REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en Sous-sol + RDC + 07 étages

---

Présenté par :

BENHAFRI Ishak

BENOUARED Omar

Proposé et Dirigé par :

Dr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2025

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ***ALLAH*** *pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur ***Dr. KHELLADI Mohamed*** *pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.*

Tenons à remercier également ***Mr. RAIS Mohamed*** *et* ***Mr. OULD MADJBER Mahi Eddine*** *pour leurs disponibilités et leurs orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

À mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices jusqu'à ce jour.

À mes frères bien-aimés, la lumière de mes nuits.

À mes amis, le groupe de personnes qui ne manque jamais de me faire sourire

Chouaib hammou et Rachid abbadi

. À toute ma famille.

À mon ami Ibrahim Faci, qu'Allah lui accorde la bénédiction d'obtenir son doctorat, incha'Allah.

ISHAK

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

A mes très chers frères sœurs

(Djazia, Amina, Mohamed, Othmane, Meriem)

A mes amies

Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.

OMAR

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض +طابق أرضي +سبعة طوابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر المصنفة ذات زلزال عالي (منطقة3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمولة بها في الجزائر.

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (إصدار RPA99 2003)

-القواعد الخرسانة المسلحة (CBA99)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج (ETABS 18.0.0.)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب أساسات.

الكلمات المفتاحية: الدراسة الزلزالية، الخرسانة المسلحة، التسليح، الهياكل.

Résumé :

Ce projet consiste à concevoir et étudier un bâtiment (sous-sol+RDC+07étages) en béton armé, à usage habitation qui sera implanté à wilaya de Alger, classée comme une zone de forte sismicité (zone III).
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par système portique contreventé par des voiles.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistance ont établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA99 Version2003) et le document technique (CBA93).
L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (ETABS 18.0.0.).
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.
Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract :

The purpose of This project is a conception and study of à tour (underground + ground for dealing+07 stories for dwelling), with habitation, for realized in the city of Alger, placed in the area of high-level seismicity (zone III).
The e resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads assured by à system (frame and shear walls).
The measurements and the design of reinforcement of all elements were prepared in accordance with regulatory (RPA99 Version 2003) and technical documents (CBA93).
The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis software (ETABS 18.0.0).
keywords: structure, reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study.

Symboles et notations

E.L.U: Etat limite ultime.

E.L.S: Etat limite service.

SPC : Section partiellement comprimée.

RDC : Rez-de-chaussée.

HA : Aciers à haute adhérence.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

E : Charges accidentelle.

F : Force concentrée.

M : Moment, Masse.

N_{ser}: Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u: Effort normal pondéré aux états limites ultime.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser}: Moment à l'état limite de service

$M_{t\,u}$: Moment en travée à l'état limite ultime.

$M_{t\ ser}$: Moment en travée à l'état limite de service.

$M_{a\,u}$: Moment sur appuis à l'état limite ultime.

$M_{a\,ser}$: Moment sur appuis à l'état limite de service.

T : Effort tranchant, Période.

V_u: Effort tranchant ultime.

W : Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique.

K : Nombre de modes retenues**,** coefficient de raideur du sol.

ρ : poids volumique.

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.

E_{ij}**:** Module d'élasticité instantané.

E_{vj}**:** Module d'élasticité différé.

G : module d'élasticité transversale.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$**:** Contrainte de compression du béton.

$\boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc}}$**:** Contrainte de compression admissible du béton.

$\boldsymbol{\sigma_s}$ **:** Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\boldsymbol{\tau_u}$ **:** Contrainte ultime de cisaillement.

$\boldsymbol{B_r}$**:** Aire d'une section de béton (brute).

υ : Coefficient de poisson.

$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$**:** Contrainte du sol.

$\boldsymbol{\sigma_m}$ **:** Contrainte moyenne.

FeE : Limite d'élasticité de l'acier.

$\boldsymbol{A_s}$ **:** Aire d'une section d'acier.

Ø : Diamètre des armatures.

$\boldsymbol{A_t}$: Section d'armatures transversales.

