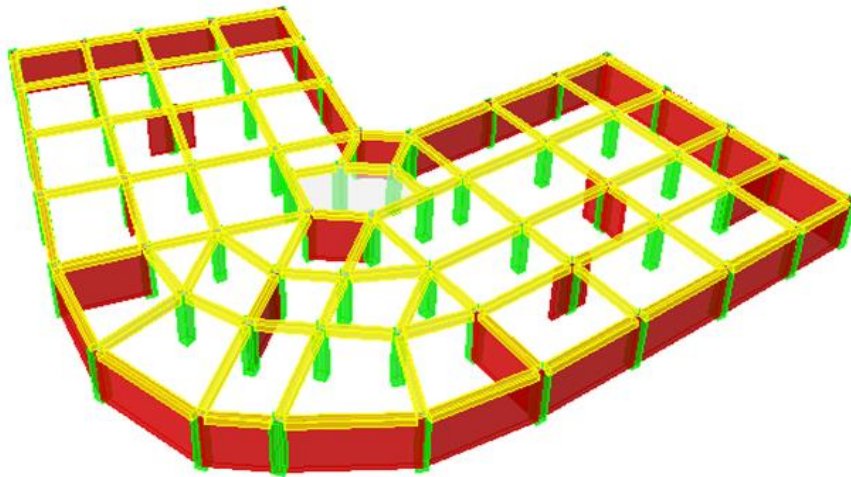


Figure VI.9 : Les voiles périphériques

VI.5.2. Dimensionnement du voile :

- Epaisseur : $e = 20\text{cm}$;
- Hauteur : $H = 3.06\text{ m}$;

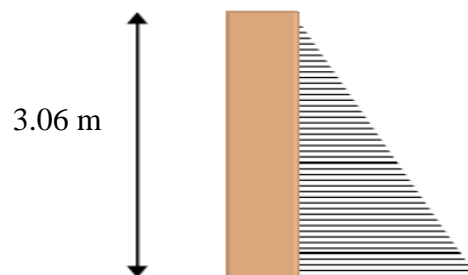


Figure VI.10 : Poussée de terre

VI.5.3. Calcul de la poussée de terre :

$$q = (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \rho) K_a$$

$$K_a = \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Avec : γ : Poids volumique du remblai, ($\delta = 16,5\text{ KN//m}^3$).

φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$).

ρ : Surcharge sur le remblais.

K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$q_u = (1,35 \times 16,5 \times 3,06 + 1,5 \times 10) \times 0,33 \Rightarrow q = 27,44\text{KN/m}^2.$$

$$q_s = (16,5 \times 3,06 + 10) \times 0,33 \Rightarrow q = 19,96\text{KN/m}^2$$

VI.5.4. Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la poussée de terre.

Le panneau à étudier est de dimension (5.4 x 3.06) m², et d'épaisseur e = 15cm.

Calcul le rapport Lx / Ly :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{5.4} = 0.56$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

v=0		v=0.2	
μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.086	0.305	0.092	0.4348

Calcul des sollicitations

- **ELU**

$$M_x = \mu_x q_x l_x^2 = 22.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 18.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 11.045 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_x = \mu_x q_x l_x^2 = 17.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 14.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 8.59 \text{ KN.m}$$

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de 10 KN/m répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux ;
- ✓ Des aciers horizontaux ;

NB : le ferrailage se fait pour l'élément le plus sollicité.

A_u : section d'armatures calculée en flexion composée.

A_{RPA} : Section minimale du RPA 99 « VERSION2003 ».

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.20% dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A_{min} = 0.002.b.h.$$

$$A_{cnf} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.15%.

$$A_{cmin} = 0.0015.b.h. \text{ RPA99 « version 2003 » .}$$

VI.5.5. Ferrailage du voile périphérique :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$

Tableau VI.15 ferrailage vertical

	Sens	Mu (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	18.77	0.041	0	0.052	176.242	3.06	5T12	5.65	15
	y-y	5.72	0.012	0	0.016	178.87	0.91	5T12	5.65	15
Appuis	x-x, y-y	11.045	0.024	0	0.030	177.81	1.78	5T10	3.93	15

Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur ($12 \leq e \leq 30$)(cm).

$$A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = 0.0008 \left(3 - \frac{306}{540} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1.947 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1.947 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_x = A_y = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{x,y}^{min} = 1.947 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage horizontal :

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%.

Pour une bande de 1m linéaire on a : $A_t = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$.

On prend : $3.14 \text{ cm}^2 = 2 \times 4 \text{ HA}10$ (deux nappes), L'espace est égale à : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Distributions constructives :

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (30 \text{ cm}, 1.5a = 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

L'espace à l'extrémité est : $\frac{S_t}{2}$ le long d'une longueur égale à $\frac{L}{10}$.

On prend : $St = 15\text{cm}$ en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✓ $40\Phi = 40\text{cm}$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\Phi = 20\text{cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l' action de Toutes les combinaisons possibles de charge.

b- Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.16 : Vérification des contrainte à l'ELS.

	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	14.62	5.65	3.75	15	197.09	201.63	Vérifiée
	y-y	6.34	5.65	1.62	15	85.47	201.63	Vérifiée
Appuis	x-x, y-y	8.59	3.93	2.54	15	156.122	201.63	Vérifiée

VI.5.7. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{27.44 \times 3.06 \times 5.4}{2 \times 3.06 + 5.4} = 39.35 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{27.44 \times 3.06}{3} = 27.54 \text{ KN}$$

$$T_u = \max(T_x ; T_y) = 39.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.218 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

