



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture département



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : génie civil.

Spécialité : Structure.

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8)

Présenté par :

- Ramdane Hamadouche
- Saim Ibrahim Abdelbasset

Soutenu le 22 / 06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Bourdim Sidi Mohamed El Amine.

Examineur: Sabeur Bendehiba.

Encadrant : Djilali Nassira.

Année Universitaire : 2019 / 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

The image features the Basmala (Bismillah) in Arabic calligraphy, rendered in a highly stylized, circular form. The text is written in black ink on a white background. The calligraphy is dense and intricate, with thick, flowing lines and many small, decorative flourishes. The words are arranged in a circular pattern, with the first word 'Bismillah' at the top and the second word 'Ar-Rahman' at the bottom. The overall effect is one of elegance and artistic mastery. The calligraphy is centered on the page, with a thin red horizontal line above and below it.

Remercîments

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à toutes celles et à ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Nous tenons tout particulièrement à exprimer notre profonde gratitude à Mme Djilali Nassira, l'encadreur de ce mémoire, pour son accompagnement, son dévouement, sa rigueur, ses conseils avisés, sa patience et son investissement sans lesquels nous n'aurions pas pu mener à terme ce travail.

Nous voudrions adresser nos sincères remerciements à tous les professeurs du département de Génie Civil à l'université de Mostaganem, qui ont participé à notre formation.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'évaluer ce travail.

Nos remerciements vont à nos parents pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute notre vie. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider.

Enfin, nos sincères remerciements vont à tous nos amis qui nous ont fait bénéficier de leurs conseils, remarques, suggestions et soutien moral tout au long de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Ames chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

*Ma chère mère " Fatiha " qui m'a donné l'amour, le soutien et le courage.
Mon cher père " Belkacem " qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

Ames chers frères : Alaa et Housseem.

Qui m'ont toujours soutenu.

A toute ma famille Ramdane et lellouchi.

A mon binôme : Ibrahim Abdelbasset.

A mon cher ami : YounsiRedouane .

A ma chère fiancée : Sihem.

A tous les enseignants du département de Génie Civil qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère : Wahiba

Pour l'amour et la tendresse que vous ne cessez de me fournir, Pour tous vos sacrifices, votre soutien tout au long de ma vie .

*A la mémoire de mon père : J'aurais tant aimé que vous soyez présent.
Que Dieu ait votre âme dans sa sainte miséricorde.*

A mes chers frères

A ma belle sœur

A mon binôme : Ramdane Hamadouch

A mon ami : Taha Khaled

*A toute ma famille qui porte le nom Saim
A toute personne que j'aime et qui m'aime*

Je vous dédie ce modeste travail.

Ibrahim Abdelbasset

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة ذات (ثمان طوابق + طابق أرضي)، تمت بنائها في ولاية مستغانم مدينة مستغانم (خروية) المصنفة ذات نشاط زلزالي المتوسط مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعوارض + جدران) مسلحة، كما أن لها منظر في المستوي على شكل مستطيل ، تم التصميم وفق القوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA9 version2003, CBA93,BAEL91)

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج . ETABS .

أساس المبنى متكون من حصير العام.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة ، CBA93 , BAEL91, RPA 99/2003, ETABS .

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+8) implanté à la wilaya de Mostaganem commune de Mostaganem (Kharrouba) qui est classée comme une zone de sismicité moyenne. La résistance du bâtiment dont la vue en plan est en forme de rectangle , est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91)

L'étude dynamique a été faite à l'aide logiciel ETABS.

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

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, RPA 99/2003,BAEL91, CBA93.

Abstract

The goal of this work is the study of a structure of building with use of reinforced concrete dwelling (R+8) established in Mostaganem town of Mostaganem (Kharrouba) which is classified like a zone with medium seismicity. The resistance of the building of which the sight in plan is in the shape of rectangle, is ensured by a mixed system of windbracing (gantries + veils). The design was made according to payments of construction in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

The dynamic study was made on software ETABS .

The building foundation is composed of a main floor.

Keywords: *building, concrete, ETABS, RPA 99/2003, BAEL91, CBA93.*

SOMMAIRE:

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I:PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction.....	3
I.1Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2 Description de l'ouvrage.....	3
I.3Caractéristique mécanique des matériaux	4
I.4 Hypothèses de calcul.....	12

CHAPITRE II:PRE DIMENSIONNEMENT

Introduction.....	13
II.1Pré dimensionnement des planchers.....	13
II.2 Evaluation des charges	15
II.3 Pré dimensionnement des poutres.....	19
II.4 Pré dimensionnement des voiles.....	21
II.5 Pré dimensionnement des poteaux.....	22

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction	30
III.1 Acrotère.....	30
III.2Balcons.....	40
III.3 Plancher	46
III.4 Plancher a dalle pleine.....	63
III.5Escalier.....	68
III.6Poutre palière.....	82

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction.....	90
IV.1Caractéristique dynamique.....	90
IV.2Choix de la méthode de calcul	91
IV.3Résultats de l'analyse dynamique	94
IV.4Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	101

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Introduction.....	104
V.1Les poteaux.....	104
V.2Les poutres.....	110
V.3Les voiles.....	123

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction	127
VI.1 Choix du type de fondation	127
VI.2 Calcul de Ferrailage de la dalle	131
VI.3 Calcul de Ferrailage de la nervure.....	134

CONCLUSION.....	139
------------------------	------------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers10

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....15
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher Courant16
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine17
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du Balcon17
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes escalier (palier)18
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes escalier (Volée d'escalier)18
Tableau II.7 : Surface reprise par les poteaux23
Tableau II.8 : Charges permanent niveau terrasse.....23
Tableau II.9 : Charges permanent étage courant.....24
Tableau II.10 : Charge final (G)24
Tableau II.11 : Application de la loi de dégression.....25
Tableau II.12 : Charge final (Q)25
Tableau II.13 : Les résultats final28
Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal29
Tableau II.15 Résultats final des sections29

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

<u>Tableau III.1</u> : Combinaison des charges.....	41
<u>Tableau III.2</u> : Résultats des efforts internes à l'ELU et l'ELS.....	42
<u>Tableau III.3</u> : Caractéristique géométriques et mécaniques	43
<u>Tableau III.4</u> : Evaluation des charges et des surcharges.....	47
<u>Tableau III.5</u> : Combinaisons des charges.....	47
<u>Tableau III.6</u> : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU.....	52
<u>Tableau III.7</u> : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS.....	53
<u>Tableau III.8</u> : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU.....	53
<u>Tableau III.9</u> : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS.....	54
<u>Tableau III.10</u> : Les efforts maximums.....	54
<u>Tableau III.11</u> : Caractéristique géométriques et mécaniques.....	55
<u>Tableau III.12</u> : Caractéristique géométriques et mécaniques.....	64
<u>Tableau III.13</u> : Ferrailage de la dalle pleine.....	64
<u>Tableau III.14</u> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	67
<u>Tableau III.15</u> : Evaluation des charges permanentes escalier (palier).....	71
<u>Tableau III.16</u> : Evaluation des charges permanentes escalier (Volée d'escalier)....	72
<u>Tableau III.17</u> : Charge à l'ELU et l'ELS.....	72
<u>Tableau III.18</u> : Résultats des sollicitations.....	75
<u>Tableau III.19</u> : Résultats des sollicitations.....	78
<u>Tableau III.20</u> : Sollicitation de la poutre palière.....	83

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

<u>Tableau IV.1</u> : Détermination du facteur de qualité Q de la structure.....	93
<u>Tableau IV.2</u> : Le comportement des trois premiers modes.....	96
<u>Tableau IV.3</u> : Vérification des périodes.....	97
<u>Tableau IV.4</u> : Pourcentage de participation massique.....	98
<u>Tableau IV.5</u> : Calcul de la force sismique.....	98
<u>Tableau IV.6</u> : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	99
<u>Tableau IV.7</u> : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....	99
<u>Tableau IV.8</u> : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....	100
<u>Tableau IV.9</u> : Vérification de l'effet P- Δ sens X.....	102
<u>Tableau IV.10</u> : Vérification de l'effet P- Δ sens Y.....	103

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

<u>Tableau V.1</u> :vérification des poteaux sous sollicitation normale.....	105
<u>Tableau V.2</u> :vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	106
<u>Tableau V.3</u> : ferrailage des poteaux.....	107
<u>Tableau V.4</u> : La section des armatures transversal des poteaux.....	108
<u>Tableau V.5</u> :ferrailage transversale des poteaux.....	108
<u>Tableau V.6</u> : sollicitation de la poutre principale.....	111
<u>Tableau V.7</u> : L'espaceement des armatures transversales.....	114
<u>Tableau V.8</u> : récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	115
<u>Tableau V.9</u> :sollicitation de la poutre secondaire.....	116
<u>Tableau V.10</u> :L'espaceement des armatures transversales.....	119
<u>Tableau V.11</u> :récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.....	120
<u>Tableau V.12</u> : Ferrailage de poutre principale.....	121
<u>Tableau V.13</u> : Ferrailage de poutre secondaire.....	122
<u>Tableau V.14</u> :Epaisseurs des voile.....	123
<u>Tableau V.15</u> : Vérifications des contraintes.....	124
<u>Tableau V.16</u> : Sollicitations des voiles (ep=15cm).....	124
<u>Tableau V.17</u> : ferrailage des voile.....	125

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 Dimension du bâtiment.....4
Figure I.2 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....9
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....9
Figure I.4 Diagramme contrainte- déformation de l'acier.....11

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 Planchers à corps creux.....13
Figure II.2 Coupe plancher terrasse inaccessible.....15
Figure II.3 Coupe de plancher courant.....16
Figure II.4 Coupe de voile en élévation.....21
Figure II.5 Coupe de voile en plan.....21
Figure II.6 Les charges vertical agissant sur le poteau23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 Schéma représentatif d'acrotère.....31
Figure III.2 Diagramme des efforts à l'ELU.....32
Figure III.3 Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....33
Figure III.4 Ferrailage de l'acrotère.....39
Figure III.5 Schéma statique du balcon.....40
Figure III.6 Diagramme du moment à l'ELU.....41
Figure III.7 Diagramme du moment à l'ELS.....42
Figure III.8 Ferrailage de balcon.....45
Figure III.9 Composant de plancher.....46
Figure III.10 Corps Creux.....46
Figure III.11 Schémas statique de la poutrelle.....48
Figure III.12 Schéma de la longueur de chaque travée de la poutrelle.....50
Figure III.13 Schéma statique d'une poutrelle isostatique.....50
Figure III.14 Poutrelle a 5 travées.....51
Figure III.15 Poutrelle à 3 travées.....51
Figure III.16 Poutrelle à 2 travées.....51

<u>Figure III.17</u> Ferrailage des poutrelles.....	62
<u>Figure III.18</u> Ferrailage de dalle pleine pour une bande de 1 m.....	67
<u>Figure III.19</u> Dimensions de l'escalier.....	68
<u>Figure III.20</u> Schéma statique de l'escalier.....	69
<u>Figure III.21</u> Chargement des escaliers.....	72
<u>Figure III.22</u> Diagramme du momenta L'ELU.....	73
<u>Figure III.23</u> Diagramme d'effort tranchant a L'ELU.....	73
<u>Figure III.24</u> Diagramme du momenta L'ELS.....	74
<u>Figure III.25</u> Diagramme d'effort tranchant a L'ELS.....	74
<u>Figure III.26</u> Schéma de ferrailage des escaliers.....	81
<u>Figure III.27</u> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

<u>Figure IV.1</u> Spectre de réponse.....	94
<u>Figure IV.2</u> Model initial.....	95
<u>Figure IV.3</u> Le comportement des trois premiers modes.....	96
<u>Figure IV.4</u> Evaluation des effets du second ordre.....	101

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

<u>Figure. V.1</u> : Schéma ferrailage des poteaux	109
<u>Figure. V.2</u> : Schéma ferrailage des poutres principales (30x45)	115
<u>Figure. V.3</u> : Schéma ferrailage des poutres secondaires (30x35)	120
<u>Figure. V.4</u> : Schéma ferrailage de voile	126

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<u>Figure. VI.1</u> :dimension du radier.....	128
<u>Figure VI.2</u> :dimension de la nervure.....	134
<u>Figure VI.3</u> :Schéma ferrailage de radier.....	138

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

- 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.
 - φ : Angle de frottement.
 - Q : Charge d'exploitation.
 - 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.
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 - $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - τ : Contrainte tangentielle.
 - 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 aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_t : Espacement entre armature transversale.
-

- λ : Elancement.
 - e : Epaisseur de l'élément (voile, dalle...).
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{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 a la base.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - 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.
 - δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 - h_{cr} : La hauteur critique.
-

INTRODUCTION



INTRODUCTION GENERALE

Les phénomènes naturels notamment les séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde, l'Algérie n'est pas à l'abri de tels phénomènes destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la conception.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure, sans oublier l'aspect économique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages.

Ce travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments (poteaux, poutres et voiles....) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique ce qui est représenté dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires tel que : l'acrotère ; les escaliers ; le plancher etc.

Dans le quatrième chapitre nous intéressons à la modélisation de la structure à l'aide de logiciel ETABS et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on étudie ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le cinquième chapitre.

Le chapitre VI consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure.

Nous terminons ce document par quelque conclusion et par des références bibliographiques.

CHAPITRE I



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :

Ce chapitre comporte des descriptions générales concernant notre étude, telle que les dimensions de l'ouvrage et les éléments composantes de ce dernier, la classification de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003, ainsi que les matériaux utilisés et ces caractéristiques, et les différentes principales hypothèses de calcul en béton armé.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à l'étude du comportement d'une structure en béton armé et en maçonnerie, composé d'un rez-de-chaussée et huit étages (R+8) avec une terrasse inaccessible. L'ouvrage en question à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Mostaganem, commune de Mosatagnem (kharouba) qui est classée comme une zone moyenne sismicité (zone II_A), selon le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).

I.2 Description de L'ouvrage :

I.2.1 Dimension :

a).Dimension en élévation :

- Hauteur de RDC.....03.06m.
- Hauteur d'étage courant.....03,06m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.....27.54m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère.....28.14m.

b).Dimension en plan :

- Longueur totale en plan.....29.00m.
- Largeur totale en plan.....19.10m.

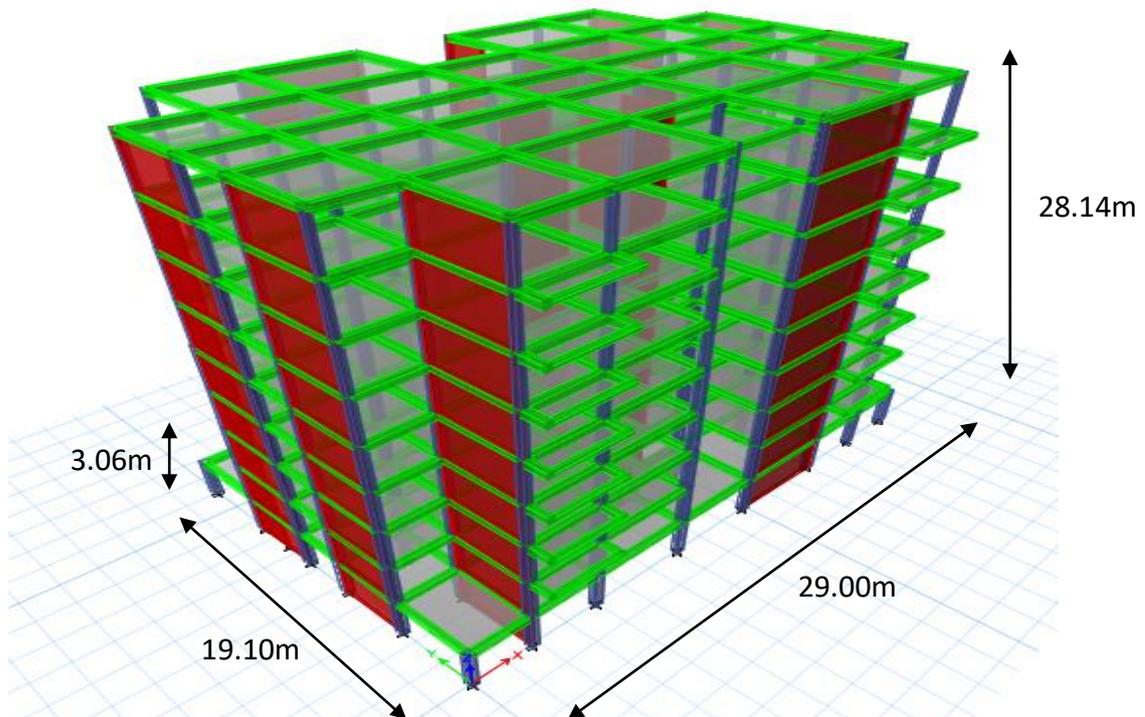


Figure I.1 Dimension du bâtiment

I.2.2. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport du sol, le sol d'assise de construction présente les caractéristiques suivantes:

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2,3$ bars, pour un ancrage $D = 2,5$ m
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.
- La cohésion $C = 0$

I.2.4 Ossature de l'ouvrage :

La structure est composée d'un système de contreventement mixtes portiques contreventés par des voiles, donc c'est un système de type (4b) d'après RPA99 (version 2003).

I.2.5 Classification du bâtiment :

Selon RPA99 (version 2003) notre ouvrage est un ouvrage courants ou d'importance moyenne puisqu'il n'est pas classé dans les groupes 1a, 1b ou 3 et sa hauteur est inférieur à 48 m, donc cet ouvrage est classé dans le groupe 2.

I.2.6 Planchers :

Les planchers du bâtiment sont constitués par deux types :

- Plancher à corps creux et dalle de compression reposant sur des poutrelles en béton armé pour les différents niveaux.
- Plancher en dalle plein pour les balcons et une dalle pleine située au niveau de rez-de-chaussée.

I.2.7 Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse selon deux types :

Murs extérieurs constitués d'une double cloison de 30 cm (brique creuse de 15 cm et brique creuse de 10 cm séparé par une lame d'air de 5 cm).

Murs intérieurs constitués par des cloisons de 10 cm (brique creuses de 10 cm).

I.2.8. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.9 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.

I.2.10 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitué de deux volées droites et un palier de repos (la cage d'escalier commence du rez-de-chaussée jusqu'à 8^{ème} étage).

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.3.1 Le Béton :

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

a).Composition du béton :

- Granulats : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- Liants : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland avec ajout (CEM II A/B 42,5).
- L'eau : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

b).Dosage du béton :

L'étude de la composition d'un béton consiste à déterminer le mélange optimal des différents granulats composants, ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin de réaliser un béton dont les qualités soient recherchées pour la construction de l'ouvrage. Le dosage d'un mètre cube de béton est varié en fonction des dimensions maximal des granulats, de la résistance souhaitée, et même de la consistance du béton frais désiré.

c). Résistance du béton :c.1) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Si : $j \leq 28$ jours

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 8,3j} \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \dots \dots [1]$$

Si : $28 \leq j \leq 60 \Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour le cas de notre structure f_{c28} est prise égale à : 25 MPa.

c.2) Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots \dots [1]$$

- Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

d). Module de déformation longitudinale du béton :

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

d.1) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots [1]$$

- D'où : $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$.

d.2) Module de déformation différée :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E\nu_j = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots [1]$$

- D'où : $E_{i28} = 10818,87 \text{ MPa}$.

e). Coefficient de Poisson :

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

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

- $\nu = 0,2 \dots\dots$ Pour les justifications aux états limites de services.
- $\nu = 0 \dots\dots\dots$ Dans le cas des états limites ultimes.

f). Poids volumique :

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

g) Les contraintes limites de calcul :g.1) Etats limites ultime (ELU):

La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par :

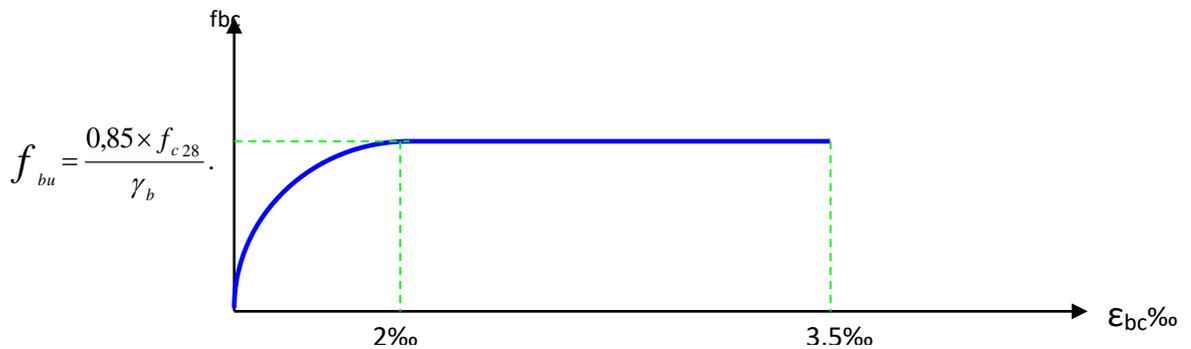
$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots [1]$$

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

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

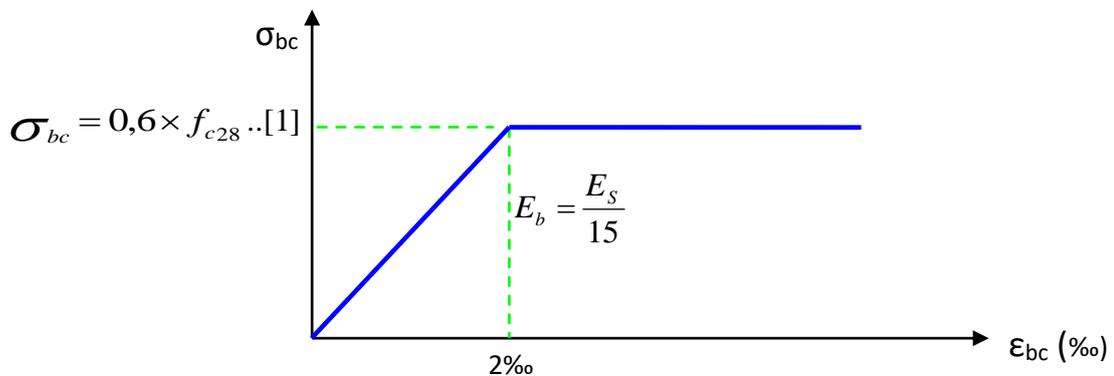
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton entre chantier et laboratoire.



g.2) États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :



I.3.2 L'acier :

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

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

a). Limite d'élasticité :

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

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	520	14	580

b). Module d'élasticité longitudinale :

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \dots \dots \dots [1]$$

c). Contrainte limite de l'acier :

c.2) État Limite ultime (ELU) :

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

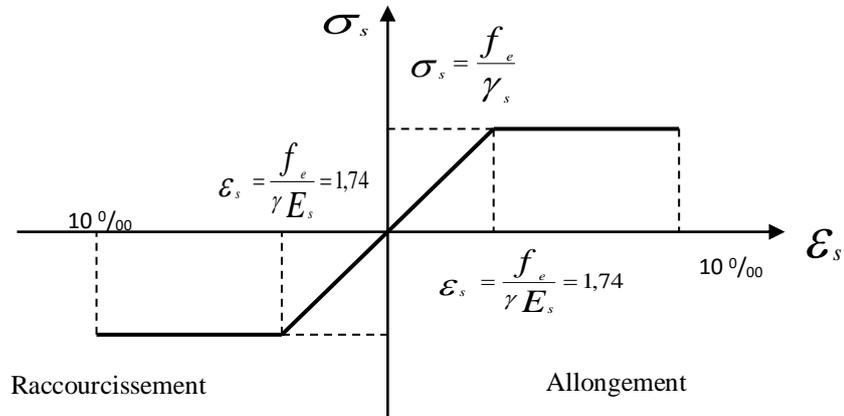


Figure I.4 Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

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

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

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \Delta L/L$

c.2) État Limite de Service (ELS) :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{3} \times f_e, (110\sqrt{n} \times f_{tj})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier RL

$\eta = 1.6$ pour l'acier HA

- Cas de fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, (90\sqrt{n} \times f_{tj})\right)$$

On adopte : $e = h-d$ avec $d = h-e$

I.4 Hypothèses de calcul :

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

I.4.1 État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes avant et après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.

- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

I.4.2 État limite de service (ELS):

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

- Conservation des sections planes.

- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE II



PRE DIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II

PREDEMENSIONNEMENT

Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage de notre étude et les caractéristiques des matériaux, nous passons dans le présent chapitre au pré dimensionnement des différents éléments de notre structure ainsi que l'évaluation des charges. Et pour cela il faudra tenir compte des prescriptions règlementaires des règlements CBA93 et BAEL91, RPA99 (version 2003).

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et des planches en dalle plein.

II.1.1 Planches a corps creux :

Les planches à corps creux sont constituées par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :

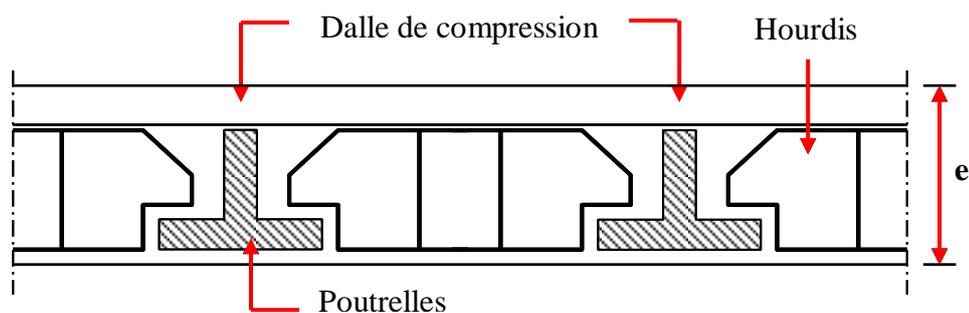


Figure II.1 Planchers à corps creux.