$\boldsymbol{A_p}$**:** Les armatures de peau.

$\boldsymbol{A_r}$ **:** Les armatures de répartition.

$\mathbf{S_t}$: Espacement.

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

$\boldsymbol{A_{max}}$ **:** Section d'acier maximale.

$\boldsymbol{A_{min}}$ **:** Section d'acier minimale.

$\boldsymbol{A_t}$ **:** Section d'acier transversale.

B : Aire de béton.

$\boldsymbol{B_r}$ **:** Section réduite du béton d'un poteau.

$\boldsymbol{B_t}$ **:** Section de la partie tendue.

$\boldsymbol{L_t}$: Largeur de la section tendue.

I : Moment d'inertie.

$\boldsymbol{I_e}$ **:** Moment d'inertie équivalent.

Sommaire

Introduction générale 1

I .1 Présentation de l'ouvrage 3

I .2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage 3

I .2.1 Dimensions en plan 3

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment 5

I.3 Conception structurelle 5

I.3.1 Planchers 5

I.3.2 Escaliers : 6

I.3.3 L'ascenseur 6

I.3.4 Maçonnerie 6

I.3.5 Revêtement 6

I.4 Classifications des sols 6

I.5 Caractéristiques des matériaux : 7

I.5.1 Béton : 7

I.4.2. Acier 7

I.6 Conclusion 8

II.1 Introduction 8

II.2 Prédimensionnement des planchers 8

II.2.1 Plancher à corps creux 9

II.2.2 Dalle pleine 10

II.2.2.a Critère de résistance 10

II.2.2.b Sécurité contre l'incendie 11

II.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 11

II.3.A Charges permanentes 11

II.3.A.1 Maçonnerie 11

II.3.A.1.1 Murs intérieurs (simple cloison) 11

II.3. A.1.2. Murs extérieurs 12
II.3.A.2 Plancher à corps creux..... 13
II.3.A.2.1 Plancher terrasse inaccessible 13
II.3. A.2.2. Plancher courant..... 14
II.3.B Charges d'exploitation 14
II.4 Prédimensionnement des poutres 14
II.5 Prédimensionnement des poteaux 16
II.5.1 Etapes de pré dimensionnement 17
II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité..... 17
II 5.1.2 La surface reprise par le poteau 17
II.5.1.3 Descente des charges [DTR B.C 2.2. Art 6.3]..... 18
II .5.1.3. a. Charges d'exploitation :..... 18
II.5.2 : Effort normal ultime de résistance..... 19
II .5 .3 : Calcul de longueur de flambement $\boldsymbol{Lf}$ 20
II.5.4 : Calcul de l'effort $\boldsymbol{Nadm}$ 20
II.5.5 : Charges permanentes et $\boldsymbol{Nu}$: 22
II.6. Pré dimensionnement des voiles 23
II.7. Conclusion 24
III.1Introduction..... 24
III.2 L'acrotère..... 24
III.2.1 Introduction..... 24
III.2.2 Évaluation des charges et surcharges 25
III.2.3 Détermination des efforts 25
III.2.4 Calcul de ferraillage 25
III.2.4.1.A. E.L. U..... 26
III.2.5 : Vérification des contraintes normales à L'E.L. S 27
III.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 28

III.2 plancher corps creux 28
III.2.1 La dalle de compression « CBA93 B.6.8.2.3 » 29
III.2.2. Calcul des poutrelles 30
III.2.2.1. Calcul avant coulage 30
III.2.2.1.1 Évaluation des charges et surcharges 30
III.2.2.2. Calcul Après coulage 31
III.2.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges 31
III.2.2.2.2 Sollicitations de calcul 32
III.2.2.2.3 Calcul du ferraillage 39
III.2.2.2.4 Vérifications des contrainte de cisaillement des poutrelles à l'ELU 41
III.3 les escaliers : 43
III.3.1 Dimensionnement 43
III.3.1.1 Prédimensionnement 43
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges 44
III.3.2.a charges permanentes 44
III.3.2.b surcharges d'exploitation 45
III.3.3 Détermination des sollicitations 45
III.3.3.1 Détermination des efforts 46
III.3.4 Ferraillage des escaliers 47
III.3.4.1 Condition non fragilité 47
III.3.5 Armatures des répartitions 47
III.3.6 Vérification de l'espacement 48
III.3.7 Vérification des contraintes normales 48
III.3.8 Vérification de L'effort tranchant 48
III.3.9 Vérification de la flèche 49
III.4.1 Calcul de la poutre palière 50
III.4.2. Prédimensionnement 50