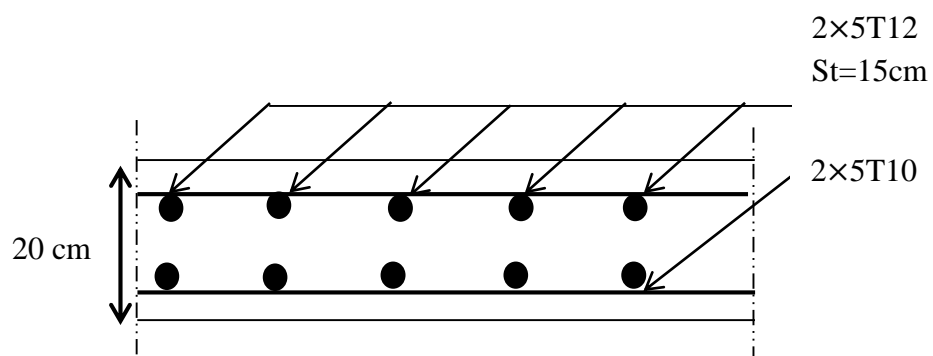


Figure VI.11. Ferrailage du voile périphérique

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exercice les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer car c'est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique à moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, et peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Après l'analyse dynamique du bâtiment, le dimensionnement des éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux et les voiles et l'étude des fondations, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Les modes de vibration de notre bâtiment sont :
 - Le premier mode est une translation suivant l'axe x-x ;
 - Le deuxième mode est une translation suivant l'axe y-y ;
 - Le troisième mode est une rotation suivant l'axe z-z ;
- Les périodes fondamentales de notre structure dans les axes x-x et y-y sont, respectivement, 0.52s et 0.46s, qui sont vérifiées avec la période estimée à partir des formules empiriques appropriées de 30% ;
- Les participations des masses modales effectives pour les modes retenues suivant les axes orthogonaux x-x et y-y (notre cas 24 modes) ont dépassé 90% de la masse totale de la structure au deal du septième mode de vibration ;
- Les déplacements inter-étages sont vérifiés ;
- L'effet P- Δ est négligé suite aux vérifications faites ;
- L'effort normal réduit est justifié.

Cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine de génie civil.

Notons enfin que ce projet qui constitue pour nous l'une des premières expériences dans le monde professionnel nous a été très bénéfique : l'utilisation de l'outil informatique entraînant un gain de temps assez considérable, la maîtrise de logiciels très important dans le domaine et l'application de toutes les connaissances théorique acquise durant notre formation.

Références bibliographiques

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ❖ BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, Editions eyrolles, France, 330 p.
- ❖ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- ❖ Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- ❖ Y.Chérit. Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2ème Edition 2006, 310p.
- ❖ Henry Thonier. Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 et tome 2).
- ❖ Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 1 : Elément de calcul.
- ❖ Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 2 : Construction.
- ❖ Victor Davidovici. La Construction en Zone Sismique.
- ❖ Olivier Gagliardini. Cours de Béton Armé, IUP GCI3 option OS, Année 2004/2005.

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

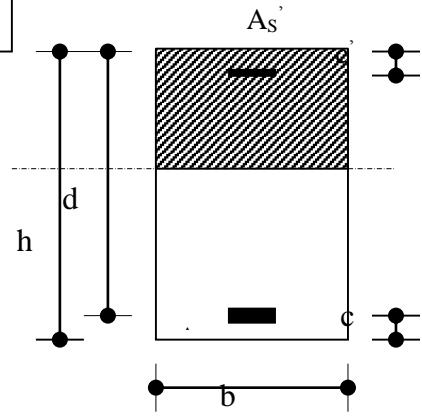
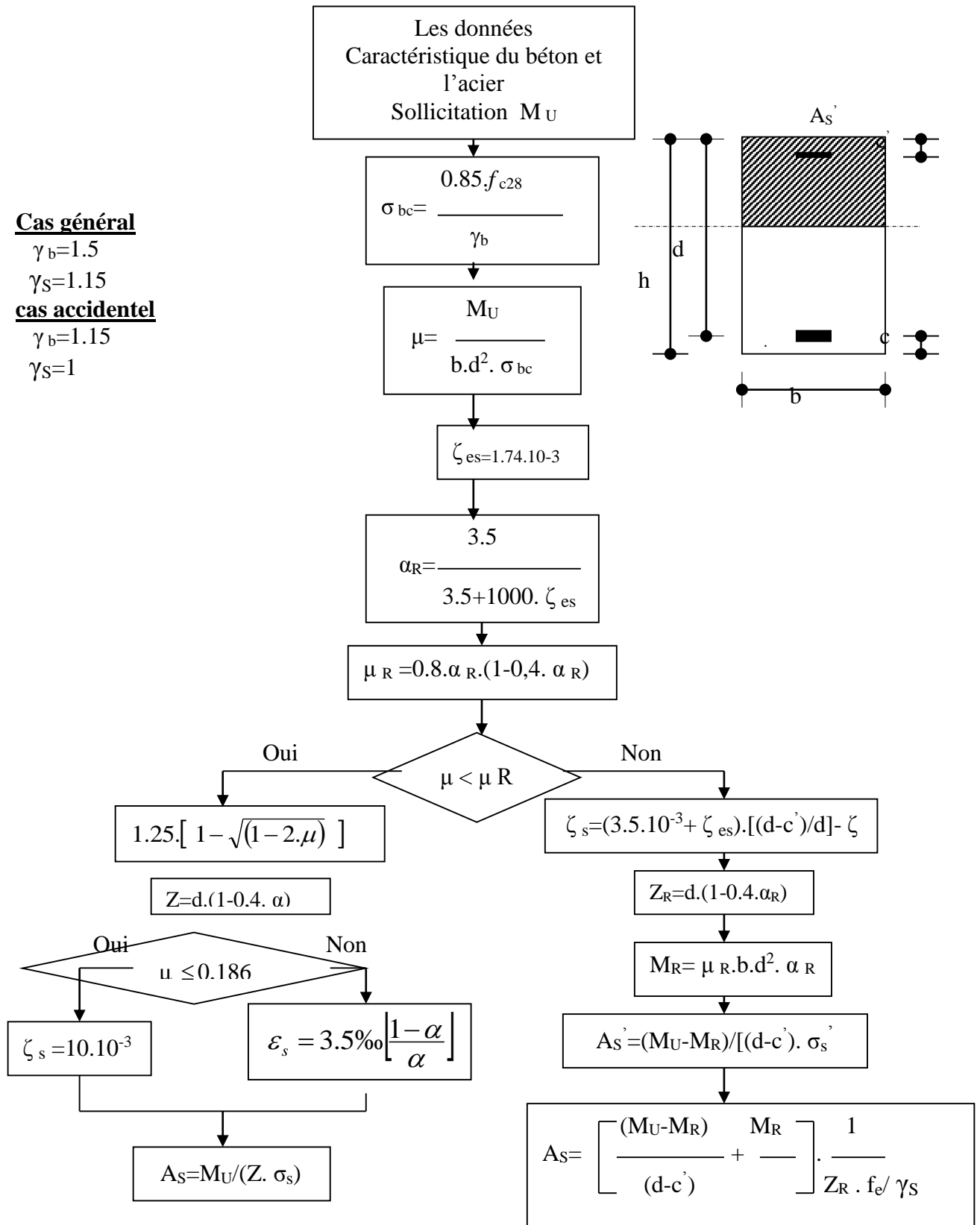
$\gamma_b=1.5$