L'épaisseur de planches dépend de la longueur des poutrelles, donc la distance entre deux poutres principales (la distance est prise entre axe), on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$\frac{L}{20} \geq e \geq \frac{L}{25} \dots\dots [4]$$

Avec :

$$L_{\max} = 5.20\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{520}{20} \geq e \geq \frac{520}{25} \Rightarrow (25 \geq e \geq 20) \text{ cm}$$

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

D'après le BAEL91 article b7.2.2 on prend l'épaisseur de la dalle de compression 4 cm parce que l'épaisseur minimale d'une dalle de compression collée en place égale à 4cm.

- On a choisi 20 cm (16+4) comme épaisseur de la dalle.

II.1.2 Plancher en dalle pleine :

On utilise la formule suivante pour déterminé l'épaisseur de la dalle reposant sur 2 appuis :

$$e \geq \frac{L}{30} \dots\dots [4]$$

On utilise la formule suivante pour déterminé l'épaisseur de la dalle reposant sur 4 appuis :

$$e \geq \frac{L}{40} \dots\dots [4]$$

Avec :

- L : La longueur maximale entre axes des poutres secondaires supportées la dalle.
- e : Epaisseur de la dalle.

$$L_{\max} = 3.60 \text{ m} \Rightarrow e \geq \frac{360}{30} \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm}$$

- On prend e = 15 cm comme épaisseur de la dalle (pour les balcons).

$$L_{\max} = 5.2 \text{ m} \Rightarrow e \geq \frac{520}{40} \Rightarrow e \geq 13 \text{ cm}$$

- On prend e = 15 cm comme épaisseur de la dalle situé dans la terrasse.

II.2 Evaluation des charges :.....[3]

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément de la structure la charge qui lui revient jusqu'à la fondation pour le dimensionner.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Charges permanentes (G).
- Surcharges d'exploitation (Q).

II.2.1 Charges permanentes :

a).Plancher :

a.1) Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection gravillons	5	0.2	1,00
2-Etanchéité multicouches	2	/	0,12
3-Forme de pente	10	22	2,20
4-Isolation thermique	4	4	0,16
5-Dalle à corps creux	16+4	/	2,80
6-Enduit en plâtre	2	10	0,2

• Donc $\Sigma G = 6,48 \text{ KN/m}^2$

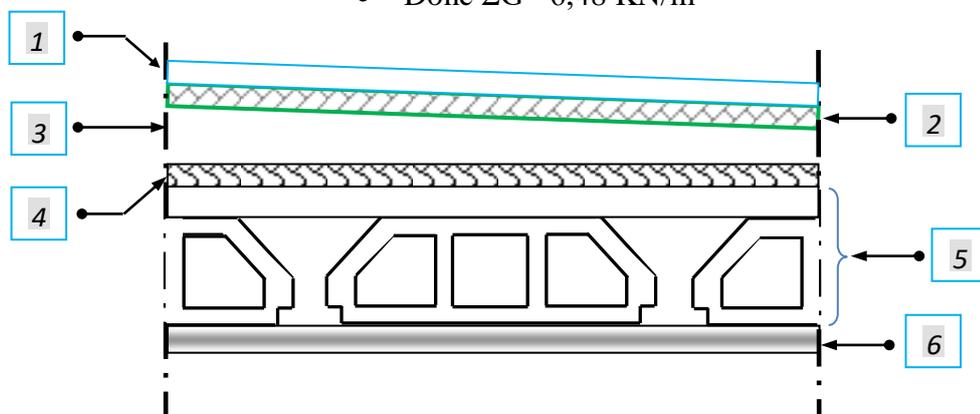


Figure II.2 Coupe plancher terrasse inaccessible.

a.2) Plancher courant :

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher Courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	/	0,40
2-Mortier de pose	2	/	0,40
3-Lit de sable	2	18	0,36
4-Plancher à corps creux	16+4	/	2,80
5-Enduit en plâtre	2	/	0,20
6-Cloison de distribution	/	/	1,00

- Donc $\Sigma G = 5,16 \text{ KN/m}^2$

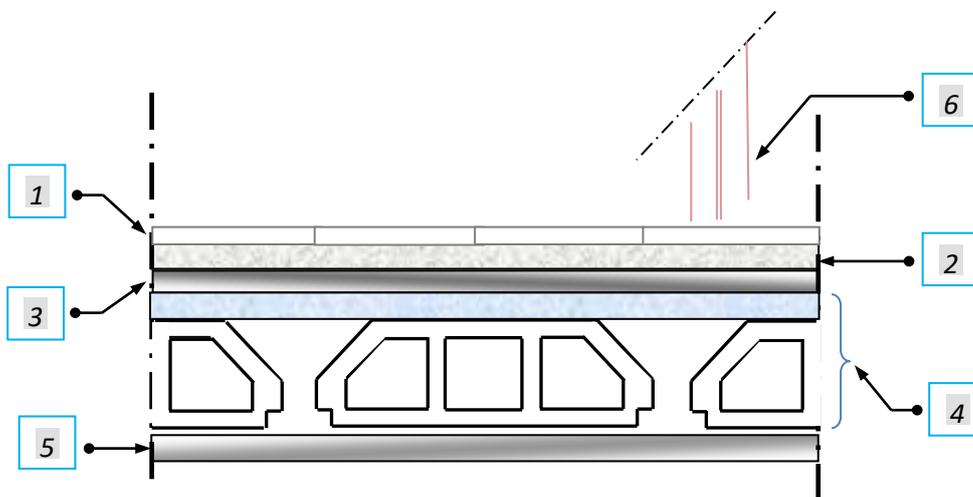


Figure II.3 Coupe de plancher courant.

a.3) Dalle pleine rez-de-chaussée :Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage (1 cm→0.2KN/m ²)	2	/	0,40
2-Mortier de pose	2	/	0,40
3-Lit de sable	2	18	0,36
4-Dalle en Béton armé	15	25	3,75
5-Enduit en plâtre	2	10	0,20

- Donc $\Sigma G = 5,15 \text{ KN/m}^2$

b) Balcon :Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du Balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,40
2-Mortier de pose	2	20	0,40
3-Lit de sable	2	18	0,36
4-Dalle en Béton armé	15	25	3,75
5-Mortier ciment	2	18	0,36

- Donc $\Sigma G = 5,31 \text{ KN/m}^2$

e) Escalier :

e.1) Palier :

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes escalier (palier)

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	/	0,40
2- Mortier de pose	2	/	0,40
3- Lit de sable	2	18	0,36
4- Dalle en BA	15	25	3,75
5- Enduit en plâtre	2	/	0,20

- Donc $\Sigma G = 5,15 \text{ KN/m}^2$

e.2) Volée d'escalier :

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes escalier (Volée d'escalier)

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,51
2- Mortier de pose	2	20	0,51
3- Marches	/	25	2,13
4- Paillasse	/	25	4,45
5- Enduit en plâtre	2	10	0,24
6- Garde de corps	/	/	1,0

- Donc $\Sigma G = 8,84 \text{ KN/m}^2$

II.2.2 Charges d'exploitation:

D'après le DTC BC on distingue les charges d'exploitation suivantes :

- Plancher terrasse (inaccessible).....1,0 KN/m².
- Plancher (rez-de-chaussée).....3.5 KN/m².
- Plancher courant (habitation).....1,5 KNm².
- Escaliers.....2,5 KN/m².
- Balcon.....3,5 KN/m².

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimension transversales (b*h) très petites devant la longueur L, Le rôle des poutres est de transmettre aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers).

Pour les poutres, on a deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques suivantes et vérifiées par la suite selon le RPA99 (version 2003).

La formule est la suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots[5]$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots[4]$$

D'où :

- L : Portée de la poutre entre nus.
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre

Puis en vérifié avec les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Pour la hauteur h doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$

- Pour la largeur b doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport entre h et b doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1 Poutre principale : $L = 520 \text{ cm}$

$$31.33 \leq h \leq 47 \Rightarrow \text{On prend } h = 45 \text{ cm.}$$

$$18 \leq b \leq 36 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

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

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

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

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{alors } (bxh) = (30 \times 45) \text{ cm}^2.$$

II.3.2 Poutre secondaire : $L = 420 \text{ cm}$

$$28 \leq h \leq 42 \Rightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm.}$$

$$14 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

$$35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,166 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{Donc } (bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment, pour leurs pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement RPA99 (version 2003) (article 7.7.1).

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

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

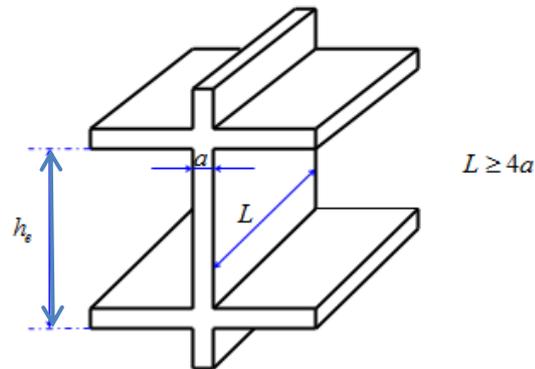


Figure II.4 Coupe de voile en élévation.

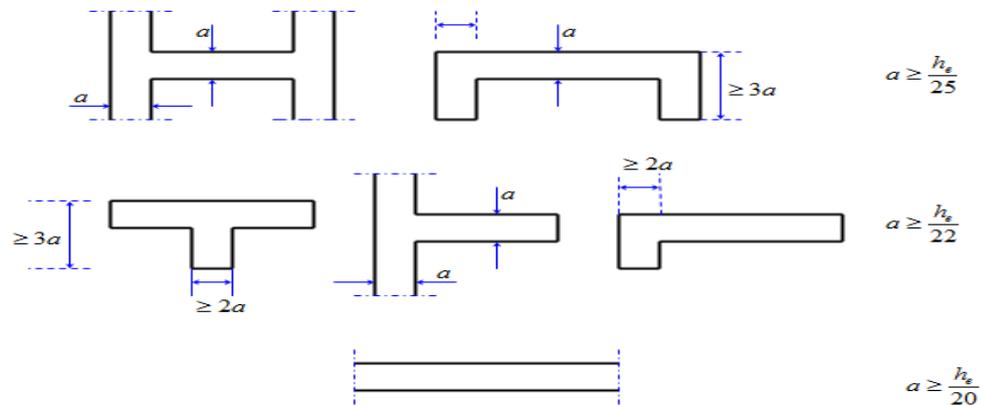


Figure II.5 Coupe de voile en plan.

Dans notre cas :

$$a \geq \max (h_e/22, h_e/20)$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,40}{20} = 0,133m = 13.3cm$$

Conclusion: a doit être : $a \geq 15 \text{ cm}$

On prend $a=15\text{cm}$ pour les voiles et suivant la hauteur de RDC .

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément porteur vertical soumis uniquement à une compression centrée ($N > 0$ et $M_z = 0$). D'un point de vue réglementaire (BAEL), le poteau est soumis à une compression centrée si :

- L'excentricité de l'effort normal est petite.
- L'imperfection de rectitude est inférieure à $Max(1cm; l_0=500\text{ cm})$.
- L'élanement de poteau λ est inférieur à 70 : $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

Le béton résistant très bien à la compression, il serait théoriquement inutile de placer des armatures. Mais les charges transmises au poteau ne sont jamais parfaitement centrées (imperfections d'exécution, dissymétrie du chargement). Pour ces raisons, on introduit des armatures longitudinales calculées de façon forfaitaire. Le risque de flambement des armatures longitudinales conduit à placer des armatures transversales (cadres, étriers ou épingles).

II.5.1 Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Calcul la décente de charge (charge permanent, charge exploitation).
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée vis-à-vis l'état limite de service.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le RPA99 (version 2003).

II.5.2 la surface reprise du poteau :

Tableau II.7 : Surface reprise par les poteaux

Poteau	Central
Surface (m ²)	19.55

II.5.3 Calcul de la décente de charge :

a).Charge permanente (G) :

a).1. Poteau central :

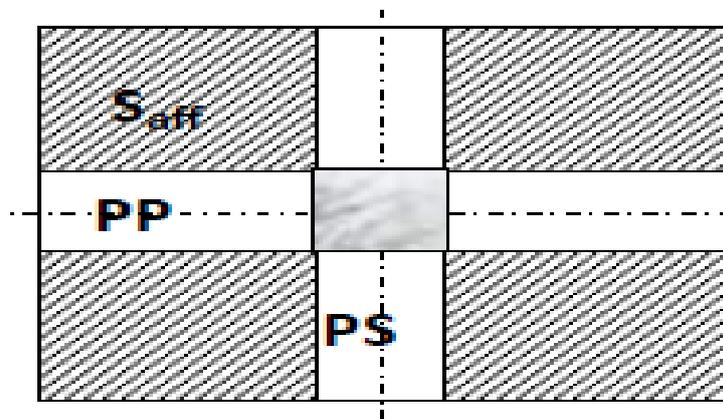


Figure II.6: Les charges verticales agissant sur le poteau.

- Niveau terrasse :

Tableau II.8 : Charges permanent niveau terrasse

Elément	Opération	Résultat (KN)
Plancher terrasse	$19.55 \times (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1)$	200.35
Poutre porteuse	$4.95 \times 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 1.35$	22.55
Poutre non porteuse	$3.95 \times 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.35$	13.99

- Etage courant :

Tableau II.9 : Charges permanent étage courant

Elément	Opération	Résultat (KN)
Plancher courante	$19.55 \times (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 1.5)$	179.91
Poutre porteuse	$4.95 \times 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 1.35$	22.55
Poutre non porteuse	$3.95 \times 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.35$	13.99
Poteau	$0,25 \times 0,25 \times 25 \times (3,06 - 0.45) \times 1.35$	5.50

Le résultat final de poteaux central :

Tableau II.10: Charge final (G):

Poteau	Central
G (KN)	1271,36

b).Charge exploitation :

Comme on a le même type de charge d'exploitation dans tous les niveaux et le nombre des niveaux dépasse 4 niveaux donc on utilise la loi de dégression imposé par le DTR B.C. 2.2

Pour le toit ou la terrasse Q_0 .

Pour le dernier étage Q .

Pour l'étage immédiatement inférieur $0,9Q$.

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Tableau II.11 : Application de la loi de dégression

Niveau des planchers	Q_i	$\sum Q_i$
T	Q_0	$\sum_0=Q_0$
E7	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$
E6	Q_2	$\sum_2=Q_0+Q_1+0,9Q_2$
E5	Q_3	$\sum_3=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3$
E4	Q_4	$\sum_4=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4$
E3	Q_5	$\sum_5=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5$
E2	Q_6	$\sum_6=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6$
E1	Q_7	$\sum_7=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+Q_7)$
RDC	Q_8	$\sum_8=Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5(Q_6+Q_7+Q_8)$

- Les résultats finals au niveau de RDC pour le poteaux central :

Tableau II.12 : Charge final (Q)

Poteau	Central
Q (KN)	204,225

II.5.4 Evaluation de l'effort normal ultime et calcul de la section du poteau :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

suivante :
$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,8\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots [1] \quad (1)$$

- N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- 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 : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

- B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02)(b-0,02)$) [m²].
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$), situation durable.
- γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$), situation durable.
- α : coefficient fonction de l'élançement mécanique λ , qui prend les valeurs :

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

Où :

λ : élançement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$, avec :

- l_f : La longueur de flambement. l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives; selon l'article B.8.3.31 de BAEL91 : $l_f = 0,7 l_0$.
- 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 ($B = a \times b$).

Remarque :

Selon les commentaires dans le BAEL 91 modifié 99 on peut tirer le suivant :

1. Les valeurs données pour le coefficient α ont été choisies en tenant compte du durcissement du béton entre 28 et 90 jours ainsi que de la diminution de la susceptibilité au fluage dans le cas d'un chargement.

Les valeurs de α sont divisées par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours, α est remplacée par $\alpha=1.20$ au lieu de 1,10.

2. la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section totale du béton comprimé, sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement de ces barres. $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$. On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\% \dots\dots\dots[1].$$

3. Lorsque l'élançement est supérieur à 35, il ne peut, sans justifications plus précises, être tenu compte que des armatures disposées de façon à augmenter le plus efficacement possible la rigidité du poteau dans le sens où son moment d'inertie est le plus faible. Donc il est préférable de prendre :

$$\lambda = 35 \text{ qui donne } \alpha = 0,708$$

Après ses commentaires l'équation (1) devient :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,8\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

$$Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = (\sqrt{Br} + 0,02) \text{ m}$$

Tableau II.13 : Les résultats final

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu(KN)	Br (cm ²)	a (cm)	a (cm)
T	6.48	1	236.93	157.03	14.53	25
7	11.63	2.5	459.02	304.22	19.44	25
6	16.78	3.85	671.10	444.78	23.09	25
5	21.93	5.05	878.79	582.43	26.13	30
4	27.08	6.1	1084.54	718.80	28.81	30
3	32.23	7	1283.43	850.61	31.17	35
2	37.38	7.75	1480.83	981.44	33.33	35
1	42.53	8.5	1675.32	1110.34	35.32	40
RDC	47.68	9.25	1873.17	1241.47	37.23	40

II.5.5. Vérification a l'E.L.S :

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

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

- Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

B : Section du poteau.

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

η : Coefficient d'équivalence $\eta=15$.

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

En remplaçant dans l'équation (2) :

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

Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal

Niveau	B	N _{ser}	σ_{ser}	Condition
T	25X25	175.50	1,10	Vérifié
7	25X25	340.01	2,40	Vérifié
6	25X25	497.11	2,81	Vérifié
5	30X30	650.95	3,80	Vérifié
4	30X30	803.36	3,72	Vérifié
3	35X35	950.69	4,45	Vérifié
2	35X35	1096.91	4,19	Vérifié
1	40X40	1240.98	4,77	Vérifié
RDC	40X40	1387.53	5,39	Vérifié

II.5.6 Vérification par RPA99 (version 2003) :

Selon RPA Pour la zone II_a, on doit avoir :

- $\text{Min}(a,b) \geq 30$
- $\text{Min}(a,b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a/b < 4$

Avec :

a,b : dimensions de la section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

Toutes ses conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Tableau II.15 Résultats final des sections

Niveau	T-7	5-6	4-3	2-1-RDC
Section (cm ²)	25X25	30X30	35X35	40X40

CHAPITRE III



CALCUL D'ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Dans ce chapitre on va entamer le calcul des éléments non structurelles considérer comme secondaires telque : acrotère, balcon, plancher, escalier. Comme notre,bâtiment est de groupe 2 selon la classification de RPA99 (version 2003) les éléments non structuraux doivent répond aux exigences suivantes :

Les éléments non structuraux peuvent subir quelques dommages, sans que ces dommages ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines (comme la destruction des balcons ou escalier,chute brutale de cloisonsetc).

III.1 Acrotère :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, son rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravie de la poussée de vent d'où il forme un écran, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1\text{KN/ml} \dots [3]$.

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

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

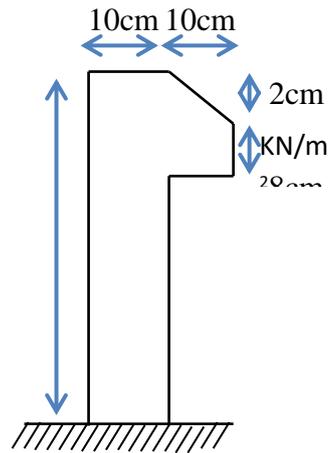


Figure III.1 : Schéma représentatif d'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges :

a). Charges permanentes :

- Poids propre : $G = \rho_b \times S$

Avec :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \left(\frac{0,10 \times 0,02}{2} \right) \right] = 0,069 m^2$$

$$\text{Donc : } G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

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

$$G = \rho \times e \times P_{\text{cim}} = 18 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } G_t = 2,229 \text{ KN/ml}$$

b). Charges d'exploitation :

- $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

- Etat limite ultime :

$$N_u = 1,35G.L = 1,35 \times 2,229 \times 1 = 3,00915 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q.h.L = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5.Q.L = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- Etat limite de service :

$$N_{ser} = G.L = 2,229 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q.h.L = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q.L = 1 \text{ KN}$$

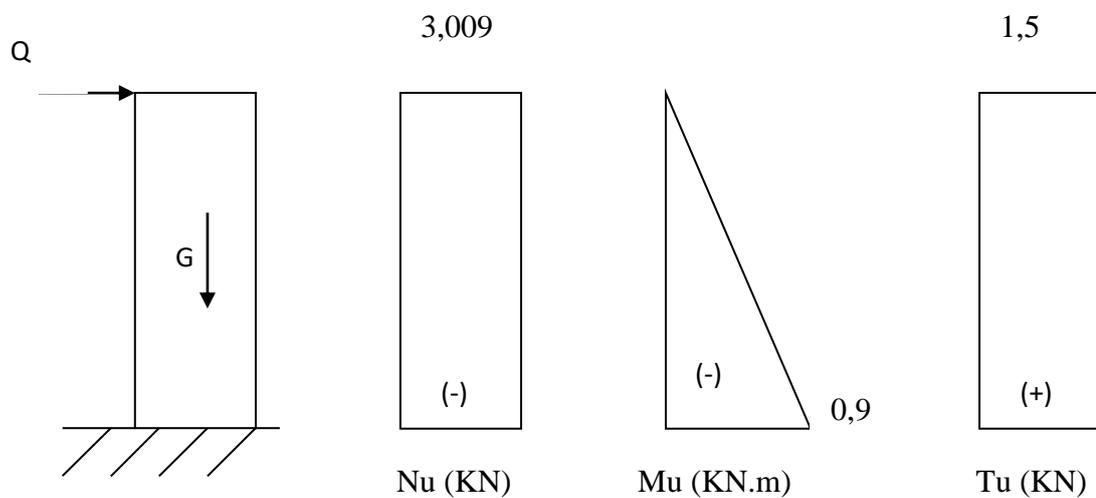


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

$$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{bu}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{m} ; f_e= 400\text{MPa} ; d=8\text{cm}$$

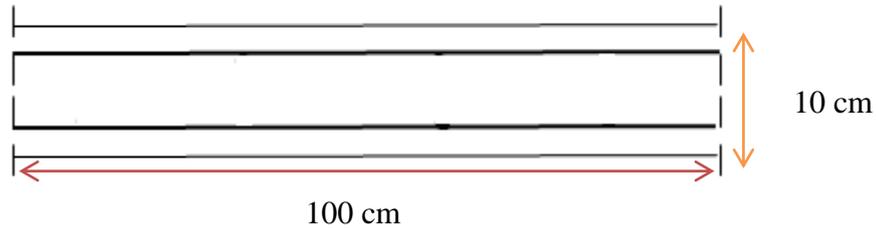


Figure III.3 Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,00915} = 29,90 \text{ cm}$$

$$e_0 = 29,90 > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve hors de la zone limitée par les armatures.

La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (on adopte un ferrailage symétrique).

- Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0,0109$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,014$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha_u) = 79,56 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} = 35,75 \text{ mm}^2 = 0,3575 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,3575 - \frac{3,00915 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,271 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{100 \cdot 10}{1000}; \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 8,2,1}{400} \right) \dots [1]$$

$$A_{min} = \max(1; 0,966) = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{min}) = 1 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 4T8 / ml = 2,01 \text{ cm}^2$

- L'espace des armatures principales :

$$S_h \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_h = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3T8 / ml = 1,51 \text{ cm}^2$

- L'espace des armatures de répartition :

$$S_v \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $S_v = 25 \text{ cm}$

III.1.5 Vérification à L'E.L.S :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,229} = 26,92 \text{ cm}$$

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

Donc la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifiée :

- Que la contrainte maximale de compression du béton ne dépasse pas la limite admissible : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$
- Si la fissuration est préjudiciable comme dans notre cas, que la contrainte dans les aciers tendus ne dépasse pas la limite admissible :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}})\right)$$

Le calcul s'effectue comme suit (selon le BAEL) :

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 26,92 = -21,92 \text{ cm}$$

Le centre de pression est trouvé à l'extérieur de la section calculée.

$$Y_{\text{ser}} = Z_c + C$$

Avec :

- Z_c : distance de l'axe neutre ou centre de pression.
- C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

$$P = -3c^2 - 90.A'_s \frac{c - d'}{b} + 90.A_s \frac{d - c}{b}$$

$$q = -2c^3 - 90.A'_s \frac{(c - d')^2}{b} - 90.A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$A'_s = 0$ Donc:

$$P = -3c^2 + 90.A_s \frac{d - c}{b} = -3x(-21,92)^2 + 90x2,01x \frac{8 + 21,92}{100} = -1387,33 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90.A_s \frac{(d - c)^2}{b} = -2x(-21,92)^3 - 90x2,01 \frac{(8 + 21,92)^2}{100} = 19445,1 \text{ cm}^2$$

- Résolution de l'équation :

$$Z^3 + P.Z + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27} = (19445,1)^2 + \frac{(4.(-1387,33)^3)}{27}$$

$$\Delta = -17469210,06$$

On a donc $\Delta < 0$ donc :

$$\varphi = \text{Arc cos}\left(\frac{3.q}{2.P} \cdot \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = \text{Arc cos}\left(\frac{3 \times 19445,1}{2.(-1387,33)} \cdot \sqrt{\frac{-3}{-1387,33}}\right) = 167,87$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1387,33}{3}} = 43,00$$

Nous avons trois solutions:

$$Z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 43,00 \cos\left(\frac{167,87}{3}\right) = 24,07 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) = 43,00 \cos\left(\frac{167,87}{3} + 120\right) = -42,89 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) = 43,00 \cos\left(\frac{167,87}{3} + 240\right) = 18,82 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}1} = Z_1 + C = 24,07 - 21,92 = 2,15 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}2} = Z_2 + C = -42,89 - 21,92 = -64,9 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}3} = Z_3 + C = 18,82 - 21,92 = -3,1 \text{ cm}$$

On prend la première racine car elle donne une valeur $0 \leq Y_{\text{ser}} \leq d$

Alors : $Y_{\text{ser}} = 2,15 \text{ cm}$

- Moment d'inertie :

On calcule le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \cdot Y_{ser}^3}{3} + 15[A_s (d - Y_{ser})^2 + A'_s (Y_{ser} - d')^2]$$

Avec : $A'_s = 0$

Donc :

$$I = \frac{b \cdot Y_{ser}^3}{3} + 15[A_s (d - Y_{ser})^2]$$

A.N :

$$I = \frac{100 \cdot (2,15)^3}{3} + 15[2,01(8 - 2,15)^2] = 1363,09 \text{ cm}^4$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot Z_c}{I} \cdot Y_{ser} = \frac{2,229 \times 24,07 \times 10^5}{1363,09 \times 10^4} \times 2,15 = 0,846 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,846 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{N_{ser} \cdot Z_c}{I} \cdot (d - Y_{ser}) = 15 \cdot \frac{2,229 \times 24,07 \times 10^5}{1363,09 \times 10^4} \cdot (8 - 2,15) = 34,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,66 ; \max(200 ; 201,63)\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié.