III.4.3 Vérification des prescriptions du solen RPA 99 V 2003 51
III.4.4 Evaluation des charges 51
III.4.5 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU 51
III.4.6 Vérification solen RPA 99 V 2003 52
III.4.7 Vérification de compression dans la bielle de béton 52
III.4.7 Vérification de l'effort tranchant 52
III.4.8 Armatures transversales 52
III.4.9 Vérification au voisinage de l'appui 52
III.4.10 Vérification de la flèche 53
III.5 Les dalles pleines 53
III.5.1 Définition 53
III.5.2 Evaluation des charges 55
III.5.2.1 Charges permanentes 55
III.5.2.2 Charge d'exploitation 55
III.5.3 Calcul des actions 55
III.5.4 Calcul du ferraillage 56
III.5.5 Condition d'espacement 58
III.5.6 : Armature de répartitions 58
III.5.7 : Vérification effort tranchant 58
III.5.8 : Vérification de la flèche 59
IV.1. Introduction 60
IV.2. Critères de classification par RPA99 version 2003 60
IV.2.1. Classification des zones sismiques [Art 3.1] 60
IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance [Art 3.2] 60
IV.2.3. Classification de site [Art 3.3] 60
IV.3. Disposition des voiles 61
IV.4. Choix de la méthode de calcul « RPA99 Version 2003 Article 4.1.2 » 63

IV.5. Modélisation « RPA99 Version 2003 Article 4.3.2.B »..... 63
IV.6. Caractéristiques géométriques de la structure 63
IV.6.1 Centre de masse 63
Xi et **Yi** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repéré global. 64
IV.6.2 Centre de torsion 64
IV.6.3. Calcul centre de masse et de centre rigidité..... 65
IV.6.4. Excentricité théorique et admissible « RPA99 Version 2003 Article 3.5.1.A2 »..... 66
IV.6.5. Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 » :..... 67
IV.6.5.1. Facteur de qualité Q « RPA99V2003 Tableau IV. »..... 69
IV.6.6. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 » 69
IV.6.7. Résultats de l'analyse dynamique : 70
IV.8. Résultats des analyses dynamiques..... 70
IV.8.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 » 70
IV.8.1.1. Comportement modal de la structure 70
IV.8.1.2. Participation massique..... 71
IV.8.2. Analyse statique et dynamique : 72
IV.8.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99V2003 Art4.3.6 »..... 72
IV.8.2.2. Vérification de la stabilité au renversement..... 74
IV.8.2.3. Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »..... 75
IV.8.2.4. Vérification du cisaillement des éléments : 77
IV.8.2.4.1. Poutres « CBA93 Article A.5.1 »..... 77
IV.8.2.4.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »..... 77
IV.8.2.4.3. Les voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »..... 78
IV.8.2.5. Vérification de l'effort normal réduit à la base..... 79
« RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »..... 79
IV.8.2.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ..... 80