$\gamma_s=1.15$

cas accidentel

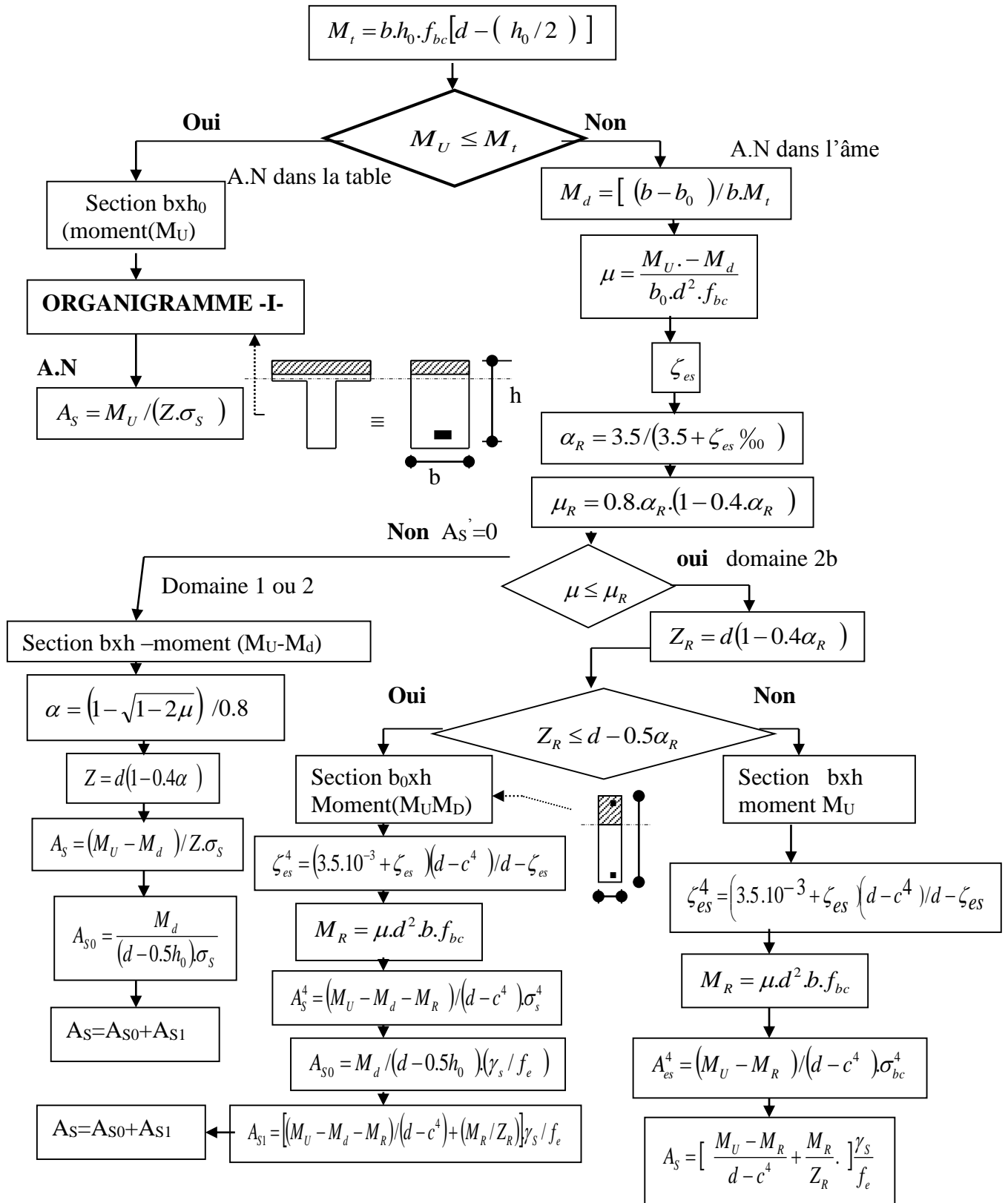
$\gamma_b=1.15$

$\gamma_s=1$



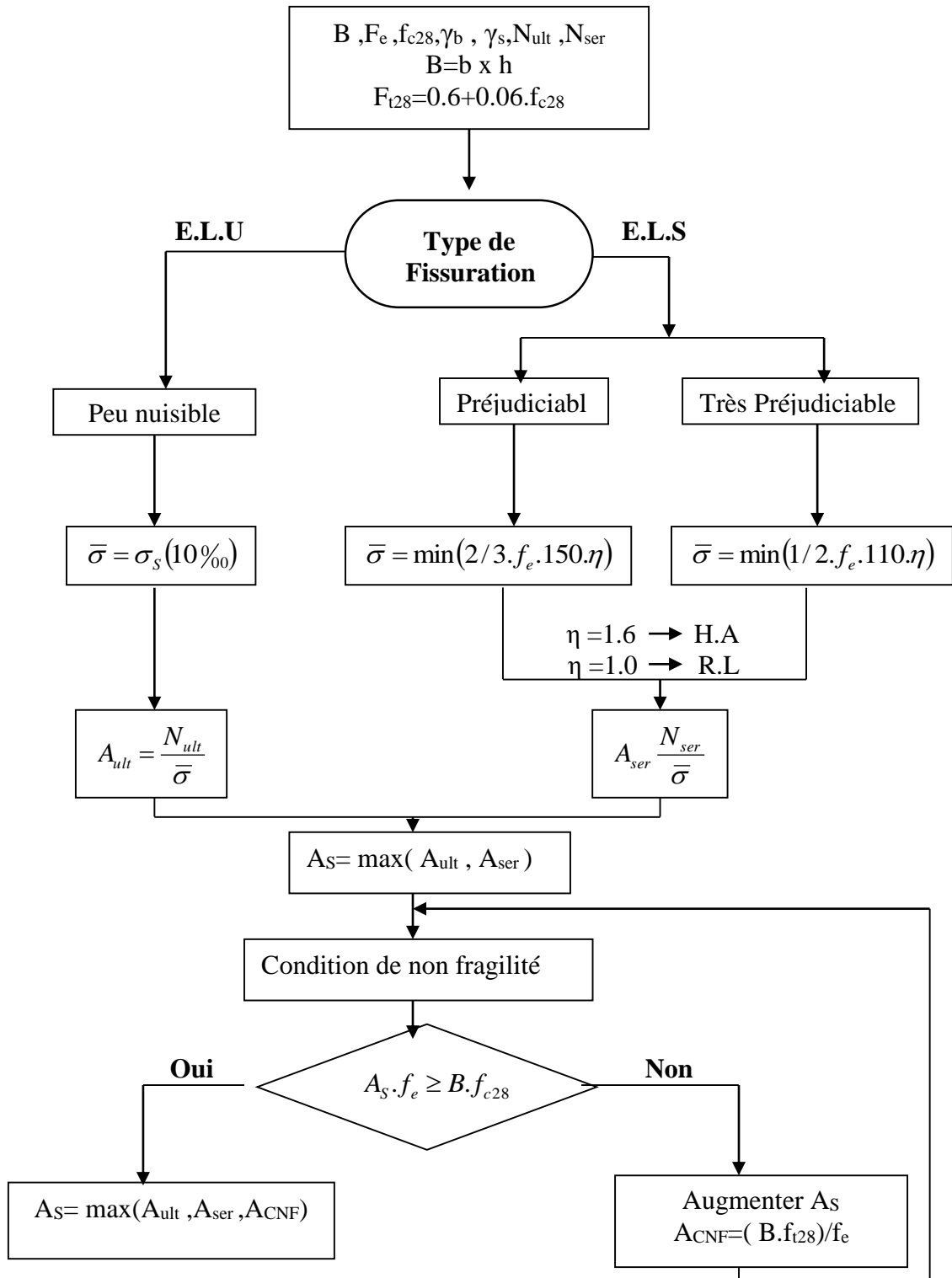
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