III.1.6 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 3MPa\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié .}$$

III.1.7 vérification de l'effet de séisme :

Selon (R.P.A 99 modifié 2003, Art 6.2.3) les éléments non structuraux et les équipements ancrés dans la structure surjetant a des force horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p \dots \dots \dots [2]$$

- A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,2](ZoneIib , groupe 2) .
- C_p : facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) du RPA99.... [C_p=0,8].
- W_p : poids de l'acrotère W_p =G=2,229 kN.

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,229 = 1,42656 \text{ KN}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$$F_p \leq 1,5 Q = 1,5 \text{ KN/m}$$

✓ Condition vérifié.

Donc : l'acrotère peut résister à la force sismique F_p.

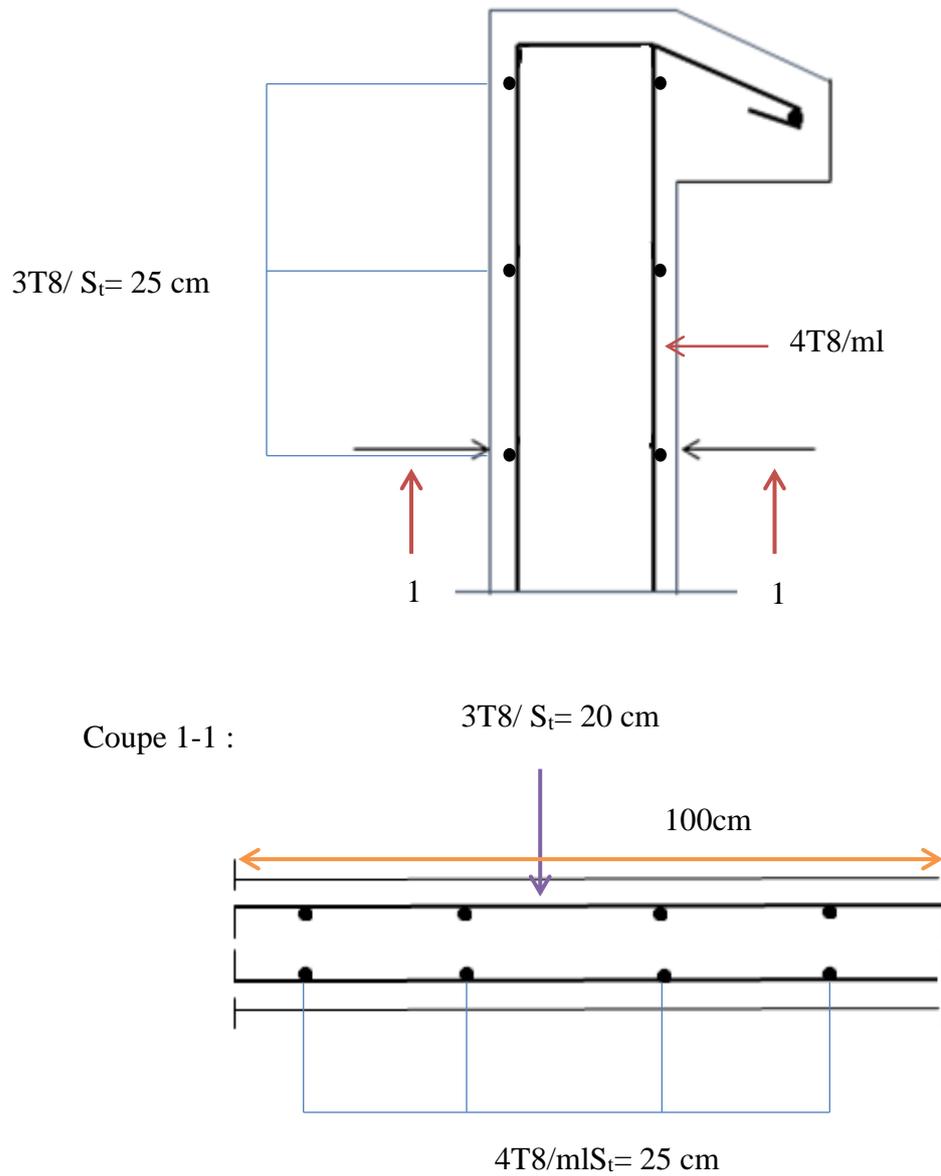


Figure III.4 Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Balcons :III.2.1 Introduction :

Notre structure comporte un seul type de balcon, des balcons en porte à faux .Leur calcul se fait comme pour une console en dalle plein ayant une extrémité encastrée dans les poutres et l'autre libre.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,20 m.

Remarque :

Fissuration est préjudiciable par ce que le balcon exposé aux intempéries le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

III.2.2 Évaluation des charges :

- On a : 15 cm comme épaisseur du balcon.
- $G= 5,31 \text{ KN/m}^2$.
- $Q= 3,50 \text{ KN/m}^2$.
- Charge concentrée F :

Poids du mur (briques creuses, $e=10 \text{ cm}$) : $0,9 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment ($e=2 \times 2 \text{ cm}$) : $0,72 \text{ KN/ml}$

$$\Sigma F= 1,62 \text{ KN/ml}$$

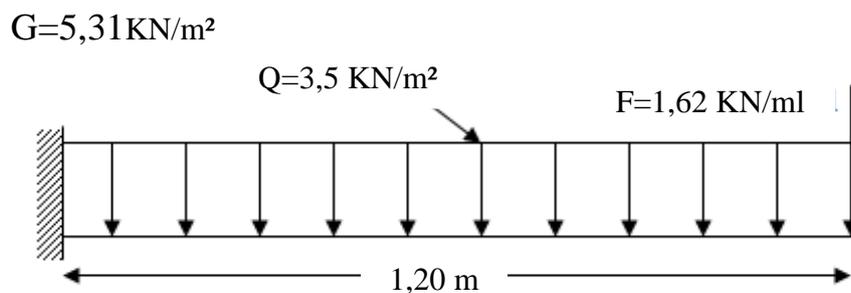


Figure III.5 Schéma statique du balcon.

III.2.3 Combinaison des charges :

Tableau III.1: Combinaison des charges

	ELU	ELS
G , Q (KN/ml)	12,42	8,81
F (KN)	2,187	1,62

III.2.4 Calcul des moments :

a). ELU :

- Moment due à la charge concentrique : $2,187 \times 1,2 \times 1 = 2,6244$ KN.m
- Moment due à la charge uniformément répartie :... $12,42 \times (1,2)^2/2=8,9424$ KN.m
- Moment due à charge concentrée (en tête du garde-corps) : $1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9$ KN.m

$M= 12,5$ KN.m

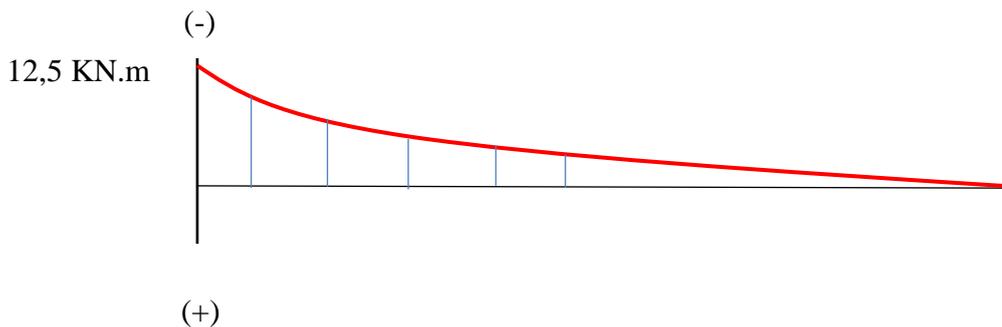
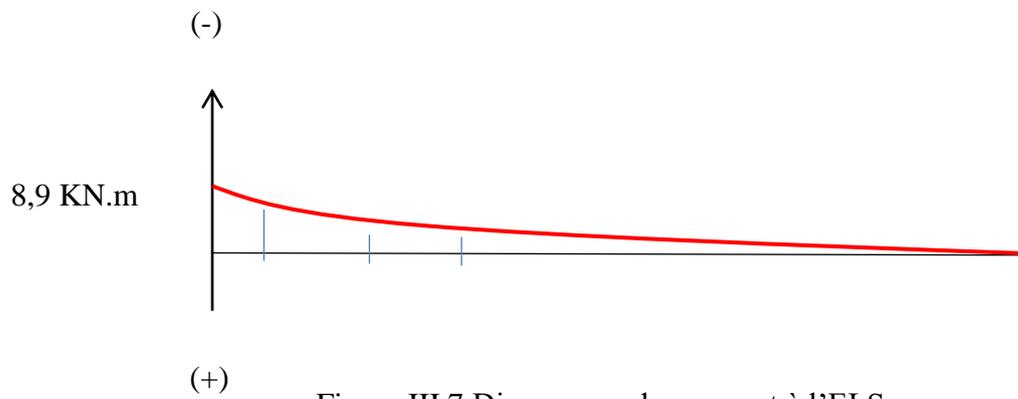


Figure III.6 Diagramme du moment à l'ELU.

b).ELS :

- Moment due à la charge concentrique : $1,62 \times 1,2 \times 1 = 1,94$ KN.m
- Moment due à la charge uniformément répartie :... $8,81 \times (1,2)^2/2=6,3432$ KN.m
- Moment due à charge concentrée (en tête du garde-corps) : $1 \times 0,6 \times 1 = 0,6$ KN.m

$M= 8,9$ KN.m



III.2.5 Calcul d'effort tranchant :

a).ELU :

- $T = (12,42 \times 1,2) + 2,187 = 17,091 \text{ KN}$

b). ELS :

- $T = (8,81 \times 1,2) + 1,62 = 12,2 \text{ KN}$

Tableau III.2 :Résultatsdes efforts internes à l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
M (KN.m)	12,5	8,9
T (KN)	17,091	12,2

III.2.6 Calcul de ferrailage :Tableau III.3 : Caractéristique géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_c (MPa)
25	2,1	14,17	100	15	13,5	400

a).A l'ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,5 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,062$$

$$\beta = d \cdot (1 - 0,4\alpha_u) = 131,65 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta f_{su}} = 282,17 \text{ mm}^2 = 2,728 \text{ cm}^2$$

- Vérification de condition de non fragilité :.....[1]

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 163,013 \text{ mm}^2 = 1,63013 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifié.

$$A_{RPA} = (0,005 \times 100 \times 15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 5T14/ml $\rightarrow A_s = 7,70 \text{ cm}^2$

- L'espace des armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(48,33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend $S_h = 25 \text{ cm}$

✓ Condition vérifié.

- Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5T8/ml ; ($A_r=2,51 \text{ cm}^2$).

- L'espace des armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(48,33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t= 22 \text{ cm}$

III.2.7 Vérification :

a). Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,091 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 < \bar{\tau}_u$$

✓ Condition vérifié.

b). Vérification de l'E.L.S :

b).1 Vérification des contraintes :[1]

- Position de l'axe neutre "y" :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 115,5y - 1559,25 = 0$$

$$\Delta = 115,5^2 - (4 \times 50 \times (-1559,25)) = 325190,25$$

$$y = \frac{-115,5 + \sqrt{325190,25}}{2 \times 50} = 4,55 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,55^3}{3} + 15 \times 7,70 (13,5 - 4,55)^2 = 12391,72 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{8,9 \times 10^3}{12391,72} \cdot 4,55 = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,27 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié.

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 1,6 \frac{8,9 \times 10^3}{12391,72} \cdot (13,5 - 4,55) = 10,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 10,28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié.

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

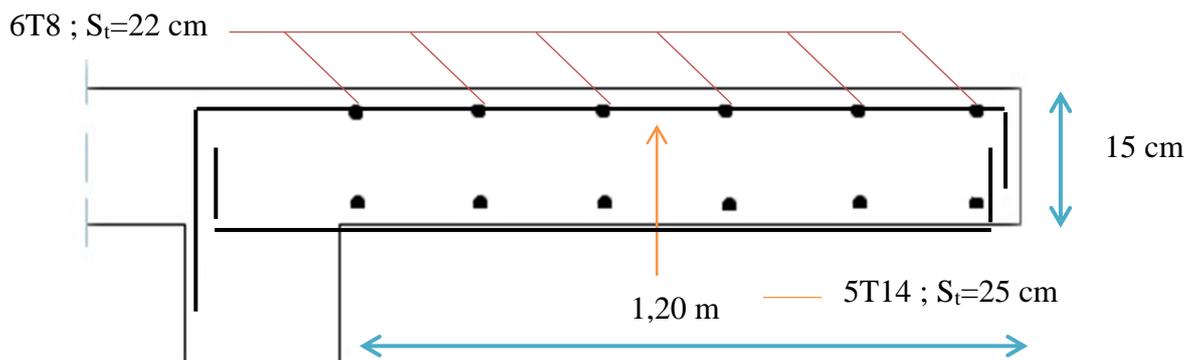


Figure III.8 Ferrailage de balcon.

III.3 Plancher corps creux :

III.3.1 Introduction :

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

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

L'avantage des planchers à corps creux sont plus léger que la dalle pleine.

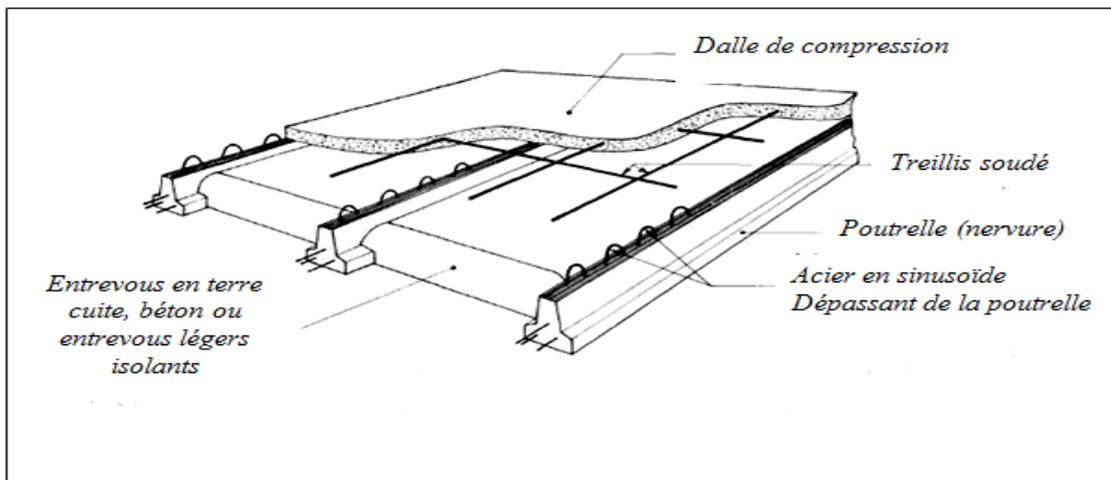


Figure III.9 : Composant de plancher.

III.3.2 Etude de plancher :

III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

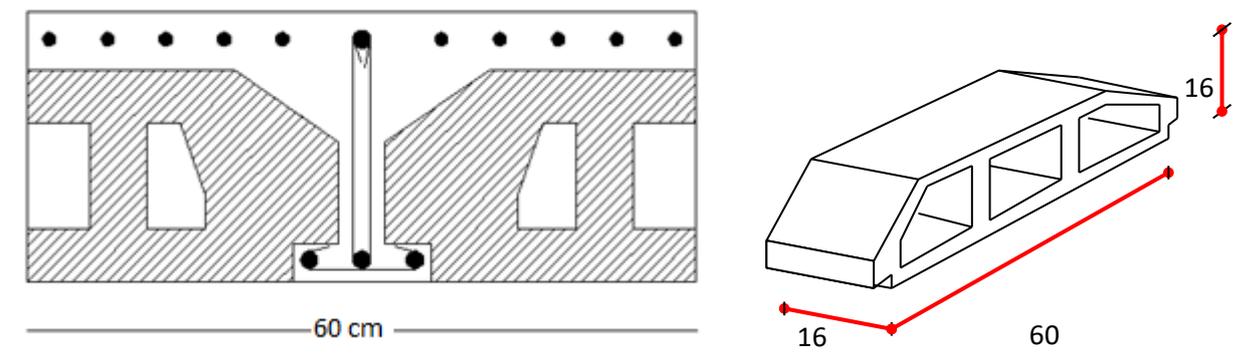


Figure III.10 Corps Creux.

On a 20 cm comme épaisseur du plancher avec :

- 16 cm comme épaisseur du corps creux ($e=16$ cm).
- 4 cm comme épaisseur de la dalle de compression ($h_0=4$ cm).

Dimension des poutrelles :

- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2.c_1$ avec : $b_0 = 12$ cm.
- Entre poutrelles espacement de 60 cm.

III.3.2.2 Evaluation de charges :

Tableau III.4 : Evaluation des charges et des surcharges

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$6,48 \times 0,60 = 3,888$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,60 = 0,60$ KN/ml
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$5,16 \times 0,60 = 3,096$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,60 = 0,9$ KN/ml

Tableau III.5 : Combinaisons des charges

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,14$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$q_s = G + Q = 4,488$ KN/ml
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,529$ KN/ml
Surcharge d'exploitation	$q_s = G + Q = 3,996$ KN/ml

Remarque :

D'après le tableau, le chargement de plancher terrasse est le plus défavorable.

Donc le calcul des poutrelles se fait avec le chargement du plancher terrasse .

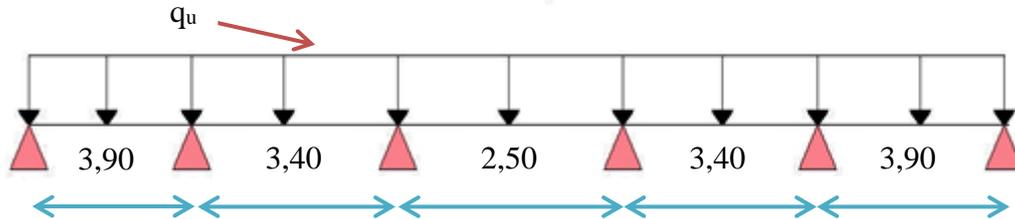


Figure III.11 Schémas statique de la poutrelle.

III.3.2.3 Calcul des moments et efforts tranchant:

a). Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes imposé par le règlement de calcul en béton armé pour calculer les sollicitations : La méthode Forfaitaire, méthode de Caquot.

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

- Méthode de forfaitaire :
 - Condition d'application :
 - 1)- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$.
 - 2)- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différente travées en continuité.
 - 3)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .
 - 4)- La fissuration est non préjudiciable .

Puisque la condition (3) est non vérifier parce que :

$$\frac{3.4}{2.5} = 1,36 > 1,25$$

Donc on utilise la méthode de Caquot.

- Méthode de Caquot :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues .

- Exposé de la méthode :

1)- Moment dur appuis :

$M_a = 0,2M_0$ Appuis de rives .

$M_a = -\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8,5 (l'_w + l'_e)}$ Appuis intermédiaires .

➤ Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2)- Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

➤ Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

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

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

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

$l' = l$ pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire.

3)- Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

➤ Avec :

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

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

III.3.2.4 Calcul des poutrelles :

a). Combinaisons des charges :

- E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 6,14 \text{ KN/ml}$
- E.L.S : $q_s = G + Q = 4,488 \text{ KN/ml}$

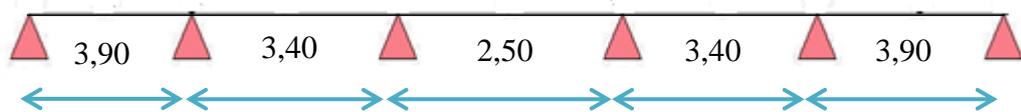


Figure III.12 : Schéma de la longueur de chaque travée de la poutrelle.

On prend : $L_{max} = 3,90 \text{ m}$

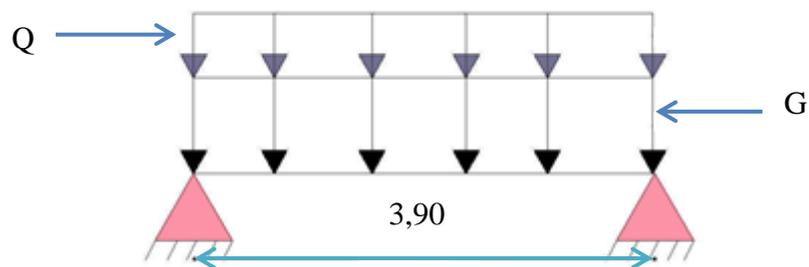


Figure III.13 : Schéma statique d'une poutrelle isostatique.

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 12,8 \text{ KN.m}$$

b). Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple avec :

$$b = 12 \text{ cm} ; d = 3,6 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 5,80 > \mu_R = 0,392, A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires , il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque 1 mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse .

- 2^{ème} étape (après le coulage) :

On a trois cas :

1^{er} cas . Poutrelle à 5 travées :

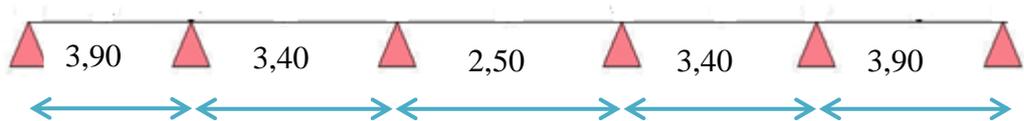


Figure III.14 : Poutrelle a 5 travées.

2^{ème} cas . Poutrelle à 3 travées :



Figure III.15 : Poutrelle à 3 travées.

3^{ème} cas . Poutrelle à 2 travées :



Figure III.16 :Poutrelle à 2 travées.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression les poutrelles travaillant comme une section en T.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans le tableau suivant :

On a :

$$q_u = 6,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,488 \text{ KN/ml}$$

- Résultats pour cas 1 :

Tableau III.6 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	3,90	3,40	2,5	3,4	3,90	
L'(m)	3,9	2,72	2	2,72	3,9	
M ₀ (KN.m)	11,69	8,88	4,8	11,69	8,88	
Appui	A	B	C	D	E	F
M _a (KN.m)	-2,33	-8,68	-4,31	-4,31	-8,68	-2,33
M _t (KN.m)	6,29	2,46	0,5	2,46	6,29	
T _w (KN)	10,36	11,73	7,68	9,16	13,61	
T _e (KN)	-13,61	-9,16	-7,68	-11,73	-10,36	

Tableau III.7 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	3,90	3,40	2,5	3,4	3,90	
L'(m)	3,9	2,72	2	2,72	3,9	
M ₀ (KN.m)	8,53	6,48	3,50	6,48	8,53	
Appui	A	B	C	D	E	F
M _a (KN.m)	-1.70	-6,33	-3,14	3,14	-6.14	-1.70
M _t (KN.m)	4,59	1,80	0,36	1,80	4,59	

- Résultats pour cas 2 :

Tableau III.8 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU

Travées	AB	BC	CD	
L (m)	3,40	2,50	3,40	
L'(m)	3,40	2	3,4	
M ₀ (KN.m)	8,88	4,80	8,80	
Appui	A	B	C	D
M _a (KN.m)	-1,77	-6,33	-6,33	-1,77
M _t (KN.m)	4,97	-1,53	4,97	
T _w (KN)	9,11	7,68	11,8	
T _e (KN)	-11,8	-7,68	-9,11	

Tableau III.9 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS

Travées	AB		BC		CD
L (m)	3,40		2,50		3,40
L'(m)	3,40		2		3,4
M ₀ (KN.m)	6,48		3,50		6,48
Appui	A	B	C	D	
M _a (KN.m)	-1,29	-4,62	-4,62	1,29	
M _t (KN.m)	3,63		-1,11		3,63

D'après les résultats le 1^{eme} cas est le plus défavorable.

Tableau III.10 : Les efforts maximums

	ELU	ELS
M _{t.max}	6,29	4,59
M _{a.max}	-8,68	-6,33
T _{max}	13,61	//

c). Ferrailage des poutrelles :1). Ferrailage en travées :

Le calcul des sections en forme de T se fait différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure .

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

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 600 \times 40 \times 14,17 \times (180 - 20) = 54,41 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_u = 6,29 \text{ KN.m} < M_{tab}$

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

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

Les données :

Tableau III.11 : Caractéristique géométriques et mécaniques

$M_{t,ult}$ (KN.m)	h_0 (cm)	b (cm)	h (cm)	d =0,9h (cm)	f_{bu} (MPa)
13,85	4	60	20	18	14,7

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,29 \times 10^6}{600 \times 180^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_l = 0,392$$

Donc : $A'_s = 0$

$$\mu_{bu} < 0,1$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 226,44 \text{ mm}^2 = 1,02 \text{ cm}^2$$

On choisit donc : 3T10 → $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 141,28 \text{ mm}^2 = 1,4128 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

2). Ferraillage aux appuis :

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_a < M_{tab}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\text{Avec : } b_0 = 12 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8,68 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,17} = 0,15 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,2$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,91$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 110,34 \text{ mm}^2 = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a choisie : 1T12} \rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d = 0,26 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

III.3.2.5 Vérification :a).A L'ELU :

- Vérification de la contrainte du cisaillement :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u = 13,61 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots [1]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = 0,632 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc : $\tau_u = 0,632 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓ Condition vérifiée.

- Armature transversales :

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin} \right) \dots \dots [1]$$

$$\Phi_t = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,71 \text{ mm}$$

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

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2) / 4 = 2 \times (3,14 \times (0,6)^2) / 4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend : $\dots \dots \dots A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa} \quad (k = 1 \text{ Sans reprise de bétonnage})$$

$$\tau_t = 0,632 - 0,63 = 0,002 < 0,32 \text{ MPa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ MPa}$

On utilise $f_e = 235$ au lieu de $f_e = 400$ car l'acier utilisé est de type acier doux.

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t} ; 0,9d ; 40 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min(27,91; 16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t \geq \rho_{tmin} \dots \dots [1]$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \times \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \times \max \left\{ \frac{0,632}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,001702$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57}{12 \times 15} = 0,0031 \geq 0,001702$$

✓ Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au voisinage de l'appui de rive, on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot \frac{b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots [1]$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2c = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

$$a = \min (56 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 13,61 \text{ KN} \leq 0,4 \times 16,2 \times \frac{12 \times 25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

✓ Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (inferieure) :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s \cdot (V_u + H_u)}{f_e} \dots \dots [1]$$

$$H_u = \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \dots \dots [1]$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 13,61 - \frac{6,29 \times 10^2}{0,9 \times 18} = -25,21 \text{KN} < 0$$

Les armatures inferieures ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

b).A l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- En travée :

$$M_u = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4,59 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{6,29}{4,59} = 1,37$$

$$\alpha = 0,025 < 0,443 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

- En Appuis :

$$M_u = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 6,33 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{6,69}{4,88} = 1,37$$

$$\alpha = 0,2 < 0,44 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

- Vérification de la flèche :

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 5m. \text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,6 \times 0,2^3}{12} = 0,00004 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{umax}} = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{629000 \times 3,9^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,00004} = 0,021$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0,78$$

$f = 0,021 < \bar{f} = 0,78 \rightarrow$ condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 13,61 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{13610}{100.180} = 0,75 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Ferrailage transversale :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

- ❖ Selon le CBA 93

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b_o}{10} \right)$$

❖ Selon le RPA 99

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003.b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12.\phi_1 \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 0.94 \text{ Mpa}$$

❖ Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.03 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

❖ Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Choix D'armature :

On adopte : $3\text{HA}5 = 0,59 \text{ cm}^2$ de $A_s = 0,59 \text{ cm}^2$

Choix Des Espacements

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

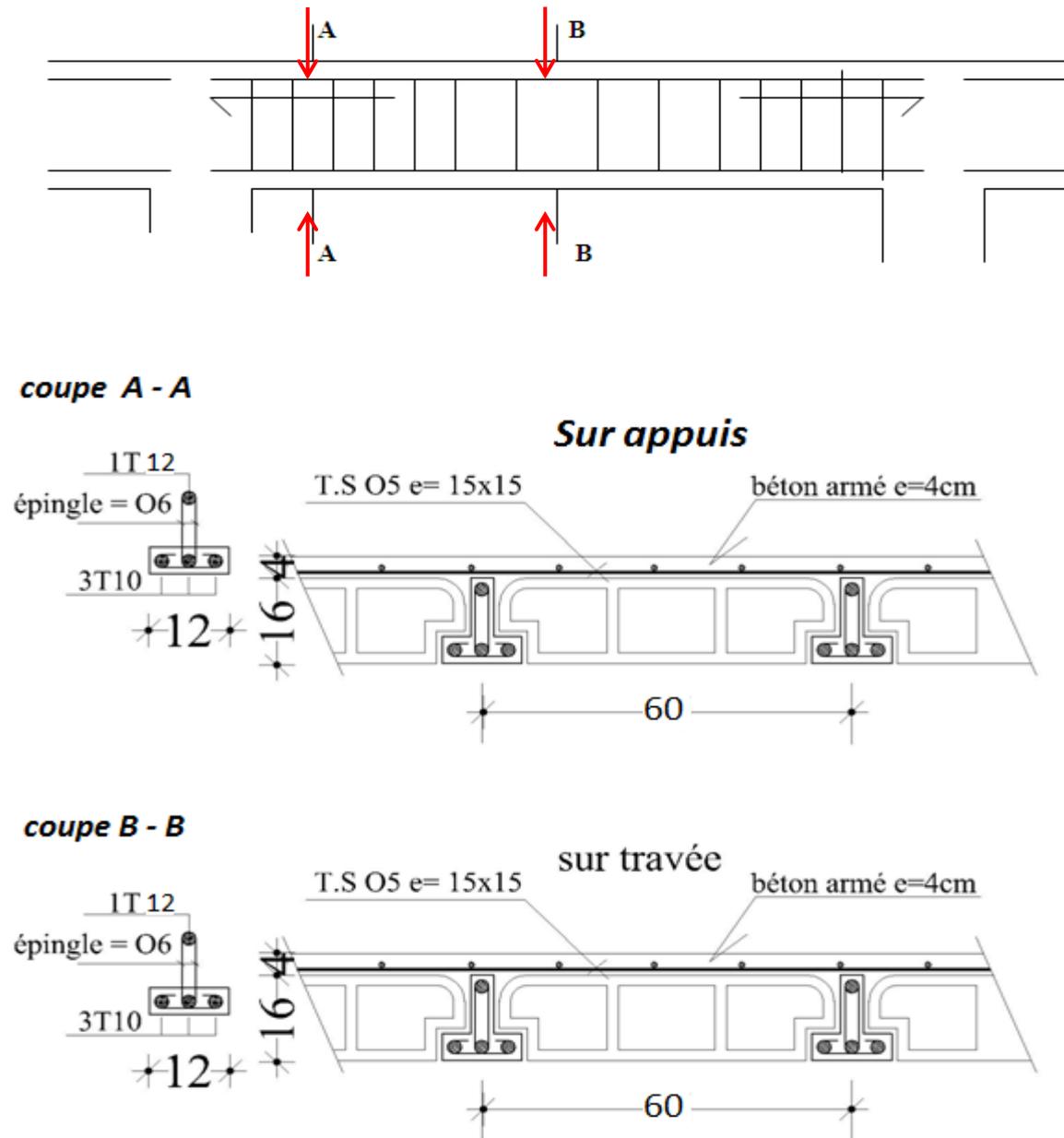


Figure III.17 : Ferrailage des poutrelles.

III.4 Plancher à dalle pleine :III.4.1 Introduction :

Les dalles sont des pièces minces d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions chargées perpendiculairement à leur plan, la dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis, dans notre ouvrage, on a une dalle pleine sous forme rectangulaire reposée sur 04 appuis au niveau terrasse.

III.4.2 Evaluation des charges :

- $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- ELU : $1,35G + 1,5Q = 9,20 \text{ KN/m}^2$

- ELS : $G+Q = 6,65 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,2} = 0,88 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

III.4.3 Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et dev.

$$v: \text{Coefficients de poisson} \begin{cases} 0 = \text{à l'ELU} \\ 0,2 = \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont données par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire :

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0473 \\ \mu_y = 0,7656 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,57 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{Tx} = 0.75 M_x = 4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 M_y = 3,42 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 2,98 \text{ KN.m}$$

III.4.4 Ferrailage de la dalle :

Tableau III.12 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_e (MPa)
25	2,1	14,17	100	15	13,5	400

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	B (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s^{adopt} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	4,47	0,017	0,00	0,021	0,99	0,96	4T8	4,52	25
	y-y	3,42	0,013	0,00	0,016	0,99	0,73	4T8	4,52	25
Appuis	x-x	2,98	0,011	0,00	0,014	0,99	0,64	4T8	4,52	25
	y-y									

- L'espace des armatures :

Travée :

$$\text{➤ Sens x-x : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

Appuis :

$$\text{➤ Sens x-x : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h, 33cm) = 33cm \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h, 45cm) = 45cm \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- Condition de non fragilité :
- $A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 1,63013cm^2$

III.4.5 Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,2 \times 3,7 \times 4,2}{2 \times 3,7 + 4,2} = 12,32KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 11,34KN$$

$$V_u = MAX(T_x, T_y) = 12,32KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{12320}{1000 \times 135} = 0,091 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifiée.

III.4.6 Vérification à l'E.L.S :a). Evaluation des sollicitations :

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0473 \\ \mu_y = 0,7656 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 4,31 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,3 \text{KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{Tx} = 0,75 M_x = 3,23 \text{KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0,75 M_y = 2,48 \text{KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 2,16 \text{KN.m}$$

b). Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Tel que :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Condition
Travée	x-x	4,31	4,52	3,44	7322,87	2,02	Vérifiée
	y-y	3,30	4,52	3,44	7322,87	1,50	Vérifiée
Appuis	x-x	2,16	4,52	3,44	7322,87	1,01	Vérifiée
	y-y						

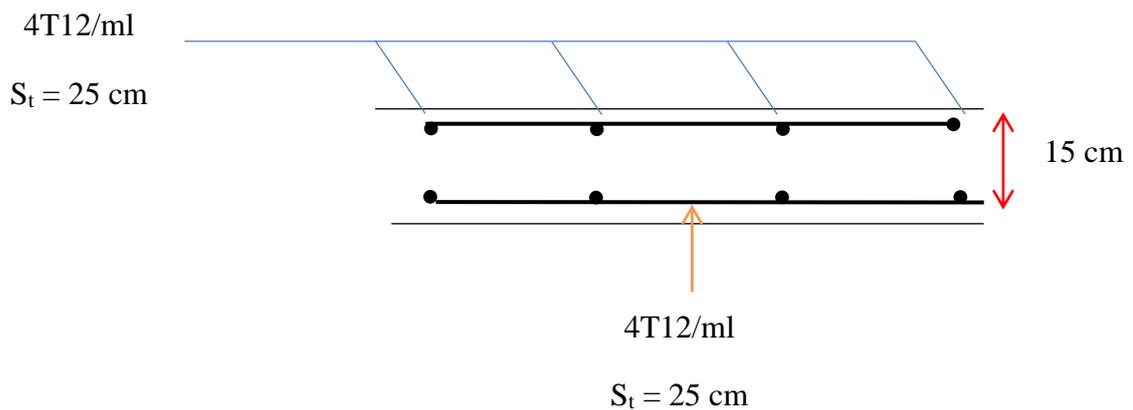


Figure III.18 : Ferrailage de dalle pleine pour une bande de 1 m.

III.5 Escalier :

III.5.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipements...)

Ces différentes charges peuvent entrainer des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (escalier à deux volets).

III.5.2 Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et «contre marche» la partie verticale (C.M) de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

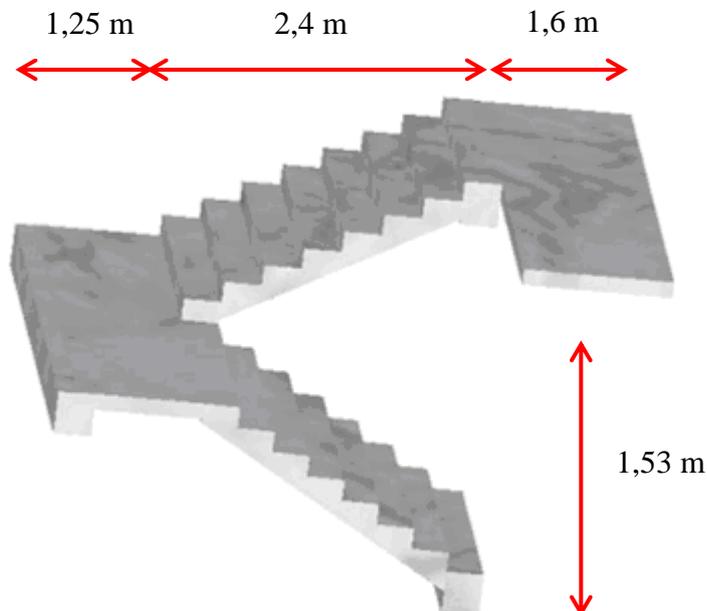


Figure III.19 Dimensions de l'escalier.

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

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

$$2h+g = 64 \dots\dots\dots(1)$$

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

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

Avec :

n : le nombre des contre marches.

$(n-1)$: le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation.

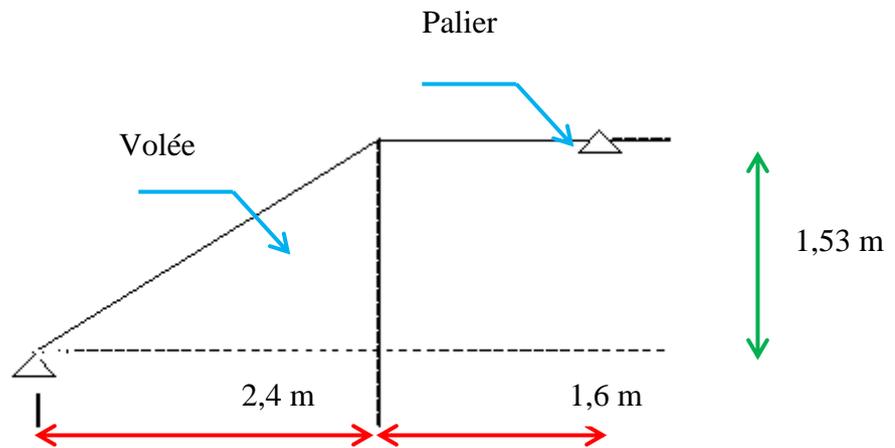


Figure III.20: Schéma statique de l'escalier.

Avec :

$$h_e = 3,06 \text{ m.}$$

L : longueur projetée de la colée = 2,40 m.

H : Hauteur de la colée.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

III.5.3 Dimensionnement des escaliers :

Pour le dimensionnement des marches g et contre marches h, on utilise généralement la formule de BLONDEL.

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

Solution :

- $n_1 = 0,5313$ Refusée.
- $n_2 = 9$ donc on prend $n = 9$

Donc on a :

- $n = 9$ (le nombre de contre marche).
- $n - 1 = 8$ (le nombre de marche).

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n - 1)} = \frac{2,40}{8} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

a). Vérification de l'équation de BLONDEL :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

b). Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{Lr}{40} \leq e \leq \frac{Lr}{30}$$

Avec :

$$Lr = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84 \text{ m}$$

$$7,1 \leq e \leq 9,46$$

On prend :e= 12 cm.

III.5.4 Evaluation des charges :

III.5.4.1 Charge permanentes :

a). Palier :

Tableau III.15 : Evaluation des charges permanentes escalier (palier)

Matériaux	Epaisseur	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2cm	20	0,40
2- Mortier de pose	2 cm	20	0,40
3- Lit de sable	2 cm	20	0,40
4- Dalle en BA	15 cm	25	3,75
5- Enduit en plâtre	2 cm	10	0,20

- Donc $\Sigma G= 5,15 \text{ KN/m}^2$

b). Volée d'escalier :

Tableau III.16 : Evaluation des charges permanentes escalier (Volée d'escalier)

Matériaux	Epaisseur	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2cm	20	0,51
2- Mortier de pose	2 cm	20	0,51
3- Marches	8,5 cm	25	2,13
4- Paillasse	15/cos32,52	25	4,45
5- Enduit en plâtre	2 cm	10	0,24
6- Garde de corps	/	/	1,0

- Donc $\Sigma G= 8,84 \text{ KN/m}^2$

III.5.4.2 Surcharges d'exploitation :

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

III.5.4.3 Combinaisons des charges :

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

Tableau III.17 :Charge à l'ELU est l'ELS

	q_1 (palier)	q_2 (Volée d'escalier)
ELU (KN/ml)	10,703	15,684
ELS (KN/ml)	7,65	11,34

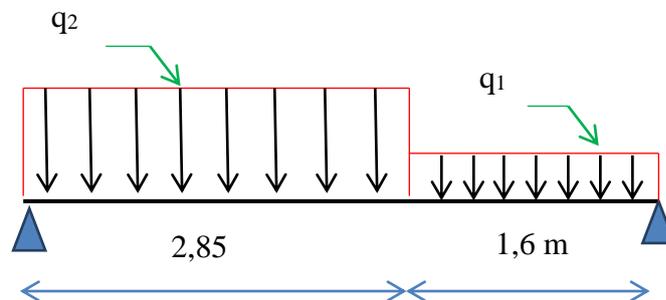
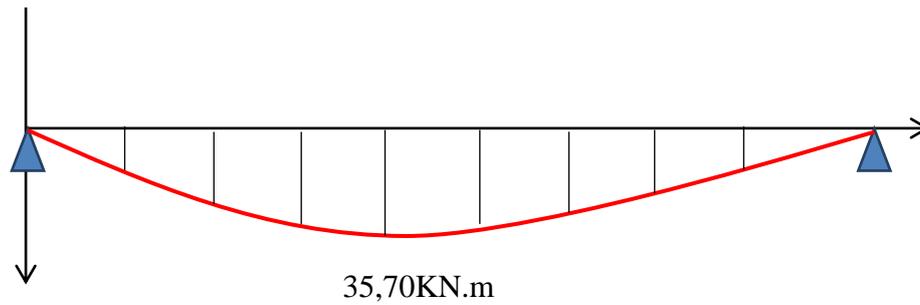


Figure III.21 :Chargement des escaliers.

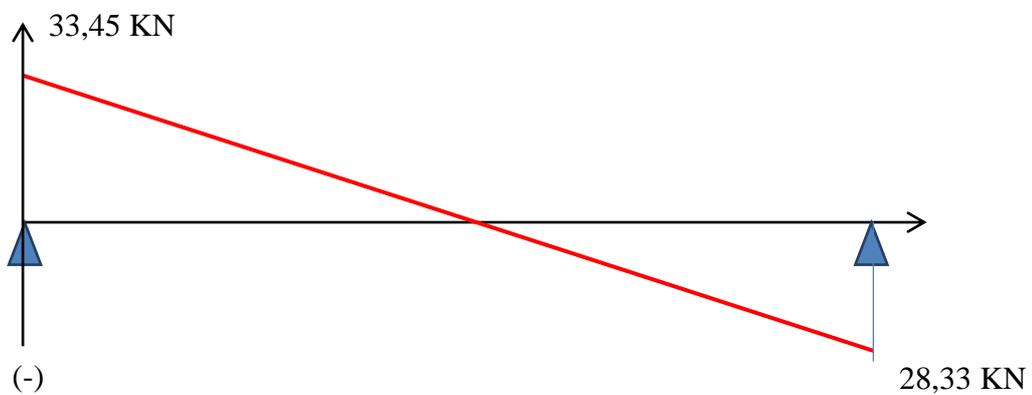
III.5.4 .4 Diagramme des efforts internes (M et T) :a). E.L.U :

- Moment fléchissant :

(-)

Figure III.22 : Diagramme du moment à L'ELU.

- Effort tranchant

Figure III.23 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELU.

b). E.L.S :

- Moment fléchissant :

(-)

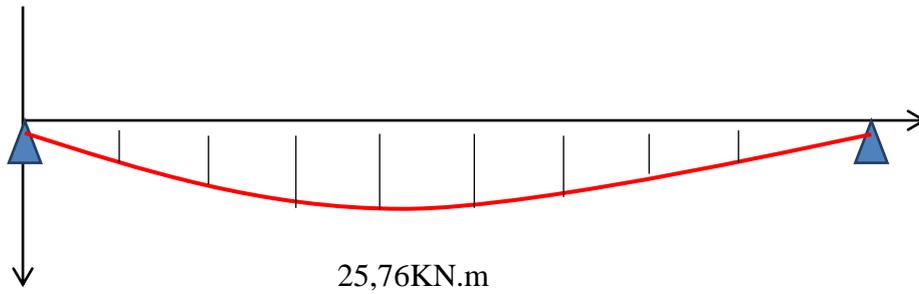


Figure III.24 : Diagramme du moment à L'ELS.

- Effort tranchant :

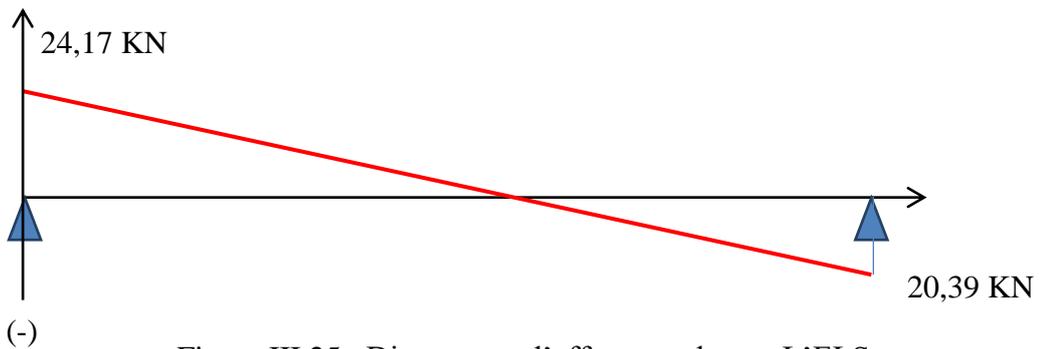


Figure III.25 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELS.

III.5.5 Calcul des armatures :

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

Tel que : b= 100 cm ; h=18 cm

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

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{bu}=14,17 \text{ MPa}$; $d=0,9h=13,5$; $f_e=400 \text{ MPa}$

Tableau III.18 : Résultats des sollicitations

X (m)	Réaction (KN)	T _{max} (KN)	Moment sur travée	Moment sur appui (M _a =0,3.M _t)
0	33,45	33,45	35,7	10,71
4,45	28,33			

NB :

Le moment sur appui est estimé par 15% du moment en travée.....[4].

a). Ferrailage en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{0,85 \times 35,7 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,183 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,254$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,9mm$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta f_{su}} = 8,79 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,35; 1,630) \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

On prend 6T14/ml avec A_s=9,24cm²

- Espacement :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(60cm; 45cm)$$

On prend : e = 16 cm

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T8/ml avec $A_s=2,51 \text{ cm}^2$

- Espacement armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

On prend : $e= 16 \text{ cm}$

b). Ferrailage sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,71 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,082$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,97 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \theta_s} = 293 \text{ mm}^2 = 2.93 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,35; 1,630) \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

donc on prend 4T10/ml avec $A_s=3,14 \text{ cm}^2$.

- Espacement :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8/ml avec $A_s=2,01 \text{ cm}^2$

- Espacement armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

On prend : $e= 25 \text{ cm}$.

III.5.6 Vérification :

III.5.6.1 A l'ELU :

a). Effort tranchant :

On doit vérifier que

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc : $\tau_u = 0,3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓ Condition vérifiée.

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

Les armatures longitudinales tendue inferieures doivent être ancrée au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 33,45 \times 10^3 - \frac{10,71 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -25,72 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

c). Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,25 \text{ MPa} < 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifiée.

III.5.6.2 Vérification a l'ELS :

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

Tableau III.19 : Résultats des sollicitations

X (m)	Réaction (KN)	T _{max} (KN)	Moment sur travée	Moment sur appui (M _a =0,3.M _t)
0	24,17	24,39	21,896	7,73
4.45	24,39			

a). Vérification des contraintes du béton :a.1) En travée :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 30 \cdot (9,24) \cdot y - 30(10,8 \times 9,24) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 277,2 \cdot y - 2993,76 = 0$$

$$y = 4,25cm$$

- Moment d'inertie :
- $I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 4,25^3 + 15 \times 9,24(10,8 - 4,25)^2$$

$$I = 8505,14cm^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 10,94MPa$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

✓ Condition vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

a.2) Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 30 \cdot (3,14) \cdot y - 30(10,8 \times 3,14) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 94,2y - 1017,36 = 0$$

$$y = 2,75 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 2,75^3 + 15 \times 3,14(10,8 - 3,14)^2$$

$$I = 3745,42 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5,67MPa$$

$$\text{Alors : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- ✓ Condition vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

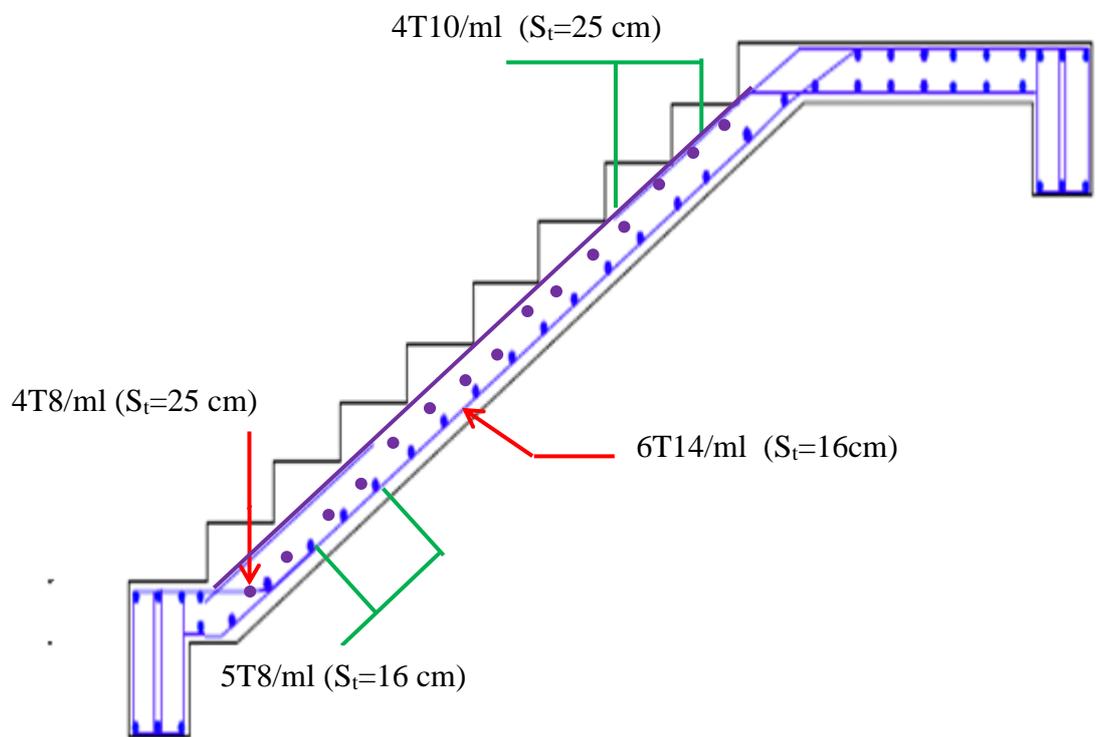


Figure III.26 : Schéma de ferrailage des escaliers.