IV.9. Conclusion 81
V .1. Introduction 81
V.2.Ferraillage des poutres 81
V.2.1. Introduction 81
V.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS 83
V.2.3 Vérification de la flèche 84
V.2.4 Ferraillage transversal des poutres 86
V.2.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants 87
V.3 Ferraillage des poteaux 88
V.3.1 Armatures longitudinales 88
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements 88
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes de ferraillage 89
V.3.1.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS 91
V.3.2 Armatures transversales 91
V.4 Ferraillage des voiles 93
V.4.1 Ferraillage des voiles pleins. 93
V.4.1.2 Vérification des contraintes normales à l'ELS 94
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ELA 94
V.4.1.4 Calcul des armatures horizontales 94
V.4.1.5 Armatures d'attache 95
V.5.1 Ferraillage des linteaux 95
V.5.1.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau b \leq 0,06 \times fc28}$) 95
V.5.1.1.1 Aciers longitudinaux 96
V.5.1.1.2 Aciers transversaux 96
V.5.2. Ferraillage des linteaux en traction /compression $\boldsymbol{\tau b \geq 0,06 \times fc28}$ 96
VI.1 Introduction 99
VI.2 Connaissance du site et du sol 99

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle 99
VI.3.1 Calcul des semelles isolées 100
VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées 100
VI.3.1.2 Vérification de chevauchement entre les semelles isolée à L'ELS 102
VI.3.1.3 Les Semelles isolées 103
VI.3.1.4. Vérification des contraintes 104
VI.3.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous voiles 106
VI.3.2.1.1. Vérification des contraintes 106
VI.3.2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement 106
VI.3.2.1.3 Ferraillage de semelles filantes sous voiles 107
VI.3.2.2 Dimensionnement des semelles filante sous plusieurs poteaux 109
VI.3.2.2.1. Vérification des contraintes 110
VI.3.2.3 Vérification des semelles filantes sur les deux sens (X ; Y) (croisées) 110
VI.3.2.3.1 Dimensionnement des semelles filantes sur les deux sens (X ; Y) (croisées) .. 110
VI.3.2.3.2 Vérification des stabilités au renversement 111
VI.3.2.3.3 Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux : 111
VI.3.2.4 Ferraillage des semelle filantes 112
VI.3.2.4.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux : 112
V.I.4.Poutre de libage 113
VI.4.1. Dimensionnement de la poutre de libage 113
VI.4.2 Vérification de poinçonnement de la poutre de libage 114
VI.4.3. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 114
VI.4.4 Ferraillage Poutre de libage 115
VI.4.5. Armature calculée en travée et en appuis 116
VI.4.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS 116
VI.4.7 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 116
VI.4.8. Calcul de ferraillage à l'ELU ou l'ACC 117

VI.4.9. Vérification des contraintes normales à l'ELS 118
VI.5 Voile Périphérique 119
VI.5.1 Ferraillage des voiles périphériques 120
Conclusion générale 119

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I. 1: vue en plan. 4
Figure I. 2: Vue en plan de façade. 5

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structurants.

Figure II. 1: Coupe du plancher à corps creux. 9
Figure II. 2: Plan de coffrage des planchers. 10
Figure II. 3: Plan de coffrage des poutres. 16
Figure II.4: Le poteau le plus sollicité. 17
Figure II. 5: Plan de coffrage des poteaux. 23
Figure II. 6: Schéma de voile. 23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire.

Figure III. 1: Schéma statique de l'acrotère. 24
Figure III. 2: Les dimensions de l'acrotère. 25
Figure III. 3: Ferraillage de l'acrotère. 28
Figure III. 4: Disposition des armatures de la table de compression. 29
Figure III.5: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELU. 33
Figure III.6: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU. 33

Figure III.7: diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS. 33
Figure III. 8: diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELU. 34
Figure III. 9: diagramme d'effort tranchant des poutrelles à courant à l'ELU. 35
Figure III. 10: diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELS. 35
Figure III.11: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELU. 36
Figure III. 12: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU 36
Figure III. 13: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS. 37
Figure III. 14: Diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELU. 37
Figure III. 15: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à courant à l'ELU. 38
Figure III. 16: Diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELS. 38
Figure III. 17: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche) ; En appui (à droite). 39
Figure III. 18: Schéma de coffrage de plancher. 42
Figure III. 19: Schéma de ferraillage de poutrelle. 42
Figure III. 20: Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (droite) en travée (gouache). 42
Figure III. 21: Schéma de l'escalier. **Figure III. 22:** schéma statique de l'escalier. 43
Figure III. 23: Schéma statique des efforts du l'escalier à ELU. 46
Figure III. 24: Schéma statique des efforts du l'escalier à ELS. 46
Figure III. 25: Ferraillage d'escalier. 50
Figure III. 26: Dimensionnement de la poutre palière. 50
Figure III. 27: Ferraillage de la poutre palière. 53
Figure III. 28: Les encastrements de la dalle pleine 54
Figure III. 29: Section de calcul. 56
Figure III. 30: Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés 56

Chapitre IV : Etude dynamique.