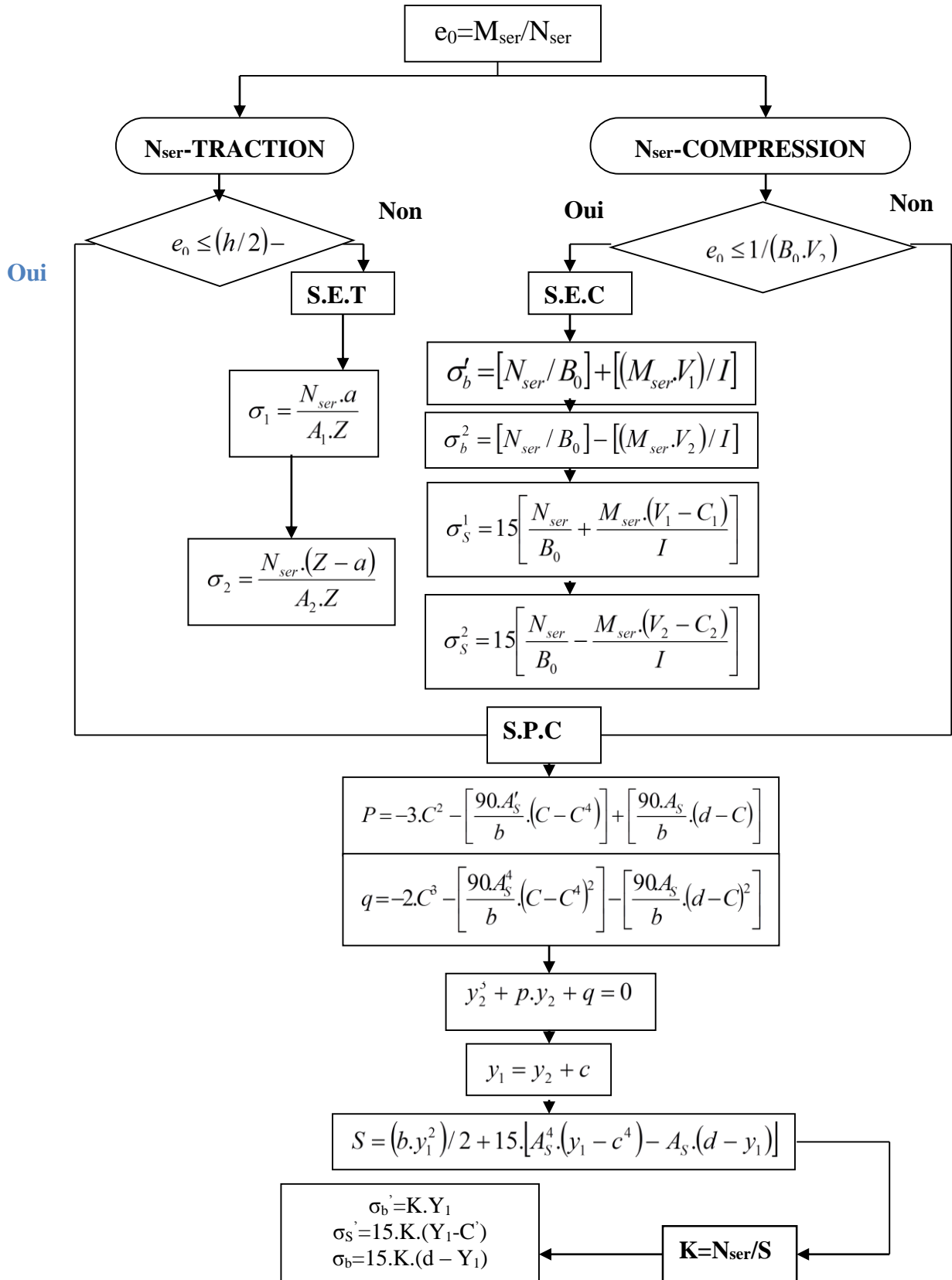
ORGANIGRAMME -3-

Traction simple



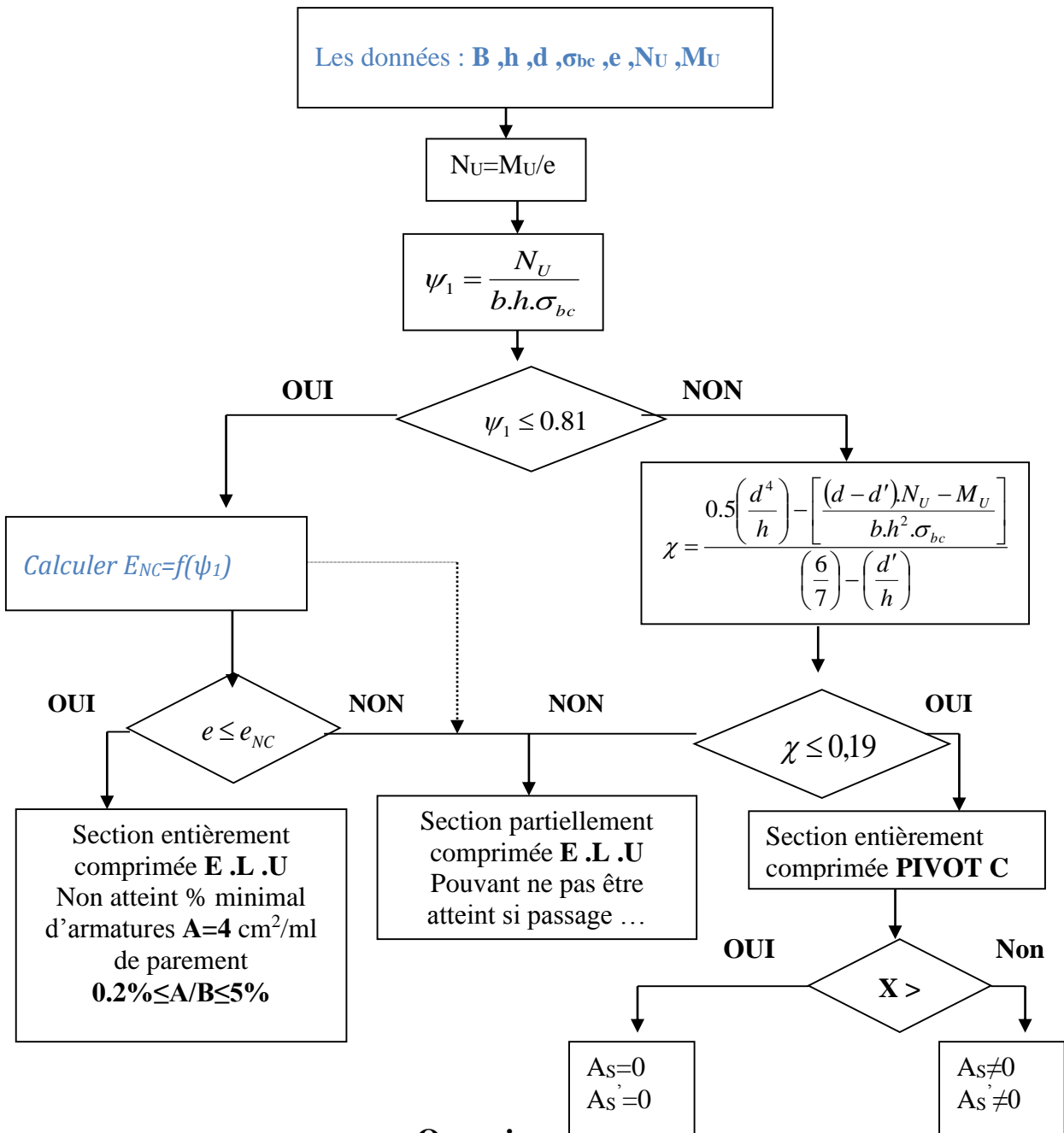
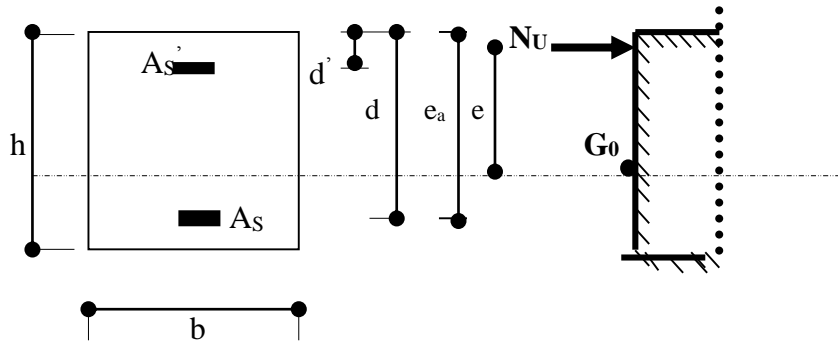
ORGANIGRAMME-4-

Flexion composee à E.L.