III.6 Poutre palière :III.6.1 Introduction :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple, elle est encastree dans les deux côtés.

III.6.2 Dimensionnement de la poutre :

On utilise la formule suivante : $L=4,30$ m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots[5]$$

$$28,6 \leq h \leq 43 \text{ (On prend } h=35)$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots[4]$$

$$14 \leq b \leq 28 \text{ (On prend } b=30)$$

- Vérification selon RPA99 (version 2003) :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,16 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

III.6.3 Evaluation des charges :a). Chargement de la poutre :

- Poids propre de la poutre $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625$ KN/ml.
- Poids du mur $2,81 \times (1,53-0,35) = 3,3158$ KN/ml.
- Réaction du palier (ELU) $R = 34,23$ KN/ml.
- Réaction du palier (ELS) $R = 24,64$ KN/ml.
- Poids du palier : $q' = 6,695$ KN/ml.

Avec :

- q_1 : poids propre de la poutre avec le mur.
- q_2 : Réaction du palier.
- q' : Poids du palier.

Les résultats de calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Sollicitation de la poutre palière

	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	21,51	49,69
M_{ser} (KN.m)	15,56	35,92
T_u max (KN)	-	73,09
T_{ser} max (KN)	-	52,79

III.6.4 Ferrailage de la poutre palière :

Données :

$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$, $d = 0,9 \cdot h = 31,5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

a). En travée :

$M_t = 21,51 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21,51 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,049$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,9804 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 0,6961 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,05; 1,30) \text{ cm}^2$$

- ✓ Condition vérifiée.

On prend : 3T14 avec $A=4,62 \text{ cm}^2$

b). Sur appui :

$M_a=42,65 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49,69 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,12$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 416,34 \text{ mm}^2 = 4,1634 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,05; 1,30) \text{ cm}^2$$

- ✓ Condition vérifiée.

On prend : 3T14 avec $A=4,62 \text{ cm}^2$

III.6.5 Vérification :III.6.5.1 A l'ELU :a). Effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc : $\tau_u = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓ Condition vérifiée.

- Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2) / 4 = 4 \times (3,14 \times (0,8)^2) / 4 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (4T8)}.$$

- Espacement des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa} \quad (k = 1 \text{ Sans reprise de bétonnage})$$

$$\tau_t = 0,68 - 0,63 = 0,05 < 0,32 \text{ MPa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ MPa}$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Espacement exigé par RPA 99 (version 2003) :

(Zone nodale) :

$$S_t \leq \min(10; 12\phi) = 10 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t \geq \rho_{tmin}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \times \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \frac{1}{400} \times \max\left\{\frac{0,68}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = 0,001$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{2,01}{30 \times 25} = 0,00268 \geq 0,001$$

✓ Condition vérifiée.

- Quantité d'armatures transversale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{tmin}$$

✓ Condition vérifiée.

b). Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

On doit vérifier que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2 \times C = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm}$$

$$T_u = 73,09 \leq 520 \text{ KN}$$

✓ Condition vérifiée.

c). Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 73,09 - 153,36 = -80,27 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

III.6.5.2 A l'ELS :

a). En travées :

$$M_s = 15,56 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 4,62 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 30 \cdot (4,62) \cdot y - 30(30,6 \times 4,62) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 138,6 \cdot y - 4241,16 = 0$$

$$y = 9,80 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \cdot 9,80^3 + 15 \times 4,62(30,6 - 9,80)^2$$

$$I = 39393,872 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3,87 MPa$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

✓ Condition vérifié.

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

a). Sur appui :

$$M_s = 35,92 \text{KN.m} \quad ; \quad A = 4,62 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 30 \cdot (4,62) \cdot y - 30(30,6 \times 4,62) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 138,6 \cdot y - 4241,16 = 0$$

$$y = 9,80 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \cdot 9,80^3 + 15 \cdot 4,62(30,6 - 9,80)^2$$

$$I = 39393,872 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 9,94 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

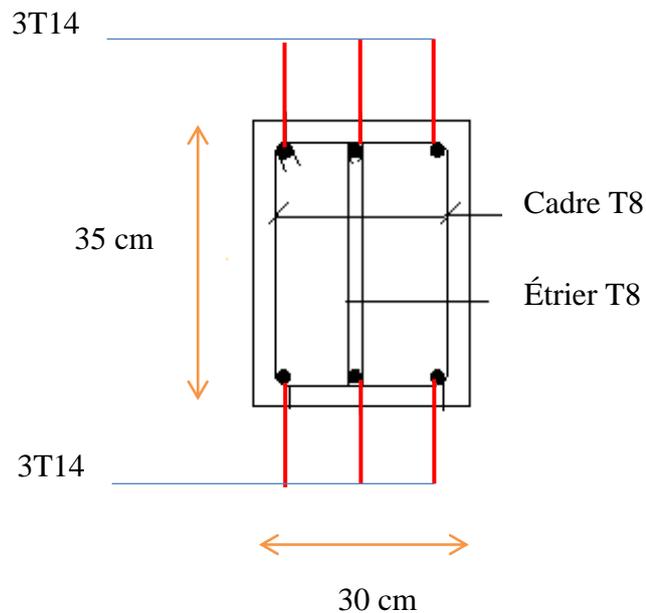


Figure III.27 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE IV



ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV ETUDE DYNAMIQUE

Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de la prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.1Caractéristique dynamique :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}$: Vecteur des accélérations relatives.
- $\{X\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

Les valeurs de $\{\ddot{X}\}$ et $\{X\}$ ont pour expression :

$$\{X\} = \{A\} \sin(w.t + \beta) \dots \dots \dots (2)$$

$$\{\ddot{X}\} = -w^2 . \{A\} \sin(w.t + \beta) \dots \dots \dots (3)$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$[K] - w^2[M] = 0 \dots \dots \dots (4)$$

La résolution de cette équation permet de déterminer les périodes, fréquence et modes propres de la structure.

La résolution ($w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$) représentent les pulsations propres des 'n' modes w_1 présenté le mode fondamentale donc :

($w_1 < w_2 < \dots < w_n$) ou bien ($T_1 > T_2 > \dots > T_n$).

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i} \rightarrow f_i = \frac{1}{T_i}$$

T_i : Désigne la période de la structure (en secondes).

f_i : Désigne la fréquence (en hertz).

T : Représente la période de vibration de la structure (en secondes).

T_1 : Représente la période fondamentale des modes de vibration.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers, pour analyses ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

Pour notre structure, selon RPA 99 (version 2003) on ne peut pas applique cette méthode puisque notre structure est irrégulier en plan, Donc en utilise la méthode dynamique modale spectrale à l'aide d'un logiciel d'analyse 'ETABS'.

IV.2.1 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.2.1.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.1.2 Modélisation :

La modélisation se fait à l'intermédiaire de logiciel ETABS. ETABS est logiciel presque identique au SAP2000 sauf qu'il est spécial bâtiment, Pour cela, le model choisi prend en considération les éléments de la structure selon le concept suivant :

- Les poutres, les poteaux seront modélisées par des barres 'FRAME'.
- Les voiles sont modélisées par des éléments 'WALL'.
- Les planchers autant une rigidité infinie dans leur plan, cela se fait en leur assignant un élément 'DIAPHRAGME'.
- La masse de chaque étage est prise concentrée au niveau du centre de gravité du plancher.

IV.2.1.3 Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone :[2]
A=0,2 (Zone II_b, groupe d'usage 2).
- η : Facteur de correction d'amortissement :
 $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ [2]
 $\xi = 8,5\%$
 $\eta = 0,82$

- R : Coefficient de comportement :[2]
R=3,5 (système portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide).
- Q : Facteur de qualité :[2]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x=Q_y=1+0,3=1,3$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{matrix} \right\} \text{site } S_3.$$

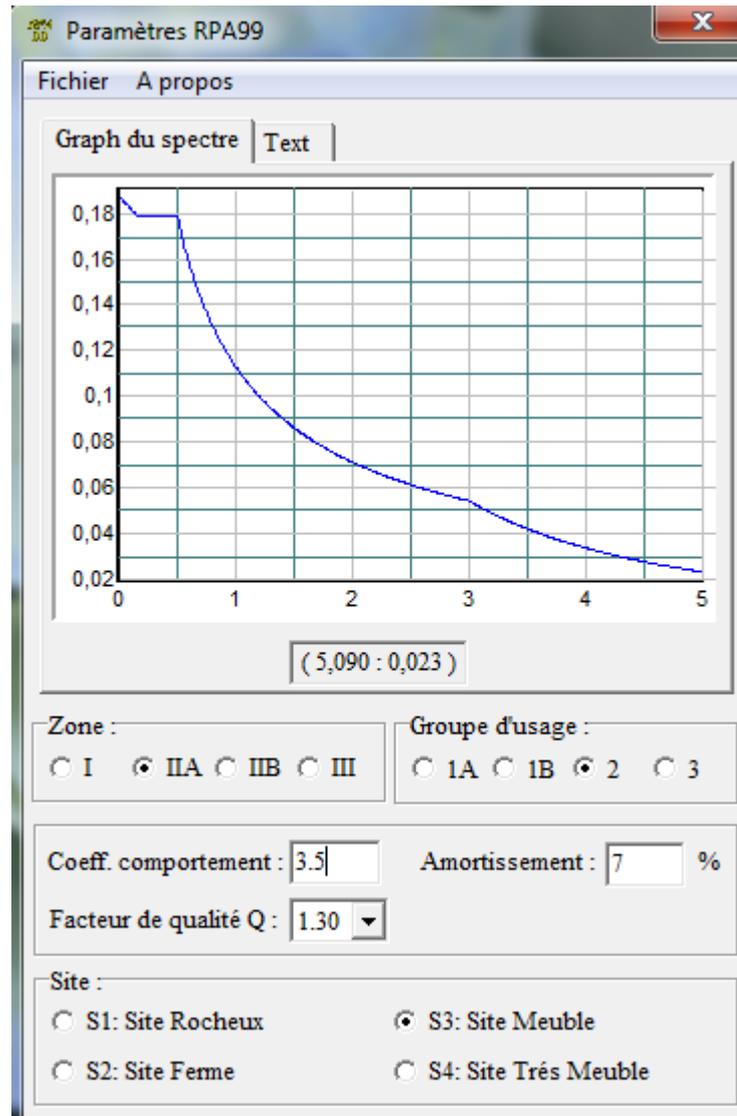


Figure IV.1 Spectre de réponse.

IV.3 Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 (version 2003) exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification des périodes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de déplacement inter étage.
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

IV.3.1 Modèle initial :

Le model initial est un modèle sans voile, le but de ce modèle est de connaitre les déplacements inter étages.

a). Vérification de comportement :

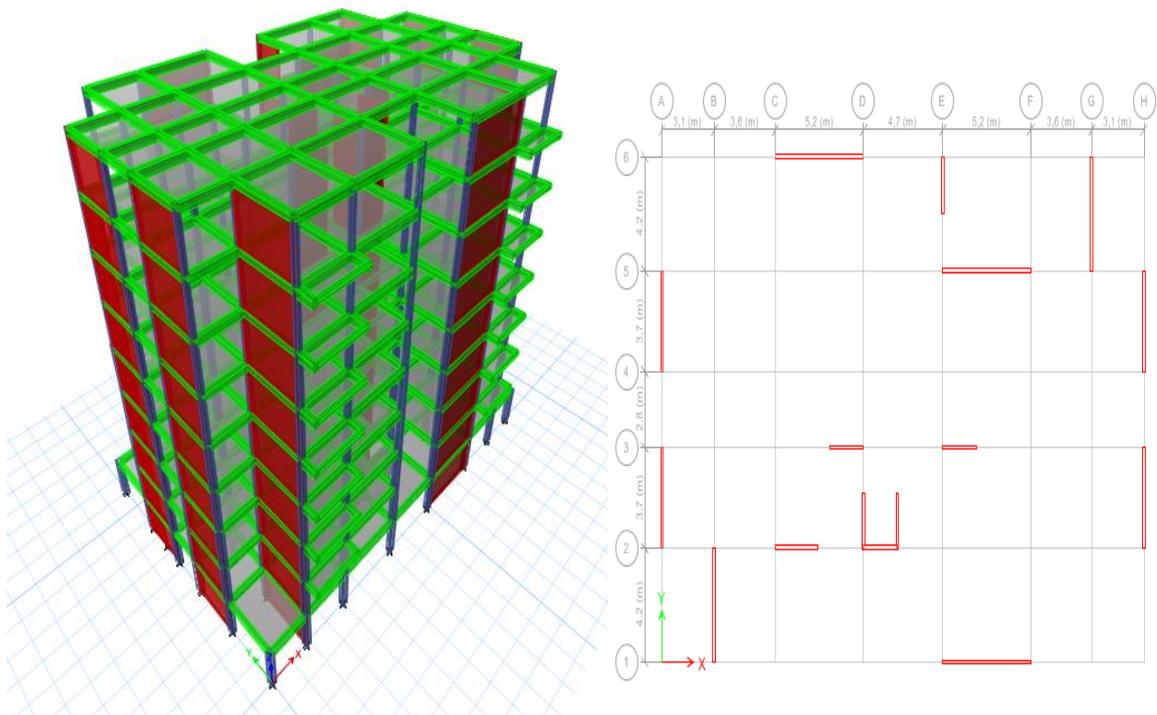


Figure IV.2 Model initial.

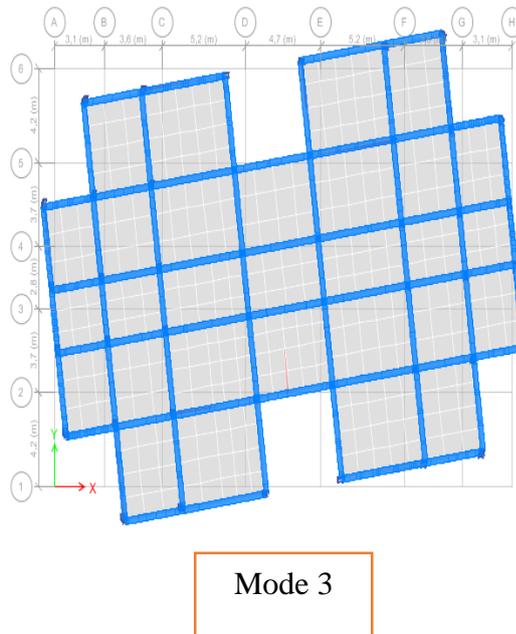
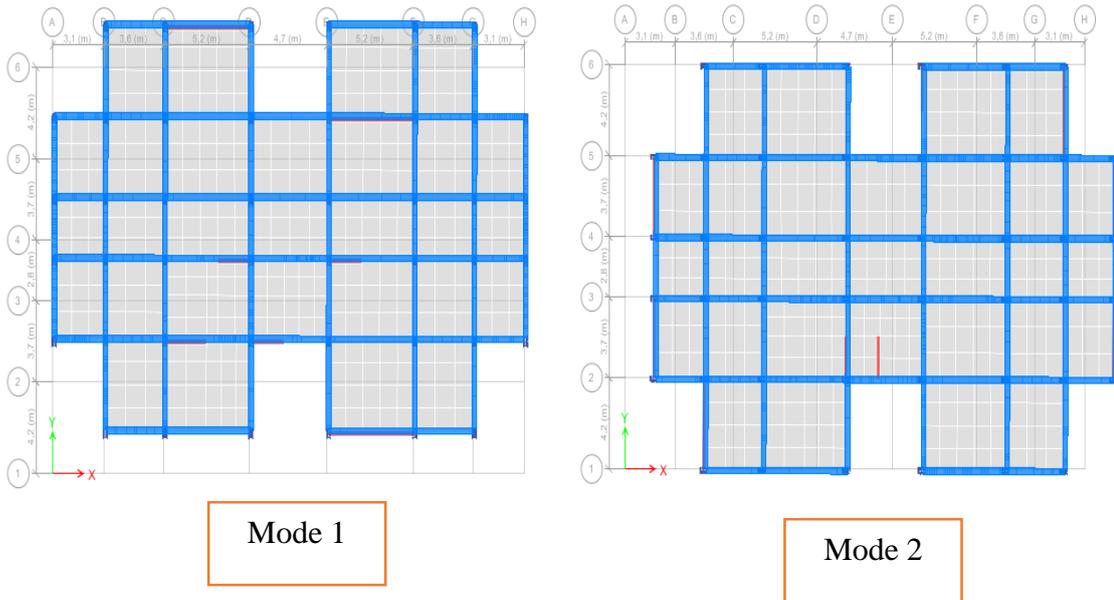


Figure IV.3 Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.2 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation y	Translation x	Rotation z

b). Vérification des périodes :

Les valeurs de T, données à partir de ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empirique appropriées de 30%[2].

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \\ 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage (pour notre cas $C_T=0,05$)[2].
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Tableau IV.3 : Vérification des périodes

	$T_{rpa}(s)$	$T_{ETABS}(s)$	$1,3 \times T_{rpa}(s)$	$T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,46	0,56	0,60	oui
Y	0,57	0,53	0,74	oui

c). Vérification de participation massique :

Tableau IV.4 : Pourcentage de participation massique

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,559	0,21	67,38	0,21	67,38
2	0,533	68,44	0,2	68,64	67,57
3	0,409	0,01	0,000955	68,65	67,57
4	0,143	6,35	11,42	75	79
5	0,143	11,53	6,4	86,53	85,4
6	0,102	0,02	0,00005178	86,55	85,4
7	0,066	7,02	0,0005168	93,57	85,4
8	0,064	0,0008371	7,3	93,57	92,7
9	0,045	0,01	0	93,59	92,7
10	0,041	3,39	0,0008248	96,98	92,7
11	0,038	0,001139	3,77	96,98	96,48
12	0,03	1,7	0,0003244	98,67	96,48

d). Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Tableau IV.5 : Calcul de la force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	$\sum W_i$ (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0,15	2.205	2.024	3.5	1,3	1,3	39191,1388	4814,18	4363,17

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

	V (KN)	Vt (KN)	0,8*V	$V_t \geq 0,8*V$
X	4814,18	4096,91	3851,34	OUI
Y	4363,17	3887,50	3490,54	OUI

Selon RPA 99 (version 2003) on a besoin de majoration.

e). Vérification des déplacements :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau	δ_e (mm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (mm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	0,01 he (mm)	vérification
27,57	14,881	52,0835	6,3455	3,06	oui
24,48	13,068	45,738	6,79	3,06	oui
21,42	11,128	38,948	7,049	3,06	oui
18,36	9,114	31,899	7,14	3,06	oui
15,3	7,074	24,759	6,8845	3,06	oui
12,24	5,107	17,8745	6,356	3,06	oui
9,18	3,291	11,5185	5,4005	3,06	oui
6,12	1,748	6,118	4,0775	3,06	oui
3,06	0,583	2,0405	2,0405	3,06	oui
0,00	0	0	0	0,0	oui

Remarque :

Les déplacements inters étages sont vérifiés dans le sens x-x pour certain étage.

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau	δ_e (mm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (mm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	0,01 h_e (mm)	vérification
27,57	16,245	56,8575	7,2065	3,06	oui
24,48	14,186	49,651	7,5985	3,06	oui
21,42	12,015	42,0525	7,84	3,06	oui
18,36	9,775	34,2125	7,868	3,06	oui
15,3	7,527	26,3445	7,5355	3,06	oui
12,24	5,374	18,809	6,8705	3,06	oui
9,18	3,411	11,9385	5,7575	3,06	oui
6,12	1,766	6,181	4,2175	3,06	oui
3,06	0,561	1,9635	1,9635	3,06	oui
0,00	0	0	0	0,0	oui

Remarque :

Les déplacements inters étages sont vérifiés dans le sens y-y pour certain étage.

Conclusion :

Tous le paramètres sont vérifiées pour ce modèle, il nous reste que l'effet P- Δ et on commence le ferrailage des éléments résistants.

IV.4 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

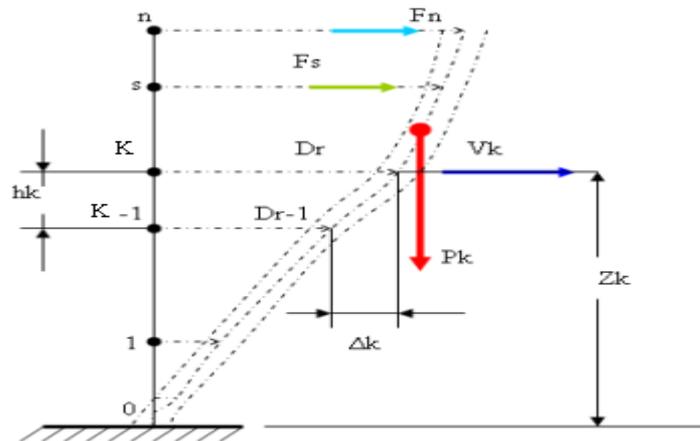


Figure IV.4 Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'
- h_k : Hauteur de l'étage 'K'.

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 1^{er} ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

Si $\theta > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens X

h_k	P_k (KN)	V_x (KN)	Δ_{kx} (mm)	θ	$\theta \leq 0.10$
2754	3725,4972	1004,9517	1,813	0,0022	oui
2448	7816,2415	1752,1755	1,94	0,0028	oui
2142	11895,5483	2357,7532	2,014	0,0033	oui
1836	16067,4201	2858,9733	2,04	0,0037	oui
1530	20227,8544	3269,7704	1,967	0,0040	oui
1224	24497,6837	3595,9181	1,816	0,0040	oui
918	28756,0755	3841,3517	1,543	0,0038	oui
612	33136,1923	4006,0369	1,165	0,0031	oui
306	37990,8538	4096,9065	0,583	0,0018	oui

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y

h_k (cm)	P_k (KN)	V_y (KN)	Δ_{ky} (mm)	θ	$\theta \leq 0.10$
2754	3725,4972	976,3697	2,059	0,0026	oui
2448	7816,2415	1685,1121	2,171	0,0033	oui
2142	11895,5483	2253,7346	2,24	0,0039	oui
1836	16067,4201	2726,1055	2,248	0,0043	oui
1530	20227,8544	3110,0531	2,153	0,0046	oui
1224	24497,6837	3418,0866	1,963	0,0046	oui
918	28756,0755	3647,5159	1,645	0,0042	oui
612	33136,1923	3804,519	1,205	0,0034	oui
306	37990,8538	3887,5004	0,561	0,0018	oui

On constat d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis-à-vis de l'effet P- Δ , (l'effet P- Δ peuvent être négligés).

Conclusion :

- ❖ Le période du modèle final est inférieur à celle calculée par le RPA99 (version 2003).
- ❖ Les déplacements inter étages sont tous vérifiés.
- ❖ La structure étudiée est justifiée vis-à-vis l'effet P- Δ .
- ❖ Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la construction qui seront ferrillées dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE V



FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V-1 Introduction:

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

V-2 Les poteaux:

- Combinaisons spécifiques de calcul:

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots \text{(ELU)}$$

$$G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)}$$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$0,8 \times G \pm E$$

- Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau):

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton. B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Poteaux	N_d [KN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$\nu \leq 0.3$	Observation
P1	1110,0037	40x40	25	0,028	C.V
P2	699,3568	35x35	25	0,023	C.V
P3	464,7388	30x30	25	0,021	C.V
P4	246,1558	25x25	25	0,016	C.V

- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = T/bd$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

Avec

$$\bullet \rho = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f (\text{étage}) = 2,14$$

$$l_f (\text{buanderie}) = 1,53$$

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC (40x40) cm ²	9,79	0,061	4,76	0,04	1	C.V
1 ^{er} étage (40x40) cm ²	16,87	0,105	4,76	0,04	1	C.V
2 ^{ème} étages(35x35) cm ²	23,68	0,193	5,28	0,075	1,87	C.V
3 ^{ème} étages(35x35) cm ²	18,28	0,149	5,28	0,075	1,87	C.V
4 ^{ème} étages(30x30) cm ²	21,48	0,239	5,95	0,075	1,87	C.V
5 ^{ème} étages(30x30) cm ²	13,17	0,146	5,95	0,075	1,87	C.V
6 ^{ème} étages(25x25) cm ²	13,89	0,222	6,8	0,075	1,87	C.V
7 ^{ème} étages(25x25) cm ²	6,89	0,110	6,8	0,075	1,87	C.V
8 ^{ème} étages(25x25) cm ²	6,82	0,109	7,93	0,075	1,87	C.V

Calcul le ferrailage longitudinal:D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sanscrochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8 % (zoneII_a).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zoneII_a)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zoneII_a).

Le ferrailage sera calculé à l'aide de logiciel ETABS et on compare avec le minimum du RPA99 (A_{min}).

Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.3: Ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²) Zone courante	A _{max} RPA (cm ²) Zone recouvrement	Section du ETABS (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
						Section (cm ²)	choix
RDC	(40x40)	20	48	96	11,48	18,48	12T14
1 ^{ier} étage	(40x40)	20	48	96	9,000	18,48	12T14
2 ^{ème} étages	(35x35)	9,8	36,75	73,5	7,908	18,48	12T14
3 ^{ème} étages	(35x35)	9,8	36,75	73,5	6,889	18,48	12T14
4 ^{ème} étages	(30x30)	7,2	27	54	6,115	9,03	8T12
5 ^{ème} étages	(30x30)	7,2	27	54	5,600	9,03	8T12
6 ^{ème} étages	(25x25)	5	18,75	37,5	4,910	9,03	8T12
7 ^{ème} étages	(25x25)	5	18,75	37,5	4,280	9,03	8T12
8 ^{ème} étages	(25x25)	5	18,75	37,5	4,100	9,03	8T12

- Calcul le ferrailage transversale:(RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture) .