Figure IV. 1: Les dispositions des voiles proposées. 62
Figure IV. 2: Disposition des voiles. 62
Figure IV. 3: Position du centre de masse et centre de rigidité avant l'ajoute des voiles. 65
Figure IV. 4: Position du centre de masse et centre de rigidité après l'ajoute des voiles. 66
Figure IV. 5: Position du centre de masse et centre de rigidité. **Error! Bookmark not defined.**
Figure IV. 6: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y). 67
Figure IV. 7: Organigramme de classification de système de contreventement. 70

Figure IV.8: Types des voiles a ferraillé..... 93

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

Figure V. 1: Ferraillage des poutres principales..... 87
Figure V. 2: Ferraillage des poutres secondaires..... 88

Figure V. 3: Définition de la zone nodale dans les poteaux. 89
Figure V. 4: La section des poteaux. 89
Figure V. 5: Ferraillage des poteaux. 92
Figure V. 6: Armatures du linteau selon RPA99 97
Figure V.7: Détail de ferraillage des voiles. 99
Figure V. 8: Ferraillage des voiles ouvertures. 99
Figure V. 9: Ferraillage des voiles ouverture 100

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure.

Figures VI. 1: Semelle isolée ..... **Error! Bookmark not defined.**
Figures VI. 2: Les bulles de pression..... **Error! Bookmark not defined.**
Figures VI. 3: Les bulles de pression sous la semelle. ..... **Error! Bookmark not defined.**
Figures VI. 4: Schéma semelle filantes. ..... **Error! Bookmark not defined.**
Figures VI. 5: Schéma présenté les semelles filantes. ..... **Error! Bookmark not defined.**
Figures VI. 6: Dessin de ferraillage des longrines. ..... **Error! Bookmark not defined.**

Figures VI. 1: Schéma du chargement du voile périphérique. 119
Figures VI. 2: Schéma des dimensions du voile périphérique. 121
Figures VI. 4: Disposition de ferraillage du voile périphérique. 123

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I. 1: caractéristique de béton. 7

Tableau I. 2: Caractéristique de l'acier. 7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structurants.

Tableau II. 1: Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison). 11

Tableau II. 2: Charge permanente des murs extérieurs. 12

Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux. 13

Tableau II. 4: Charge permanente du plancher corps creux. 14

Tableau II. 5: Charges d'exploitation du chaque étage de la structure. 14

Tableau II. 6: Pré dimensionnement des poutres. 15
Tableau II. 7: Détermination des charges d'exploitations. 19
Tableau II. 8: calcul de $((Nu)$ 21
Tableau II. 9: Vérification du 1,1Nu≤ $((Nu)$. 22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire.

Tableau III. 1: Evaluation des charges et surcharges. 25
Tableau III. 2: Les données. 26
Tableau III. 3: Armatures verticales et horizontales. 27
Tableau III. 4: Espacement des armatures 27
Tableau III. 5: Vérification des contraintes normales de l'acrotère. 27
Tableau III. 6: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère. 28
Tableau III. 7: les charges de la poutrelle avant coulage. 30
Tableau III. 8: Détermination du nombre étaiements. 31
Tableau III. 9: Action de calcul des poutrelles après coulage. 31
Tableau III. 10: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU et l'ELS. 32
Tableau III. 11: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher courant à l'ELU et l'ELS. 34
Tableau III. 12: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU et l'ELS. 36
Tableau III. 13: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher courant à l'ELU et l'ELS. 37
Tableau III. 14: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse. 38
Tableau III. 15: Récapitulations des efforts internes de plancher courant. 39
Tableau III. 16 : Calcul et vérification des armatures de plancher terrasse. 40
Tableau III. 17: Ferraillage longitudinale des poutrelles. 41
Tableau III. 18: Calcul et vérification des armatures transversales. 41
Tableau III. 19: vérification des contrainte de cisaillement des poutrelles. 41
Tableau III. 20: Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe B ». 41
Tableau III. 21: charges permanentes de la paillasse **« DTR B.C 2.2 ».** 44
Tableau III. 22: charges permanentes du palier de repose de l'escalier 45
Tableau III. 23: Combinaison des charges de l'escaliers. 45
Tableau III. 24: les données. 47