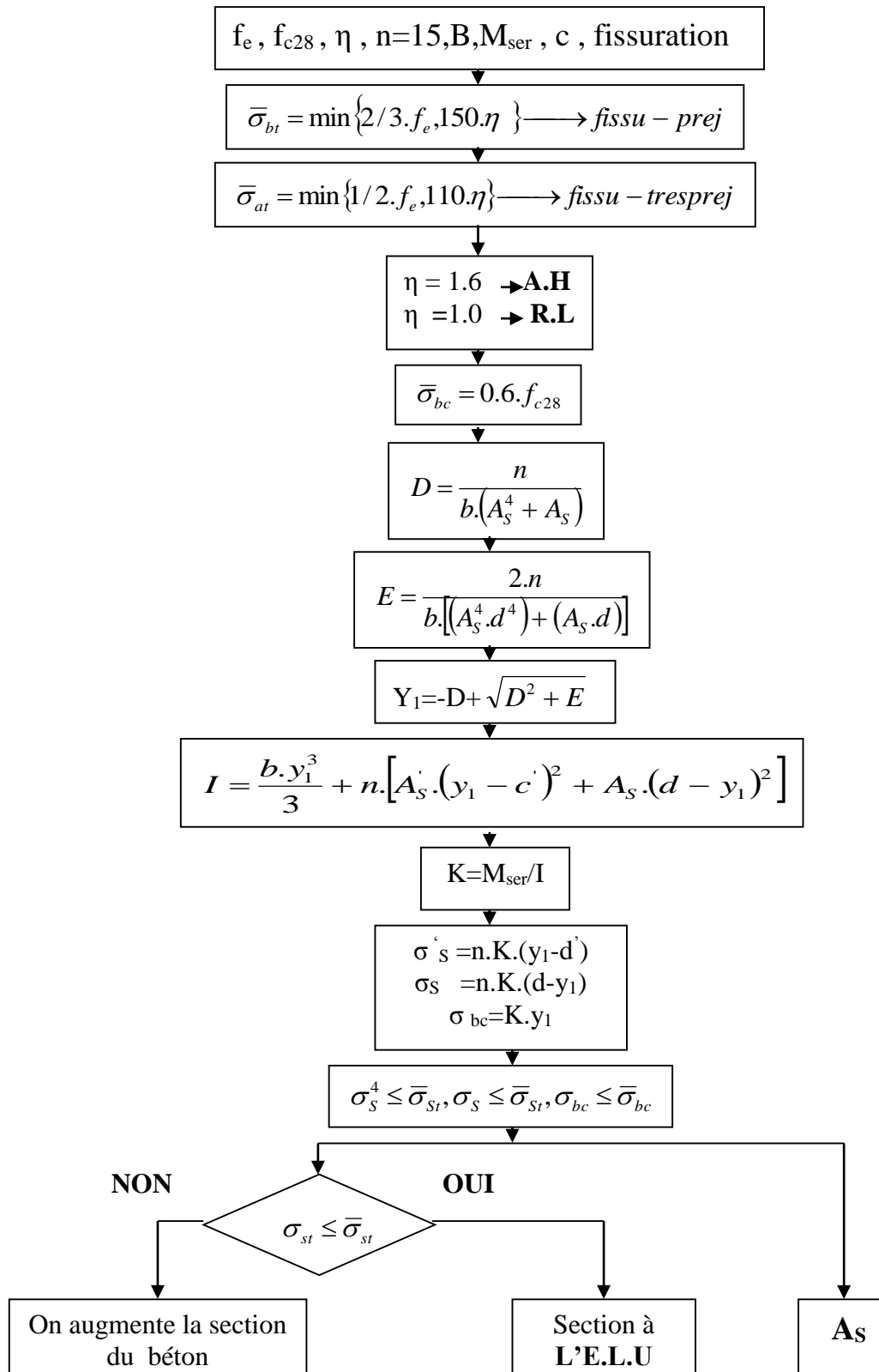
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire
A l'E.L.U en flexion composée



Organigramme -0-

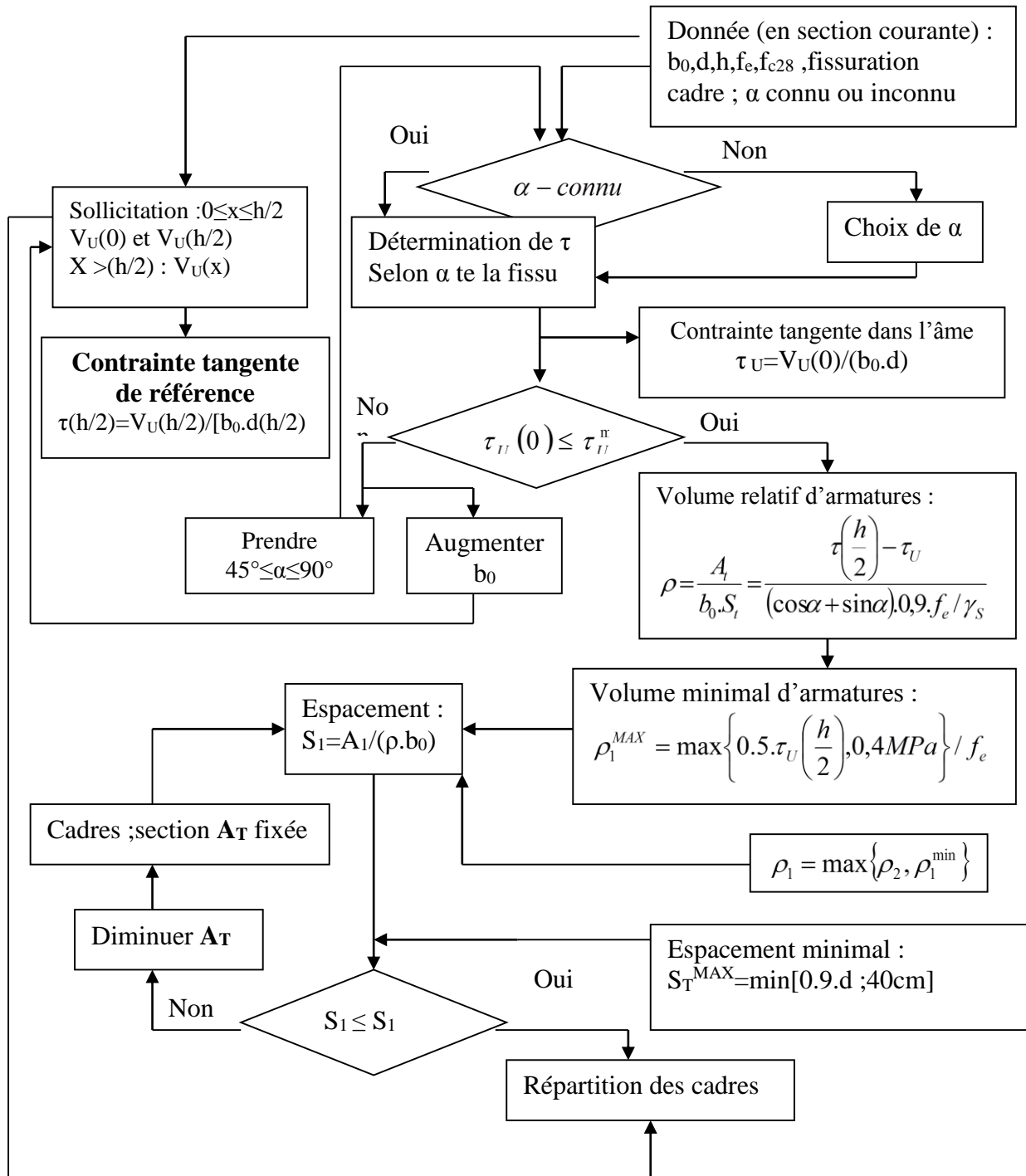
Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