ρ_a=2.5 Si l'élancement géométrique λ_g ≥5.

ρ_a=3.75 Si l'élancement géométrique λ_g <5. f_e=400 Mpa.

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du

poteau. t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II_a). $t' \leq 15\Phi$ en zone courante.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone

II_a)... (RPA99) $\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte:

$L_r = 65 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r =$

60 cm . $\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on

adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

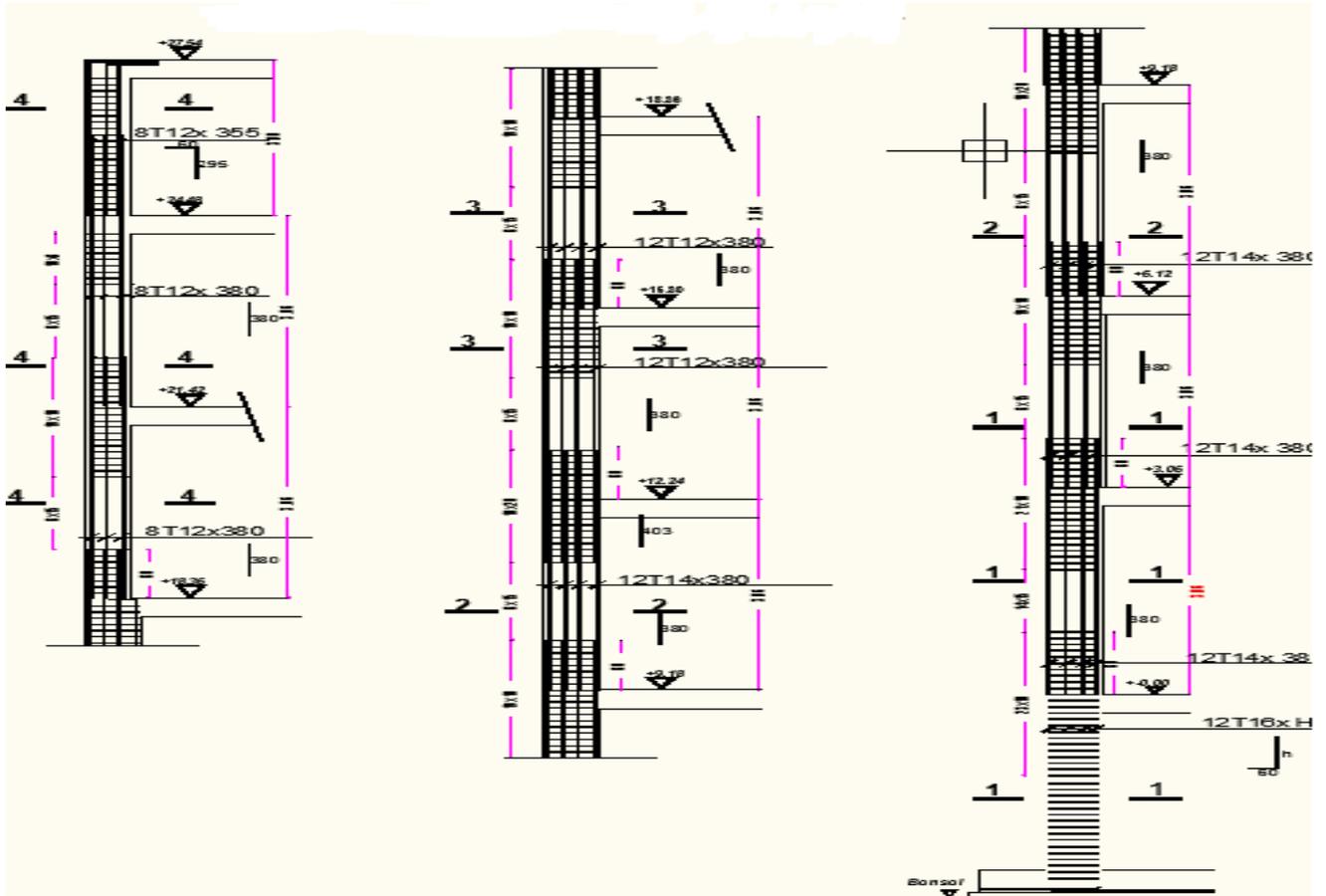
Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.4 : La section des armatures transversales des poteaux

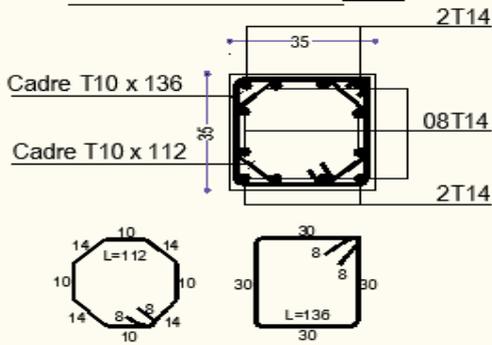
Etage	h(cm)	V _u (KN)	λ_g	ρ_a	f _e (Mpa)	t(cm)	t'(cm)	A _t calculer(cm ²)
RDC	40	9,79	4,76	3,75	235	10	15	0,94
1	40	16,87	4,76	3,75	235	10	15	1,10
2	35	23,68	5,28	2,5	235	10	15	0,67
3	35	18,28	5,28	2,5	235	10	15	0,81
4	30	21,48	5,95	2,5	235	10	15	0,66
5	30	13,17	5,95	2,5	235	10	15	0,67
6	25	13,89	6,8	2,5	235	10	15	0,70
7	25	6,89	6,8	2,5	235	10	15	0,84
8	25	6,82	7,93	2,5	235	10	15	0,63

Tableau V.5: Ferrailage transversal des poteaux

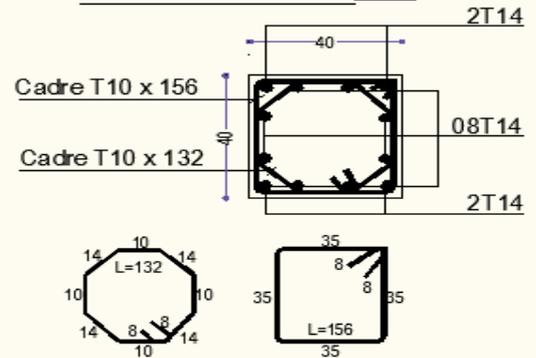
Niveau	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{3510}; \frac{b}{\Phi_l}\right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_l \leq$	choix	t (cm) zone nodale	t' (cm) zone courante
RDC, 1, 2, 3 ^{ème} étages	1,280	$\Phi 10$	10	15
4 ^{ème} 8 ^{ème} étages	0,857	$\Phi 8$	10	15



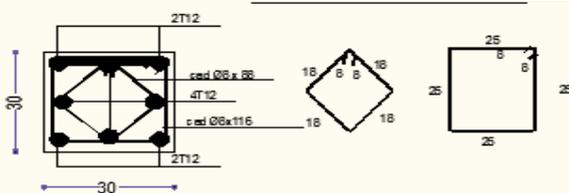
COUPE 2-2 : ECH.:1/10



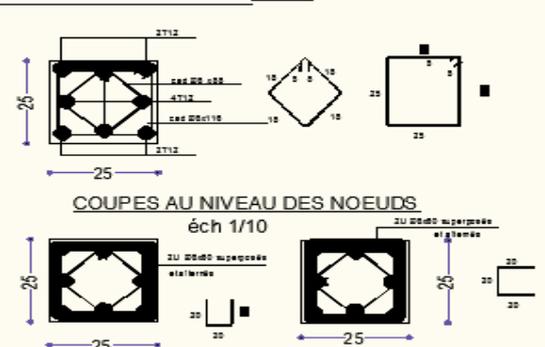
COUPE 1-1 : ECH.:1/10



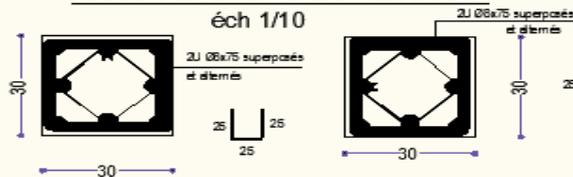
COUPE 3-3 : ECH.:1/10



COUPE 4-4 : ECH.:1/10



COUPES AU NIVEAU DES NOEUDS



COUPES AU NIVEAU DES NOEUDS



Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux

V-3 Les poutres :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- La combinaison fondamentale : « 1^{er} genre » BAEL91

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \text{ «ELU»}.$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA99V2003

$$G + Q \pm E. 0,8 \times G \pm E.$$

❖ Recommandation du RPA99:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de:
 - 40ϕ en zone II_a.

V-3. 1 Exemple d'étude de la poutre principale :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du rez-de-chaussée.

❖ Calcul des armatures longitudinale :

Tableau V.6: sollicitation de la poutre principale

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{St} (KN.m)	M _{Sa} (KN.m)
30x45	59,17	-122,14	42,51	-87,79

❖ Ferrailage en travée :

• ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{59,17 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,084.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,109.$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,109)$$

$$\Rightarrow \beta = 0,96.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{59,17 \times 10^{-3}}{0,96 \times 348 \times 40,5}$$

$$\rightarrow A_{st} = 4,39 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35 \text{ cm}^2 ; 1,46 \text{ cm}^2)$$

Donc : $4,39 > 1,46 \text{ cm}^2$ **C.V**

• ELS:

-Le moment maximum en travée $M_{\max} = 42,51 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\Rightarrow \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,173 < 0,445 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{lim}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Armatures minimales:

Selon RPA99 V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures maximales:

Selon RPA99 V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet A_{\max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone courante}) \\ \bullet A_{\max} = 6\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{zone de Recouvrement}) \end{array} \right.$$

$$\blacklozenge A_{\max} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 (\text{Zone courante}).$$

$$\blacklozenge A_{\max} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 (\text{Zone de recouvrement}).$$

• Choix des Armatures:

Le choix des armatures en travée : « $A_{st} \Rightarrow 3T14 + 3T12$ » de section **8,01** cm²/ml.

❖ Ferrailage en appuis :

• ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{122,14 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,175.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,242.$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,109) = 0,93$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_s} = \frac{122,14 \times 10^{-3}}{0,365 \times 348 \times 40,5}$$

$$A_{st} = 9,61 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité:

-

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{100}; 0,23 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Donc: $9,61 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2$ **C.V**

• ELS:

$$M_{Amax} = 87,79 \text{ kN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\Rightarrow \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,242 < 0,440 \dots \dots \dots \text{ C.v}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Armatures minimales:

$$- A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

❖ Choix des Armatures:

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T14 + 3T16$ » de section $10,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

L'espacement des armatures transversales:

D'après le RPA 99

$$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ min } ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone}$$

$$\text{nodale } s_t \leq h/2 \Rightarrow$$

zone courant

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau V.7: L'espacement des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
P2(30x45)	11,25	10	22,5	20

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi /$$

min) on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone

II_a)...RPA99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 64 \text{ cm}.$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r =$$

$$60 \text{ cm}. \Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on}$$

adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont : $l' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$ « RPA99 V2003

Récapitulatif :

Tableau V.8: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
travée	4,39	3T14 + 3T12 = 8,01
appuis	9,61	3T14 + 3T16 = 10,65

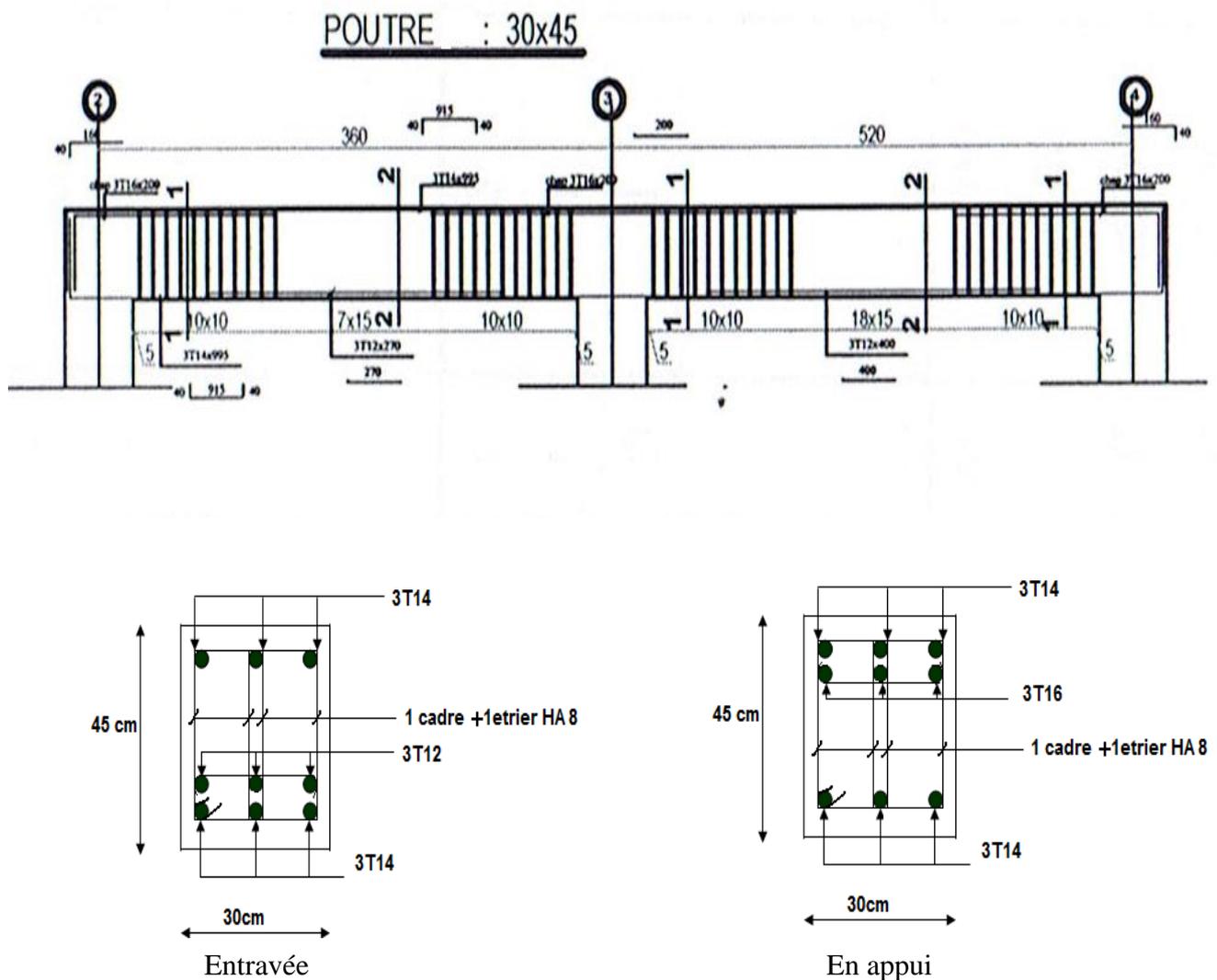


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres principales (30x45)

V-3. 2 Exemple d'étude de la poutre secondaire :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire située au plancher haut d' rez-de-chaussée.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

Tableau V.9: Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{St} (KN.m)	M _{Sa} (KN.m)
30x35	33,44	-62,63	24,24	-45,73

❖ Ferrailage en travée :

• ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,44 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,31)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,076.$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,187$$

⇒ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076})$$

$$\alpha = 0,077$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,077)$$

$$\beta = 0,348$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{33,44 \times 10^{-3}}{0,348 \times 348 \times 32,5}$$

$$A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,2 \text{ cm}^2 ; 1,44 \text{ cm}^2)$$

Donc : 2,76 > 1,44 cm² C.V

- **ELS:**

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 24,24 \text{ KN.m}$.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\Rightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,077 < 0,435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armatures minimales:**

Selon RPA99 V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% (b \times h) \dots \dots \dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures maximales:**

Selon RPA99 V2003

$$\begin{cases} A_{\text{max}} = 4 \text{ \% } (b \times h). \\ A_{\text{max}} = 6 \text{ \% } (b \times h) \end{cases}$$

- ❖ **Choix des Armatures:**

Le choix des armatures en travée: « $A_{st} \Rightarrow 2T14 + 3T12$ » de section **6.45** cm²/ml.

❖ Ferrailage en appui :

• ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62.63 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,31)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,134.$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,187$$

\Rightarrow donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,113})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,150.$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,15)$$

$$\beta = 0,94.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{62.63 \times 10^{-3}}{0,94 \times 348 \times 32.5}$$

$$A_{st} = 5,89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,2 \text{ cm}^2; 1,44 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc: } 5,32 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

• ELS :

$$M_{Amax} = 45.73 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{62.63}{45.73} = 1,37$$

$$\Rightarrow \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,150 < 0,435 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- Armatures minimales:

$$- A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Choix des Armatures:

Le choix des armatures en appui: « $A_{st} \Rightarrow 2T14 + 3T12$ » de section $6.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

L'espacement des armatures transversales: D'après le RPA 99

$$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min } ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale } s_t \leq h/2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau V.10:L'espacement des armatures transversales

Poutre secondaire	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
Ch1(30x35)	7,5	7	15	15

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min}) \text{ on prend } \phi_t = \phi 8$$

Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II_a).....RPA99

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} , \text{alors on adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} , \text{alors on adopte: } L_r = 50\text{cm}.$$

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$ « RPA99 V2003, page49, fig7.2»

Récapitulatif:

Tableau V.11:récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
travée	2.76	2T14 + 3T12 = 6.45
appuis	5.32	2T14 + 3T12 = 6.45

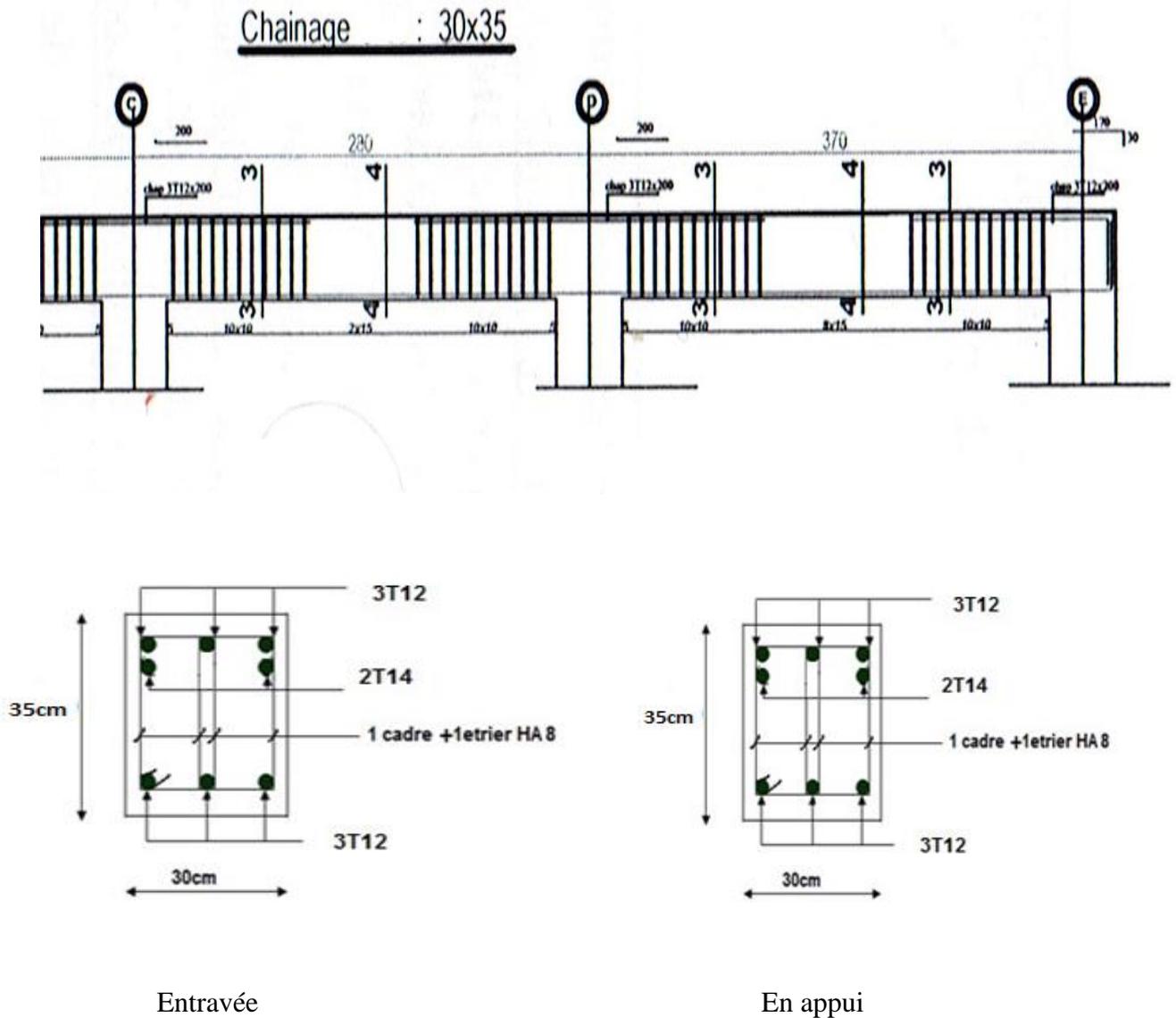


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30x35)

Tableau de ferrailage des poutres :

Tableau V.12: Ferrailage de poutre principale

	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	travée		Appui		φ (mm)	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} (cm ²)	choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Poutre principale (30x45)	RDC	7.5	5.87	3T14+3T12	10.02	3T14+3T16	8	10	25
	1 ^{er} étage	7.5	5.76	3T14+3T12	9.97	3T14+3T16	8	10	25
	2 ^{ème} étages	7.5	5.44	3T14+3T12	9.88	3T14+3T16	8	10	25
	3 ^{ème} étages	7.5	5.32	3T14+3T12	9.87	3T14+3T16	8	10	25
	4 ^{ème} étages	7.5	5.12	3T14+3T12	9.76	3T14+3T16	8	10	25
	5 ^{ème} étages	7.5	5.11	3T14+3T12	9.65	3T14+3T16	8	10	25
	6 ^{ème} étages	7.5	5.08	3T14+3T12	9.42	3T14+3T16	8	10	25
	7 ^{ème} étages	7.5	4.89	3T14+3T12	9.28	3T14+3T16	8	10	25
	8 ^{ème} étages	7.5	4.76	3T14+3T12	9.2	3T14+3T16	8	10	25

Tableau V.13: Ferrailage de poutre secondaire

	niveau	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal			
		A _{min} (cm ²)	travée		Appui		φ (mm)	s _t (zone nodale)	s _t (zone courant)
			A _{cal} (cm ²)	choix	A _{cal} (cm ²)	Choix			
Poutres Secondaire (30×35)	RDC	6	2.71	2T14+3T12	10.02	2T14+3T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	6	2.68	2T14+3T12	9.97	2T14+3T12	8	10	20
	2 ^{ème} étages	6	2.56	2T14+3T12	9.88	2T14+3T12	8	10	20
	3 ^{ème} étages	6	2.43	2T14+3T12	9.87	2T14+3T12	8	10	20
	4 ^{ème} étages	6	2.41	2T14+3T12	9.76	2T14+3T12	8	10	20
	5 ^{ème} étages	6	2.40	2T14+3T12	9.65	2T14+3T12	8	10	20
	6 ^{ème} étages	6	2.35	2T14+3T12	9.42	2T14+3T12	8	10	20
	7 ^{ème} étages	6	2.31	2T14+3T12	9.28	2T14+3T12	8	10	20
	8 ^{ème} étages	6	2.28	2T14+3T12	9.2	2T14+3T12	8	10	20

V-4 Les voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

- Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Epaisseurs des voiles

NIVEAU	Epaisseur (cm)
Les étages	15

- Vérification des contraintes tangentielles:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$ELU(1,35G+1,5Q)$$

$$ELA(G+Q+Ex)$$

$$(G+Q+Ey)$$

Il faut vérifier les conditions suivantes:

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28} \quad (1)$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \quad (2)$$

Avec : $b = 1\text{ml}$, $d = 0,9 \times \text{épaisseur du voile}$

Tableau V.15: Vérifications des contraintes

NIVEAU	V(KN)			τ_b (MPA)			τ_b =0,2 \times f_{c28}	τ_b =0,06 \times f_{c28}
	ELU	ELA(Ex)	ELA(Ey)	ELU	ELA(Ex)	ELA(Ey)		
RDC-1 ^{ier} ...4 ^{ème} étages	2.8	5.25	1.9	0.02	0.038	0.014	5	1.5
5 ^{ème} ...8 ^{ème} étages	8.38	1.77	0.2	0.062	0.013	0.0015	5	1.5

• Détermination des sollicitations:

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel

« ETABS » sous les combinaisons suivantes:

ELU(1,35G+1,5Q)

ELA (G+Q+Ex)

(G+Q+Ey)

Tableau V.16: Sollicitations des voiles (ep=15cm)

NIVEAU	Combinaisons	F_{11} [KN]	M_{11} [KN.m]	F_{22} [KN]	M_{22} [KN.m]	V [KN]
RDC- ...4 ^{ème} étages	ELU(1.35G+1.5Q)	-528	3.6	187.141	5.6	2.8
	ELA(G+Q+Ex)	115	2.8	112	2.6	5.25
5 ^{ème} ...9 ^{ème} étages	ELU(1.35G+1.5Q)	-411.45	2.8	132	2.8	8.38
	ELA(G+Q+Ex)	-220	1.4	39	2.98	1.77

❖ Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section :

(0, 15m×1ml).

✓ Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferrailage par logiciel « ETABS » on a trouvé que ce dernier est inférieur de min RPA donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

✓ Résultats de calcul sont regroupés dans tableau suivant:

Tableau V.17: ferrailage des voiles

	ferrailage	Min RPA (cm ²)		Armature choisie (Cm ²)		St (cm)
ép=15cm	Verticalement	0,005(b.h)	7.5	9.03	8T12	15
	horizontalement	Arm ver/4	1.875	6.26	8T10	25

L'espacement :

Les règles constructives : D'après le RPA99

Espacement maximal : $S \leq \min(1,5 \times a ; 30\text{cm})$.