Tableau III. 25: Calcul des sections d'aciers de l'escaliers. 47
Tableau III. 26: Section d'armatures des répartitions. 47
Tableau III. 27: Espacement d'acier de l'escalier. 48
Tableau III. 28: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS. 48
Tableau III. 29: Vérification de la flèche de l'escalier. 49
Tableau III. 30: ferraillage de la poutre palière. 51
Tableau III.31: Vérification de l'effort tranchant. 52
Tableau III.32: Déterminations des armatures transversales. 52
Tableau III. 33: Charge permanentes du plancher terrasse à dalle pleine **« D.T.R.B.C.2.2. »**55
Tableau III. 34: Evaluations des sollicitations. 55
Tableau III. 35: Les données. 57
Tableau III. 36: Calcul des sections de la dalle. 57
Tableau III. 37: Vérification à l'ELS. 58
Tableau III. 38: Condition d'espacement. 58
Tableau III. 39: Armature de répartitions. 58
Tableau III. 40: Vérification de la flèche de la dalle. 59

Chapitre IV : Etude dynamique.

Tableau IV. 1 : Centre de masse et centre rigidité. 65
Tableau IV. 2: Excentricité théorique et admissible. 67
Tableau IV. 3: Détermination du facteur de qualité Q. 69
Tableau IV. 4: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique. 69
Tableau IV. 5: Comportement des trois premiers modes. 71
Tableau IV. 6: Participation massique. 71
Tableau IV. 7: Les valeurs de la force sismique. 73
Tableau IV. 8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 74
Tableau IV. 9: Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 75
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter-étages suivant X. 76
Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter-étages suivant Y. 76
Tableau IV. 12: Vérification du cisaillement des éléments. 77
Tableau IV. 13: Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe X. 78
Tableau IV. 14: Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe Y. 78
Tableau IV. 15: Vérification du cisaillement des voiles. 79
Tableau IV. 16: Vérification du cisaillement des poteaux à la base. 80

Tableau IV. 17: Vérification l'effet de P-Δ. 81

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

Tableau V. 1 : La section calculée et choisie d'armatures des poutres. 82
Tableau V. 2: La section choisie d'armatures des poutres (Cas ordinaire). 83
Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 83
Tableau V. 4: Vérification de section d'armatures. 84
Tableau V.5: Vérification de flèche des poutres. 85
Tableau V.6: La section d'armatures transversales. 86
Tableau V.7: la section d'armatures transversales. 87
Tableau V.8: La section d'armatures des poteaux. 90
Tableau V.9: Vérification des contraintes à l'ELS. 91
Tableau V. 10: La section d'armatures transversales des poteaux. 92
Tableau V.11: La section d'armatures verticales des voiles. 93
Tableau V.12: la section choisie d'armatures verticales des voiles. 94
Tableau V.13: Vérification des contraintes normales des voiles à l'ELS. 94
Tableau V.14: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 94
Tableau V. 15: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles. 95
Tableau V. 16: Choix de la méthode de calcul. 97
Tableau V. 17: La section d'armatures des linteaux. 98

Chapitre VI : calcul de l'infrastructure.