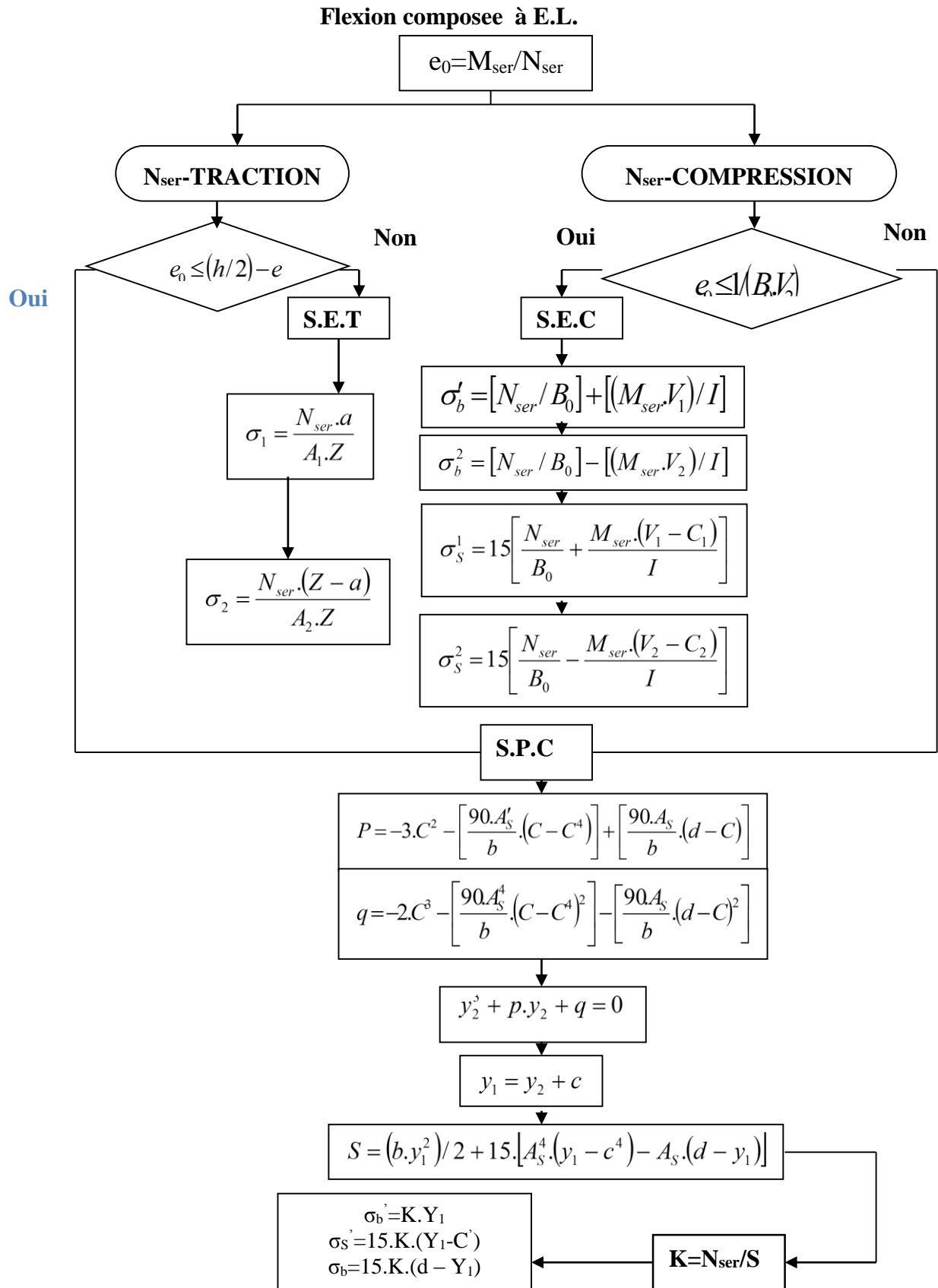
Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

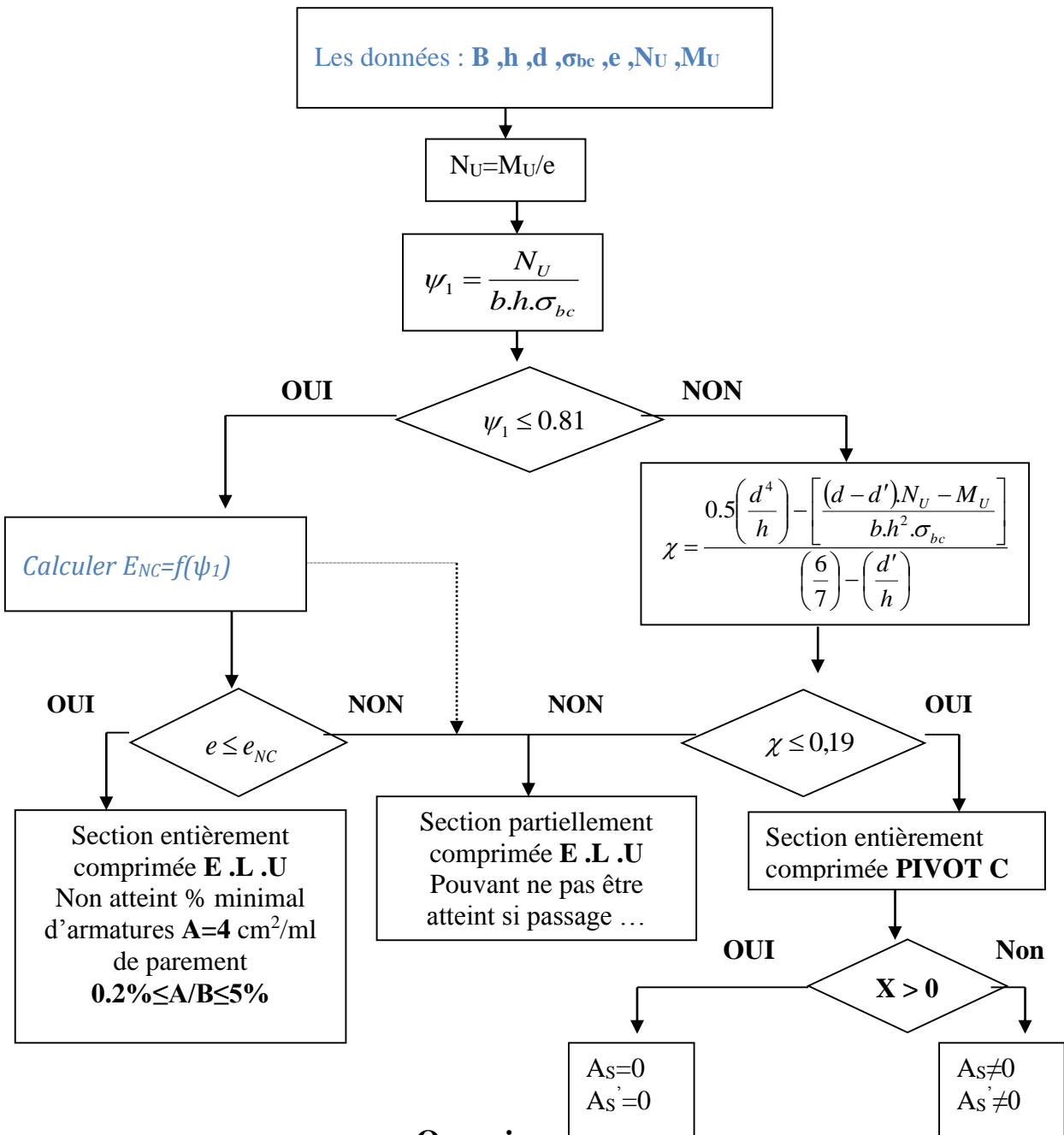
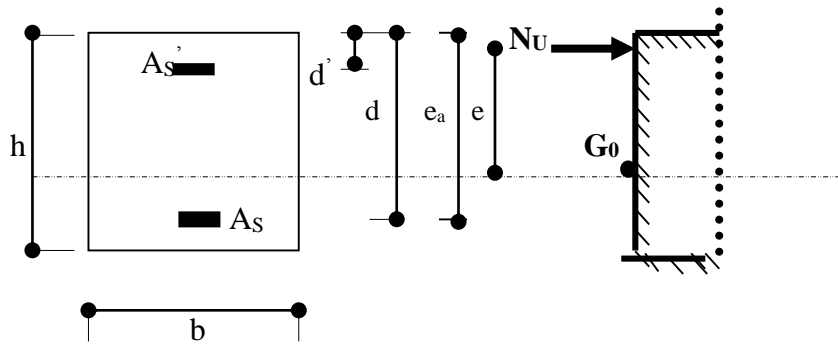