A l'extrémité du voile : $S \leq 15\text{cm}$.

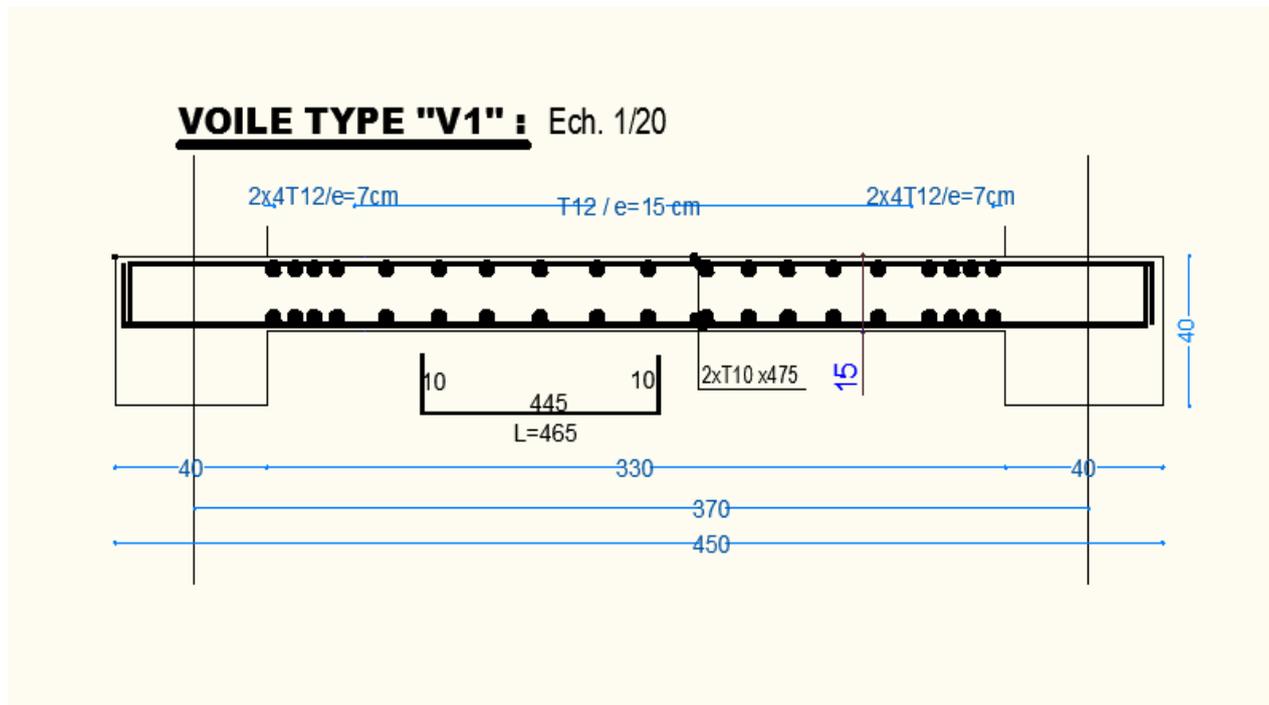
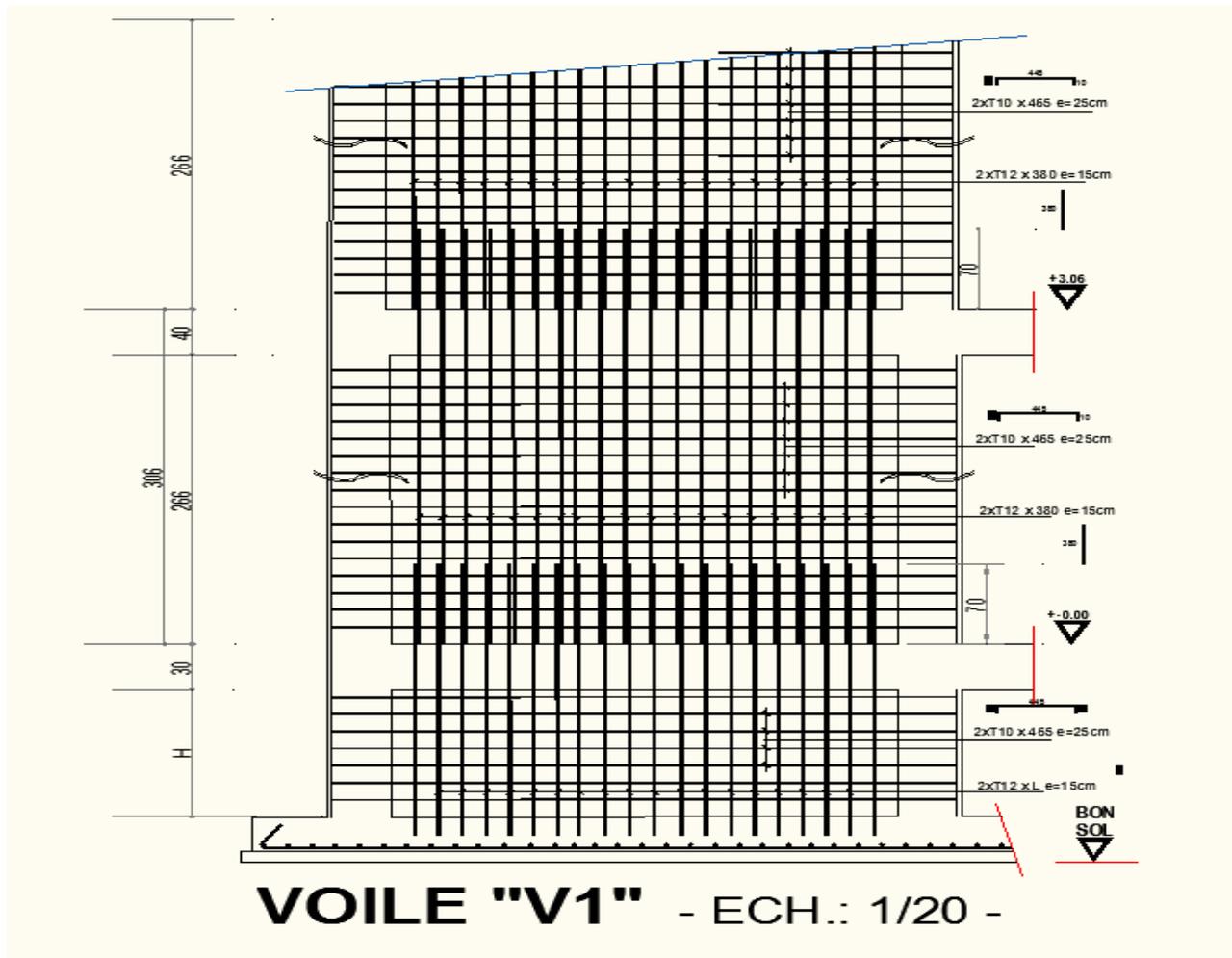


Figure V.4 Schéma de ferrailage de voile V1.

CHAPITRE VI



ETUDE D'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Introduction:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles)cette transmission peu être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sols.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-1 Choix du type de fondation:

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général.

- Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

- Epaisseur du radier {la nervure la dalle :

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante : $h_n \geq L_{\max} / 10$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,2m$ ».

D'où : $h_n \geq 52\text{cm}$.

h_d : l'épaisseur de la dalle. $h_d \geq L_{\max} / 20$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,2\text{m}$ ».

D'où : $h_d \geq 26\text{cm}$.

1^{er} proposition : $h_n = 60\text{ cm}$

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

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d .

2^{ème} proposition : $h_n = 100\text{ cm}$

$$h_d = 50\text{ cm}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d .

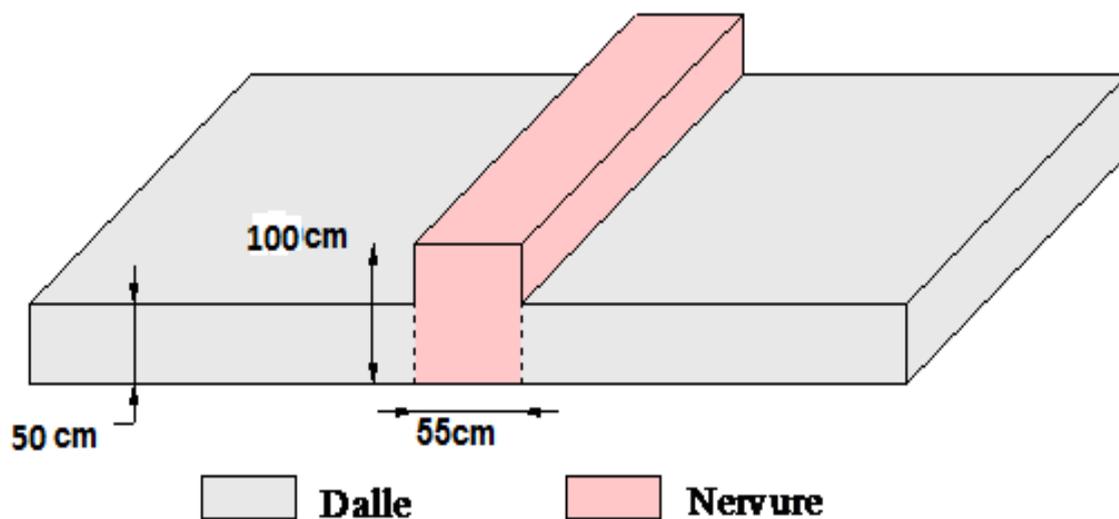


Figure VI.1:dimension du radier

- Vérification au poinçonnement :

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_U \leq 0,045 \times U_C \times h \times f_{c28} / \gamma_b .$$

Avec :

$$Q_u = 1474,328 \text{ kN}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 .$$

$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] \times 4 = [(u + h + v + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (55 + 180) \times 4$$

$$U_c = 940 \text{ cm} .$$

- Charge limite :

$$Q_{ul} = 0,045 \times 9,20 \times 0,80 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 5520 \text{ kN}$$

$\Rightarrow Q_u = 1474,328 \text{ kN} < Q_{ul} 5520 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C.V}$

- Débordement « D » :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hn}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 90 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 90 \text{ cm}$

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hn}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 90 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 90 \text{ cm}$

D'après le rapport géotechnique , on a un taux de travail de sol « $\sigma_{sol} = 2,3 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\text{max}} .$$

$$\sigma_{b2} = \frac{Fz}{Sr}$$

avec :

z_{\max} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le ETABS.

$$z_{\max} = 4,570 \times 10^{-3} \text{m.}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$\Rightarrow K = 2,56 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par ETABS.

$$F_z = 96537,979 \text{kN.}$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = 553,90 \text{m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K = 0,00457 \times 256 = 1,169 \text{bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1,16 \text{bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1,3 \text{bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{Fz}{Sr} = \frac{70885,99}{553,90} = 1,27 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1,189 \text{bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1,3 \text{bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI-2 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de : « 0,8 × 1,00 »m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

En travée :

- Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f} = \frac{55 \times 10^3}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,074 \leq 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 0,09 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,09)$$

$$\beta = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma} = \frac{550 \times 10^{-3}}{0,97 \times 348 \times 0,72} = 22,77 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : « A_{st} → 15T14 » de section 23.1 cm²/ml

- Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{657,39 \times 10^{-3}}{1 \times (0,36)^2 \times 14,17} = 0,089 \leq 0,186 \text{ Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,117$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,089)$$

$$\Rightarrow \beta = 0,95 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma} = \frac{657,39 \times 10^{-3}}{0,342 \times 348} = 27,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix : « A_{st} ⇒ 14T16 » de section 28,14 cm²/ml.

-Vérifications de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq 9 \text{cm}^2 \quad 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Donc : $28.14 > 1,48 \text{cm}^2$ **C.V**

Vérification à l'ELS :

Le moment maximum en travée $M_{tsmax} = 170.33 \text{ KN.m}$.

- Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{-Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{657.39}{170.33} = 3.86$$

$$\Rightarrow \frac{3.86 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.68$$

$\Rightarrow \alpha = 0.117 < 1.68$**C.V**

En appui :

Par les même étapes, on peut détermine le ferrailage en appui, et on trouve :

$A_{sx} = 18,31 \text{cm}^2$: Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 6T20 / \text{ml}$ » de section $18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A_{sy} = 18,44 \text{cm}^2$: Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 6T20 / \text{ml}$ » de section $18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

②

$$\tau_v = \frac{v}{b \times d} = \frac{400 \times 10}{b \times d} = 0,55 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{u1} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \dots\dots\dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\Rightarrow \tau_{u1} = \min(2,50; 5) \text{ Mpa}$$

Alors : $\tau_u < \tau_{u1} = 2,50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

-Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(57,6; 40) \text{ cm} .$$

➤ Alors on adopte un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI-3 Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

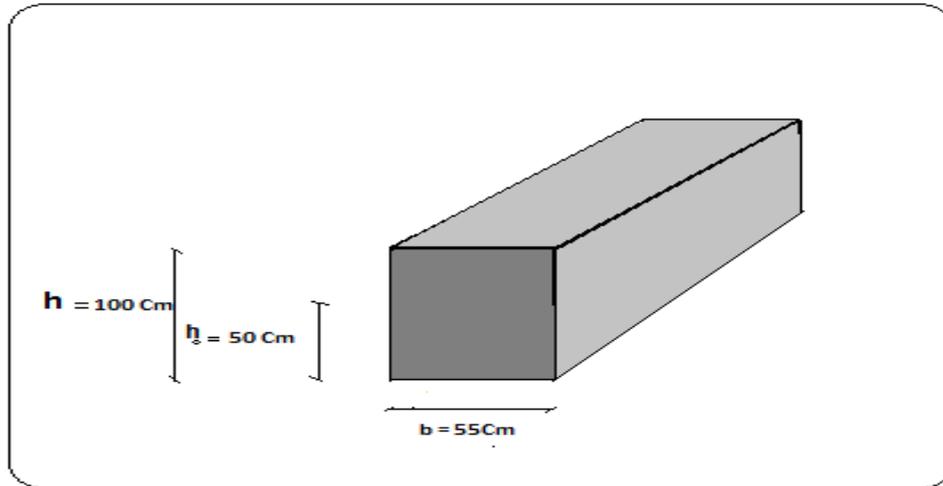


Figure VI.5: dimension de la nervure

❖ Ferrailage longitudinal :

- ELU :
- En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 402.93 \text{ kn.m}$.

$$- M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a: $b = 0,80\text{m}$; $h_0 = 0,80\text{m}$; $d = 0,9 \times h = 1,62\text{m}$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (1,62 - 0,80/2) = 11,06 \text{ Mn.m.}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section

était rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{402.93 \times 10^{-3}}{0,80 \times (1,62)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,013.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,017.$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\Rightarrow \beta = 0,99.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b \times d \times \sigma} = \frac{402,93 \times 10^{-3}}{0,99 \times 1,6 \times 34} = 7,23 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow$ **8T14** » de section **12.32** cm²/ml.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t,28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \max(1,4 \text{ cm}^2; 1,7 \text{ cm}^2)$$

Donc : $7,23 \text{ cm}^2 > 1,7 \text{ cm}^2$ **C.V**

- En appui :

Le moment maximum en appui $M_{amax} = 440,35$ kn.m.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{440,35 \times 10^{-3}}{0,55 \times (1,62)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,021.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,027.$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\Rightarrow \beta = 0,98.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{440.35 \times 10^{-3}}{1.6 \times 348} = 7.9 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 8T14$ » de section **12.32** cm²/ml.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{st} \geq \max(6.91 \text{ cm}^2; 4.18 \text{ cm}^2)$$

Donc : $7.9 \text{ cm}^2 > 6.91 \text{ cm}^2$ **C.V**

➤ Vérification à l'ELS :

- En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 324,83$ kN.m.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \quad \gamma = \frac{402.93}{324.83} = 1,24$$

$$\Rightarrow \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370$$

$\Rightarrow \alpha = 0,017 < 0,37$ **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\bar{}}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- En appui :

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 245.36$ kn.m.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{440.35}{245.36} = 1,794$$

$$\Rightarrow \frac{1,794 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,647$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,192 < 0,434 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ Ferraillage transversal :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{337.34 \times 10^{-3}}{0,55 \times 1,62} \Rightarrow \tau_u = 0.37 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{u1} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\Rightarrow \tau_{u1} = \min(2,50; 5) \text{ Mpa}$$

$$\text{Alors : } \tau_u < \tau_{u1} = 2,50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-Calcul du diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

$\phi_t = 1,4 \text{ cm}$ (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{180}{35}; 1,4; \frac{55}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un choix de : HA 10.

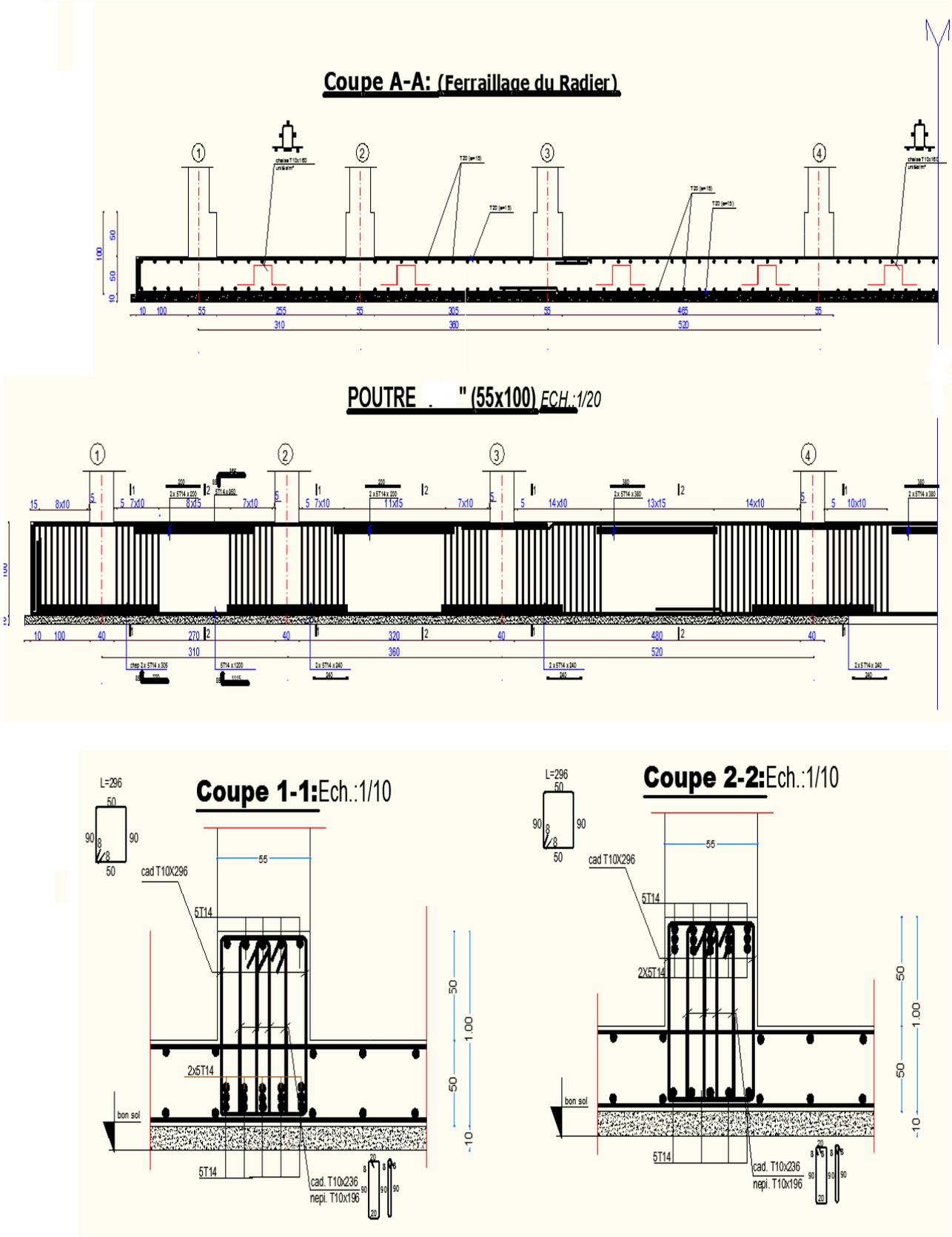


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de radier

CONCLUSION



CONCLUSION

Après avoir terminé une étude détaillée de ce projet, on peut aboutir les conclusions suivantes :

- ❖ Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BEAL91, RPA99 (version 2003).
- ❖ Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, du fait qu'il nous permet d'avoir les dimensions des éléments structuraux, pour débiter notre étude.
- ❖ Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur la pratique des logiciels comme ETABS, SOCOTEC.....etc.
- ❖ L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- ❖ Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure.
- ❖ Ce travail nous a permis d'améliorer et d'enrichir nos connaissances acquises, de faire une étude complète d'une structure complexe et toucher ainsi aux différents calculs qu'un ingénieur en génie civil est appelé à faire.

ANNEXE

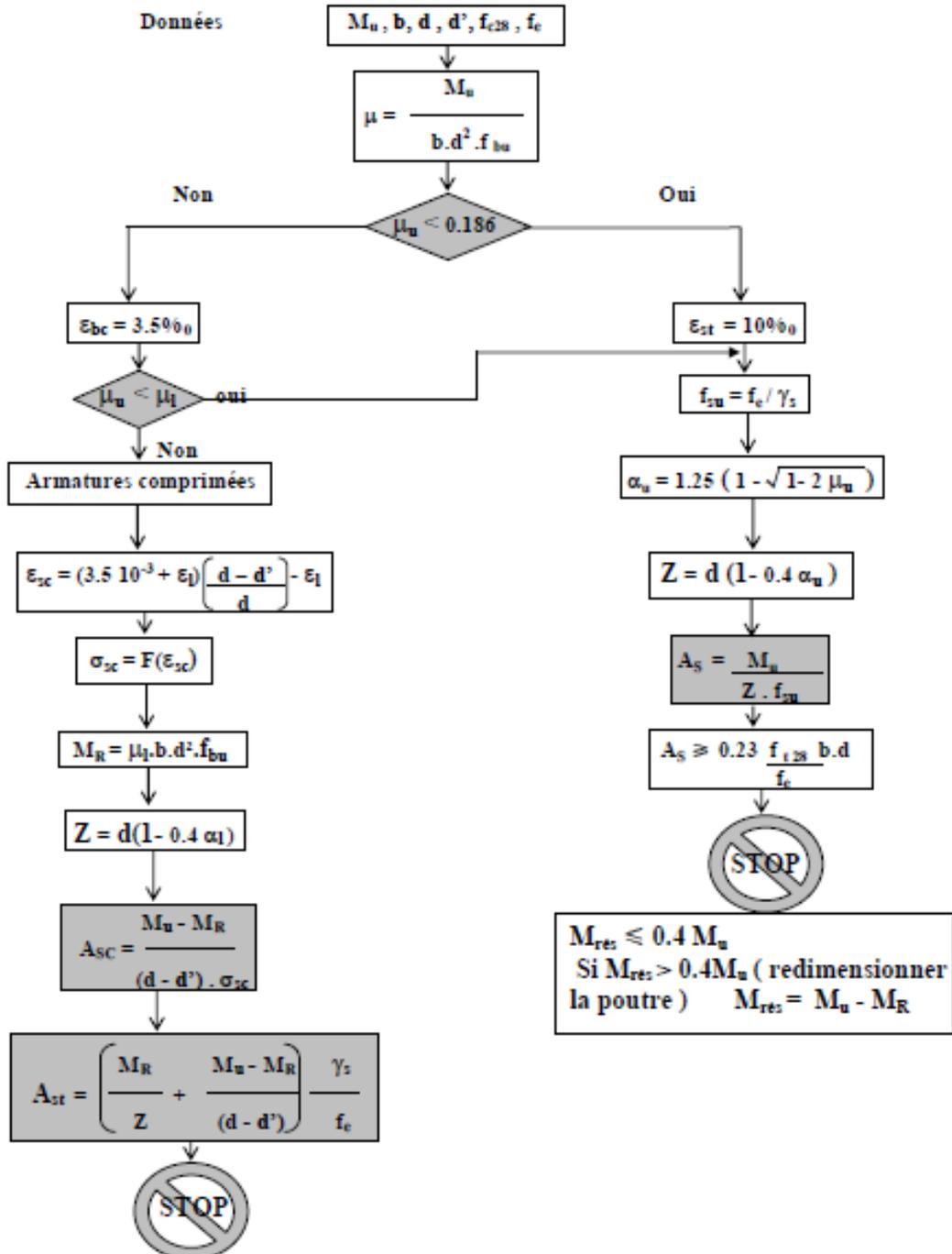


REFERENCES

ANNEXE I

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

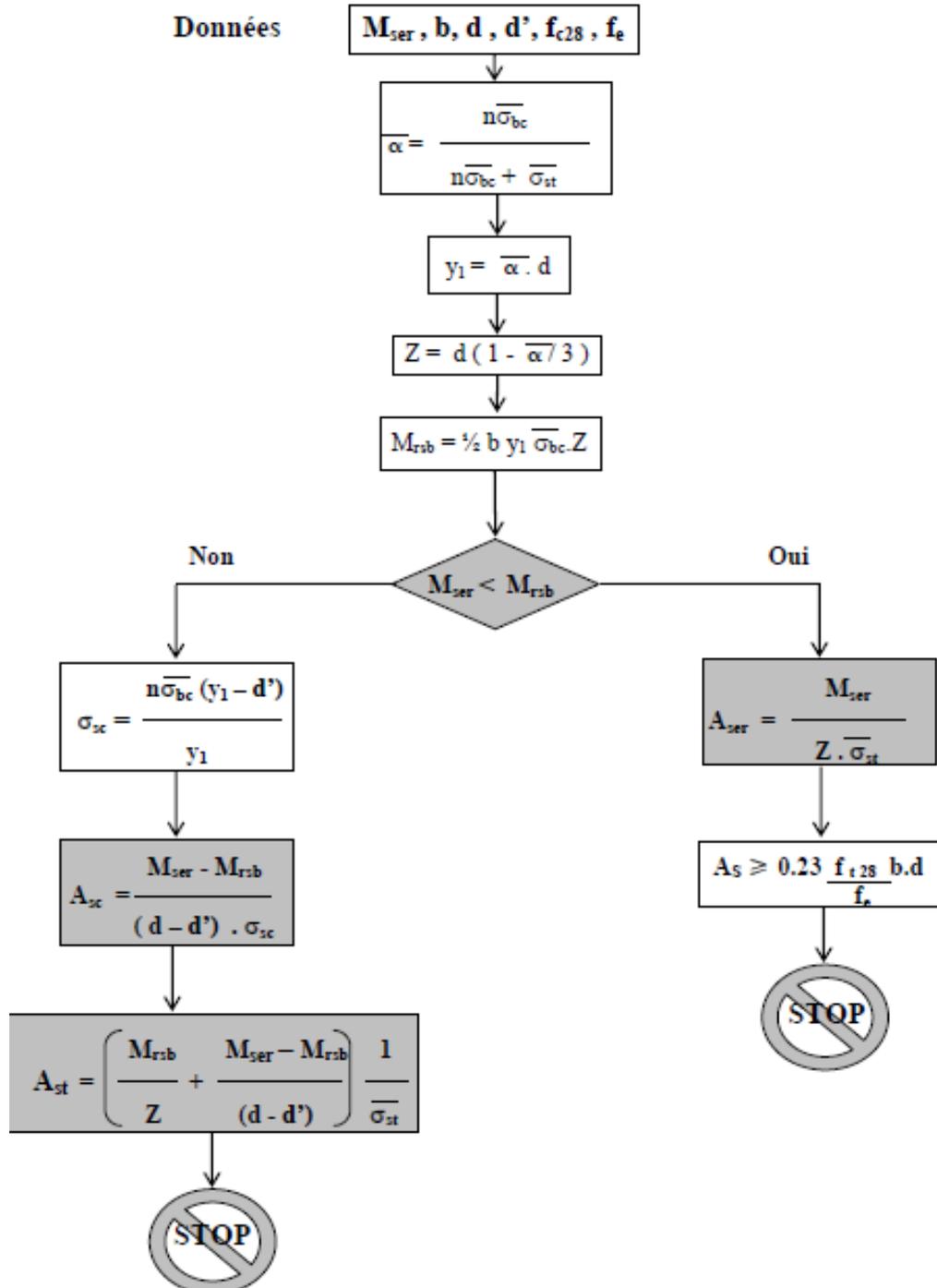
SECTION RECTANGULAIRE



ANNEXE II

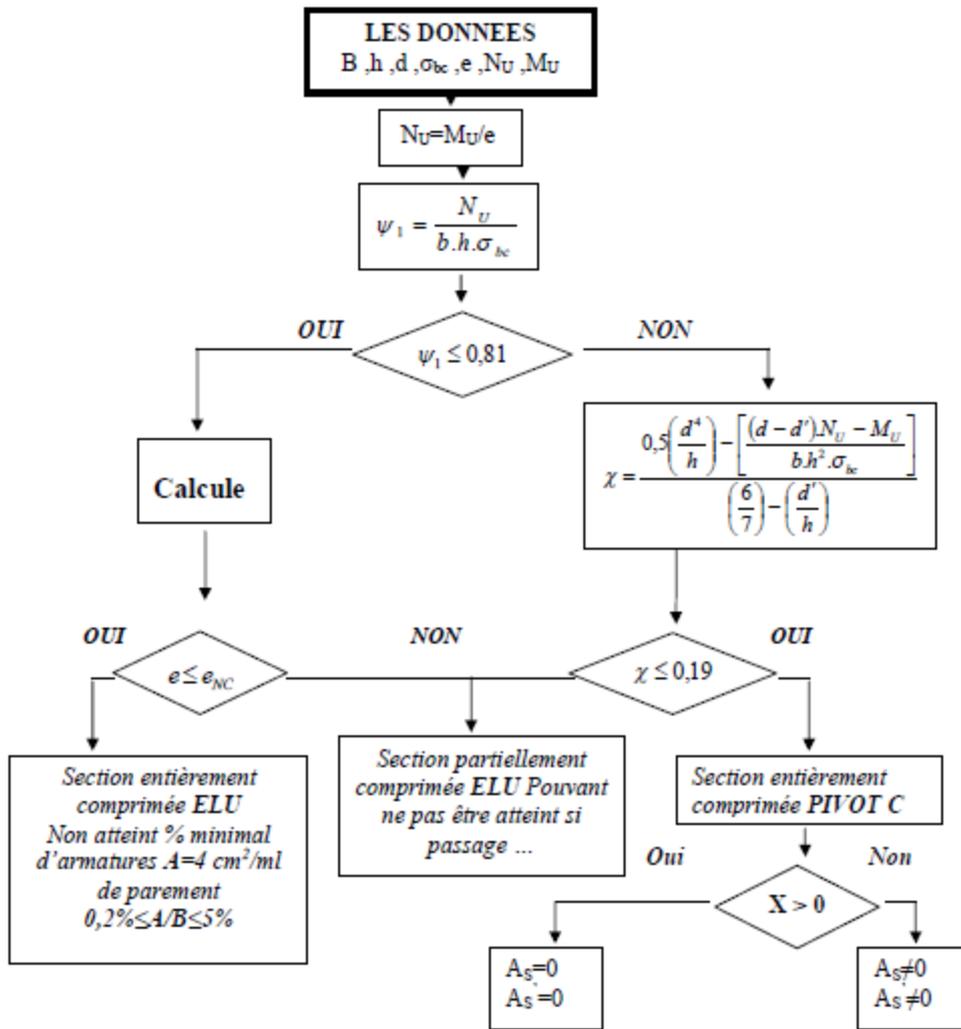
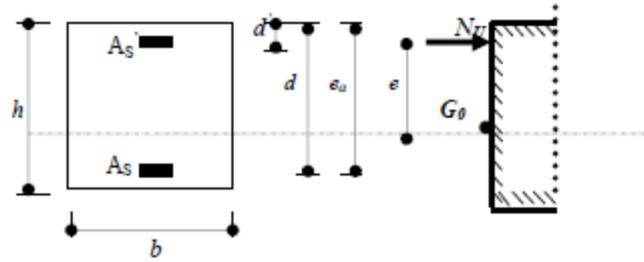
FLEXION SIMPLE (E.L.S)

SECTION RECTANGULAIRE

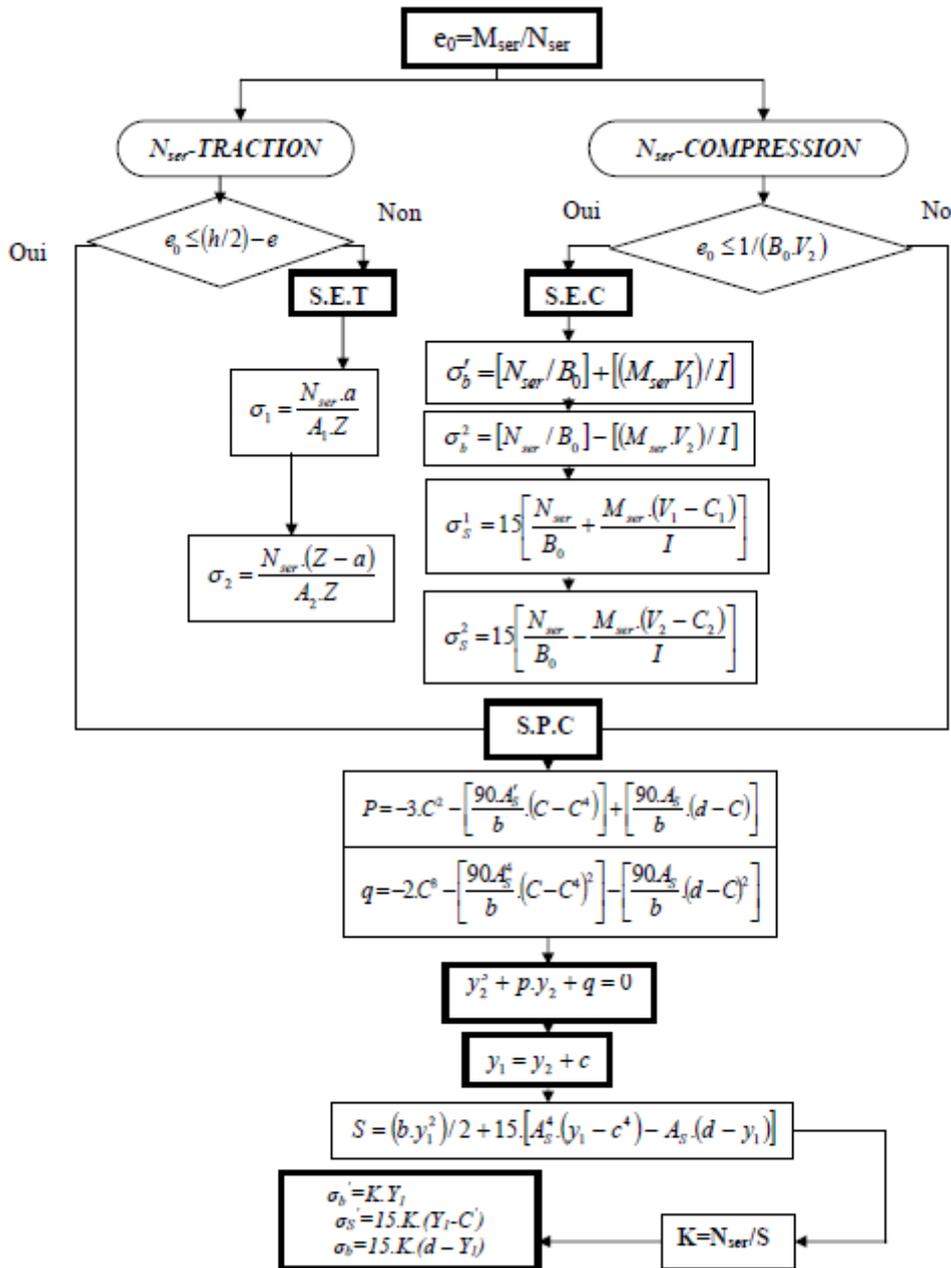


ANNEXE III

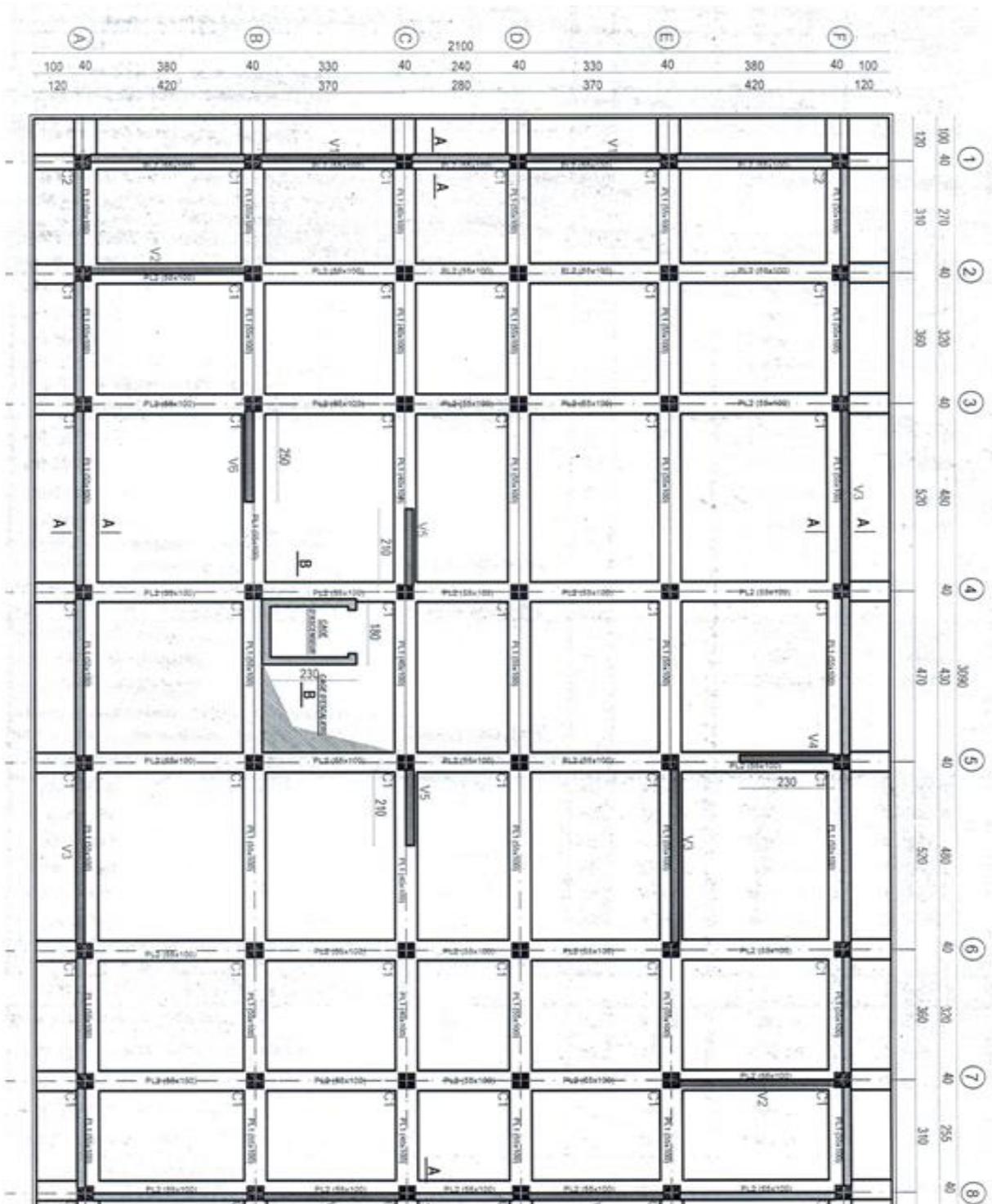
Flexion composée a l'E.LU



ANNEXE IV
Flexion composée à l'E.LU

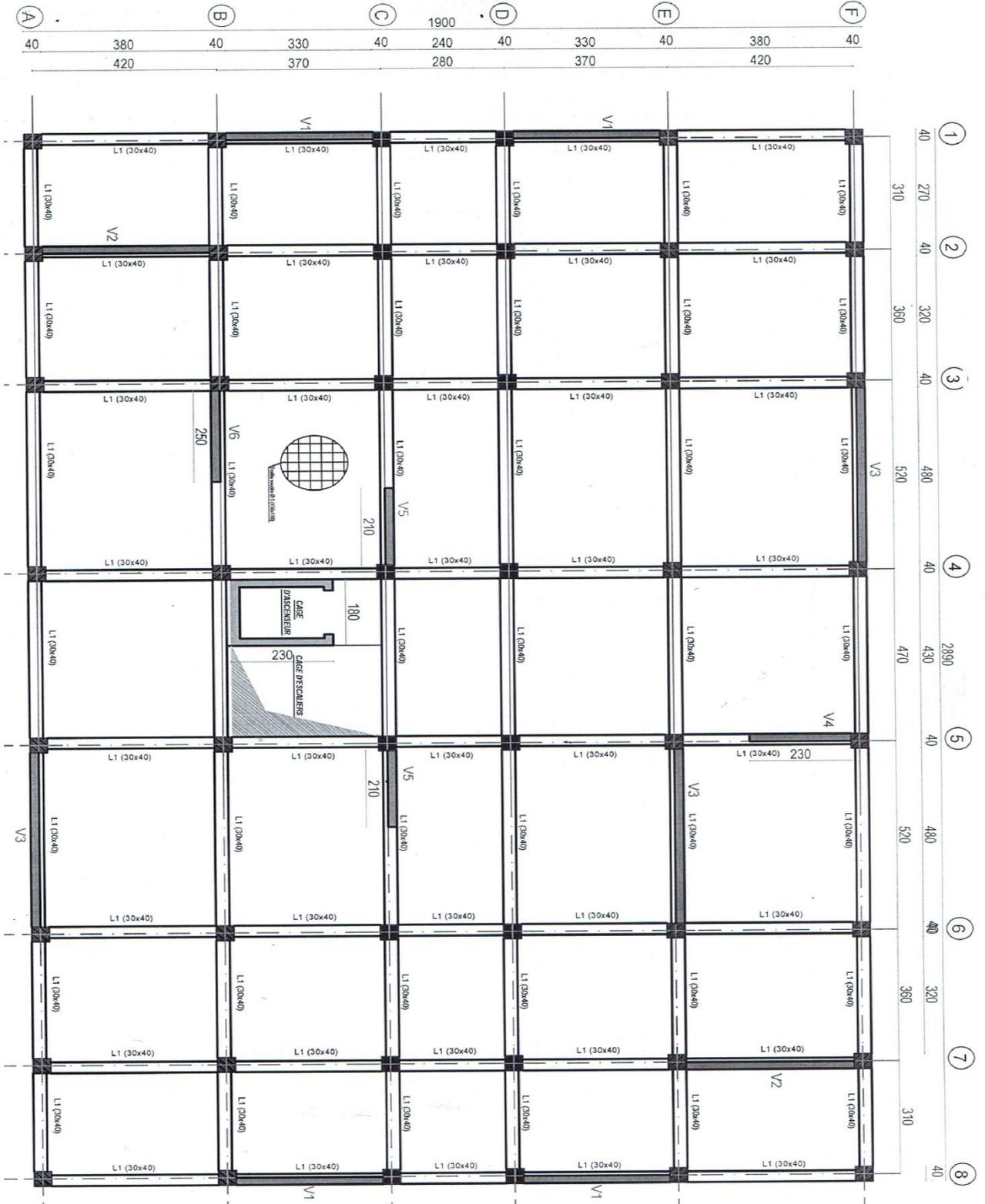


ANNEXE V



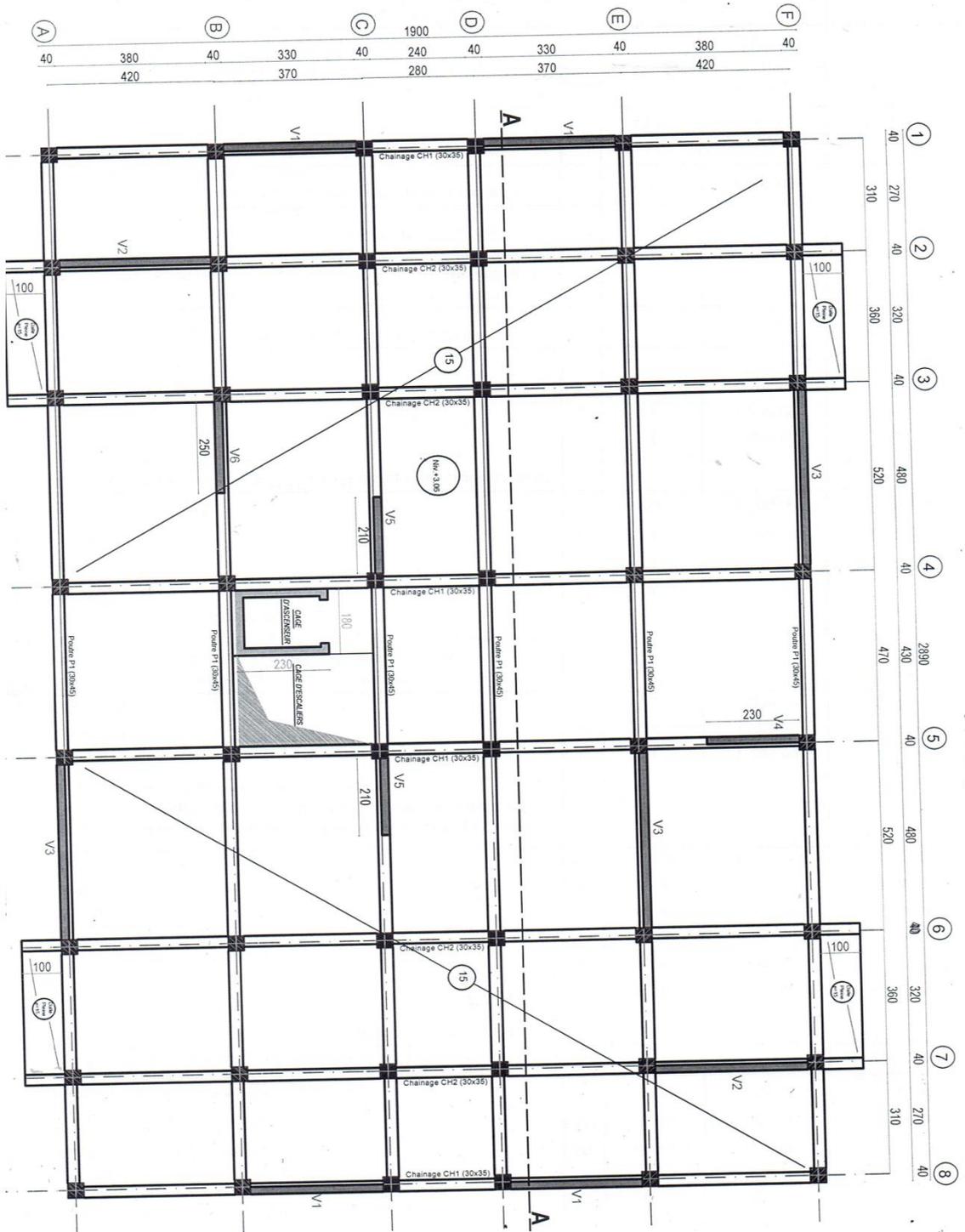
PLAN DE FONDATION AU NIVEAU DU RADIER

ANNEXE VI



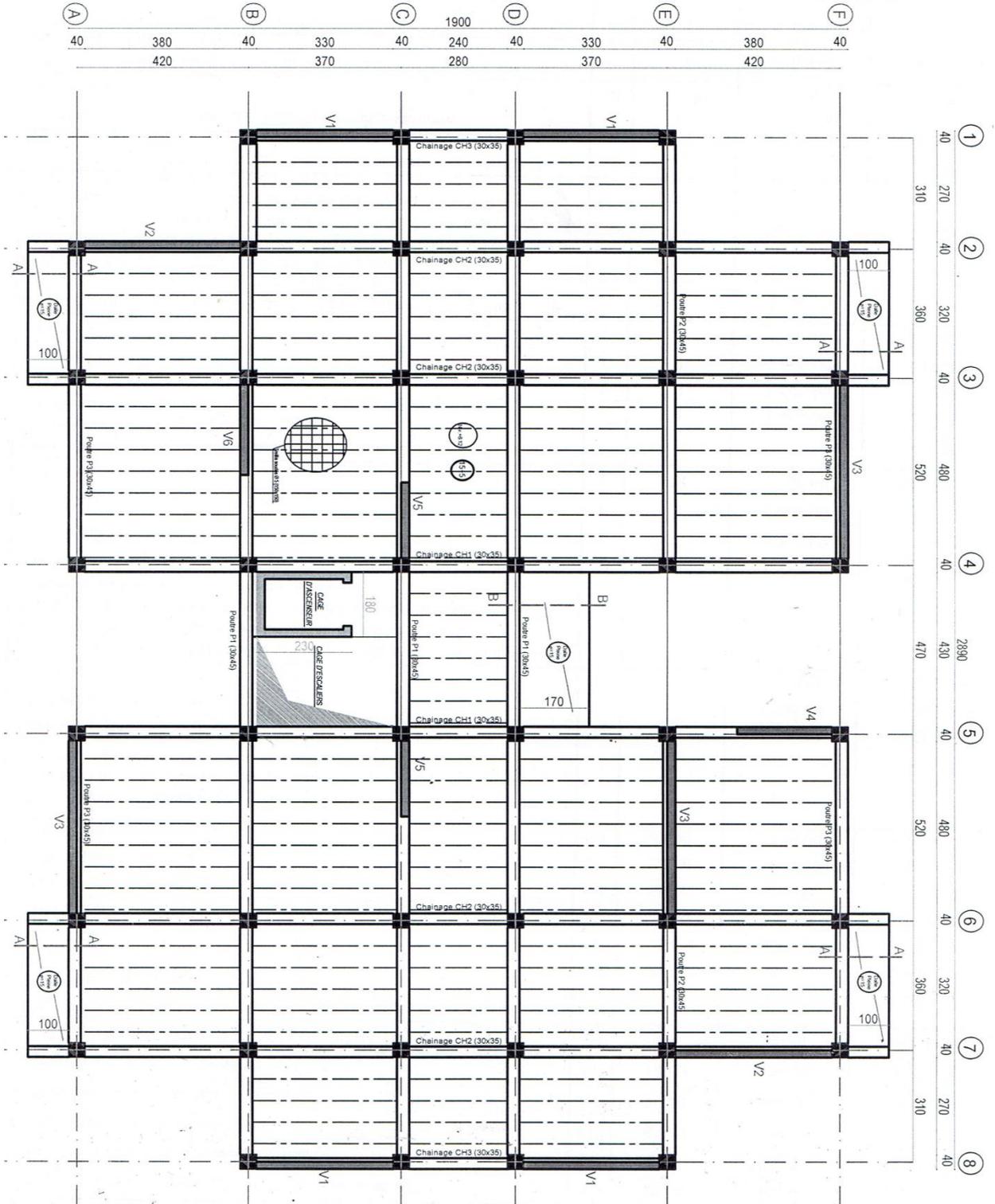
PLAN DE FONDATION AU NIVEAU DU PLATFORME

ANNEXE VII



PLAN DE PLANCHER HAUT RDC

ANNEXE VIII



PLAN DE PLANCHER ETAGE COURANT

REFERENCES

[1] « BAEL 91 modifié 99 », DTU associés, par Jean Pierre Mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[2] « Règles Parasismiques Algériennes DTR B.C 2.48 » RPA99/Version 2003.

[3] « Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 », Charges permanentes et charges d'exploitation.

[4] Henry Thonier, « Conception et calcul des structures de bâtiment » ; année 1999.

[5] Victor Davidovici, « Formulaire du béton armé » ; année 1995.