ORGANIGRAMME-4-



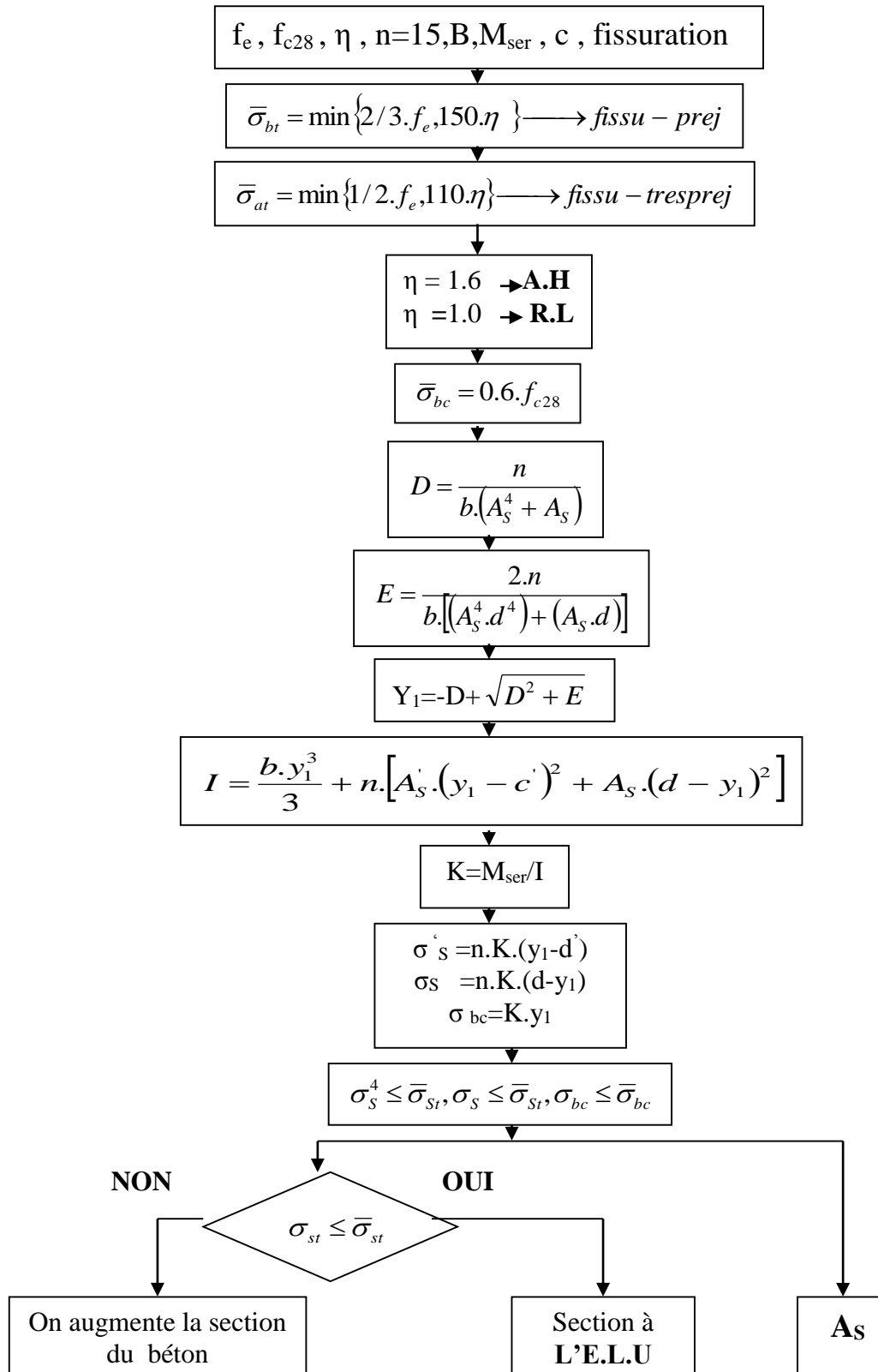
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire
A l'E.L.U en flexion composée



Organigramme -6-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