Tableau VI. 1: Vérification de chevauchement des semelles isolées. 101
Tableau VI. 2: Vérification de chevauchement des semelles isolées. 102
Tableau VI. 4: Vérification des contraintes des semelles isolées. 104
Tableau VI. 5: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles. 106
Tableau VI. 6: Vérification des contraintes des semelles. 106
Tableau VI. 7: Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles. 107
Tableau VI. 8: Choix de méthode de calcul. 107
Tableau VI. 9: Ferraillage des semelles filantes. 108
Tableau VI. 10: Armatures de répartition des semelle filantes. 108
Tableau VI. 11: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS « sous porteur (X.Y). 109

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes des semelles. 110
Tableau VI. 13: Vérification des contraintes des semelles. 110
Tableau VI. 14: Vérification de renversement des semelles. 111
Tableau VI. 15: Vérification de poinçonnement des semelles. 111
Tableau VI. 16: Ferraillage principales des semelles. 112
Tableau VI. 17: Armatures des semelle filantes 112
Tableau VI. 18: Armatures de répartition des semelle filantes 113
Tableau VI. 19: Dimensionnement poutre de libage. 114
Tableau VI. 20: Vérification de poinçonnement. 114
Tableau VI. 21: Vérification de cisaillement des poutres de libage. 115
Tableau VI. 22: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage. 115
Tableau VI. 23: Ferraillage longitudinal des poutres de libage. 116
Tableau VI. 24: Vérification des contraintes à l'ELS. 116
Tableau VI. 25: Vérification de cisaillement des poutres de libage. 116
Tableau VI. 26: Vérification préliminaire de la flèche. 117
Tableau VI. 27: Ferraillage des longrines. 118
Tableau VI. 28: Vérification des contraintes normales des longrines. 118

Tableau VI. 1: Les moments pour le panneau du voile périphérique. 121
Tableau VI. 2: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU. 122
Tableau VI. 3 : Calcul des ferraillages du voile périphérique. 122
Tableau VI. 4 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS. 122

Introduction générale

Introduction générale

Le souci majeur d'un concepteur en génie civil est de concevoir et d réaliser un édifice qui est capable de résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts de la construction ont mis en évidence des règles et des normes pour réglementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usages.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture. Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les concepteurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement « aux contraintes admissibles ». il constitue Un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications Dont les plus importantes ont eu lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'EL Asnam en 1980 et de Boumerdès en 2003, ont contraint les professionnels de génie parasismique à revoir et à modifier ainsi le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées.

Ce règlement est venu pour compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en Béton armé) basé aussi sur la théorie des états limité.

Donc l'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le projet qu'on va entamer consiste en l'étude d'un bâtiment en sous-sol +RDC+07 étages à usage d'habitation. Il est situé à la wilaya de Alger classée en zone de sismicité forte (III) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99V2003).

Ce projet présente des particularités, notamment une irrégularité en plan et en élévation, contreventé par des voiles porteurs en béton armé. L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003), il sera organisé en six chapitres dont Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments

qui le constituent, le choix des matériaux à utiliser ainsi que la déclaration des différentes hypothèses de calcul. Dans le deuxième chapitre, on va établir le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier). Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. Cette étude sera faite par une analyse sur le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Le calcul de ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du cinquième chapitre de notre étude, où nous allons nous baser Logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

Enfin nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.

Présentation de l'ouvrage

I .1 Présentation de l'ouvrage

L'objectif de travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude est le calcul et la conception d'un ouvrage en béton armé (sous-sol +RDC+07 étage) à usage d'habitation Il s'agit d'un bâtiment de forme irrégulière, nous devons donc étudier ce bâtiment en fonction de la définition d'une présentation de l'ouvrage.

Ce bâtiment est situé dans l'état d'Alger au quartier Bab Al-Zouar, C'est un site classé la zone (III) par le règlement parasismique algérienne 99 versions 2003.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement de béton armé « **CBA93** ».
- Le règlement « charge permanentes et charges d'exploitation **DTR** ».
- Règlement parasismique « **RPA 99 version 2003** ».

I .2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

I .2.1 Dimensions en plan

- La longueur totale du bâtiment en plan L = 22,90 m.
- La largeur totale du bâtiment en plan L = 20,95 m.

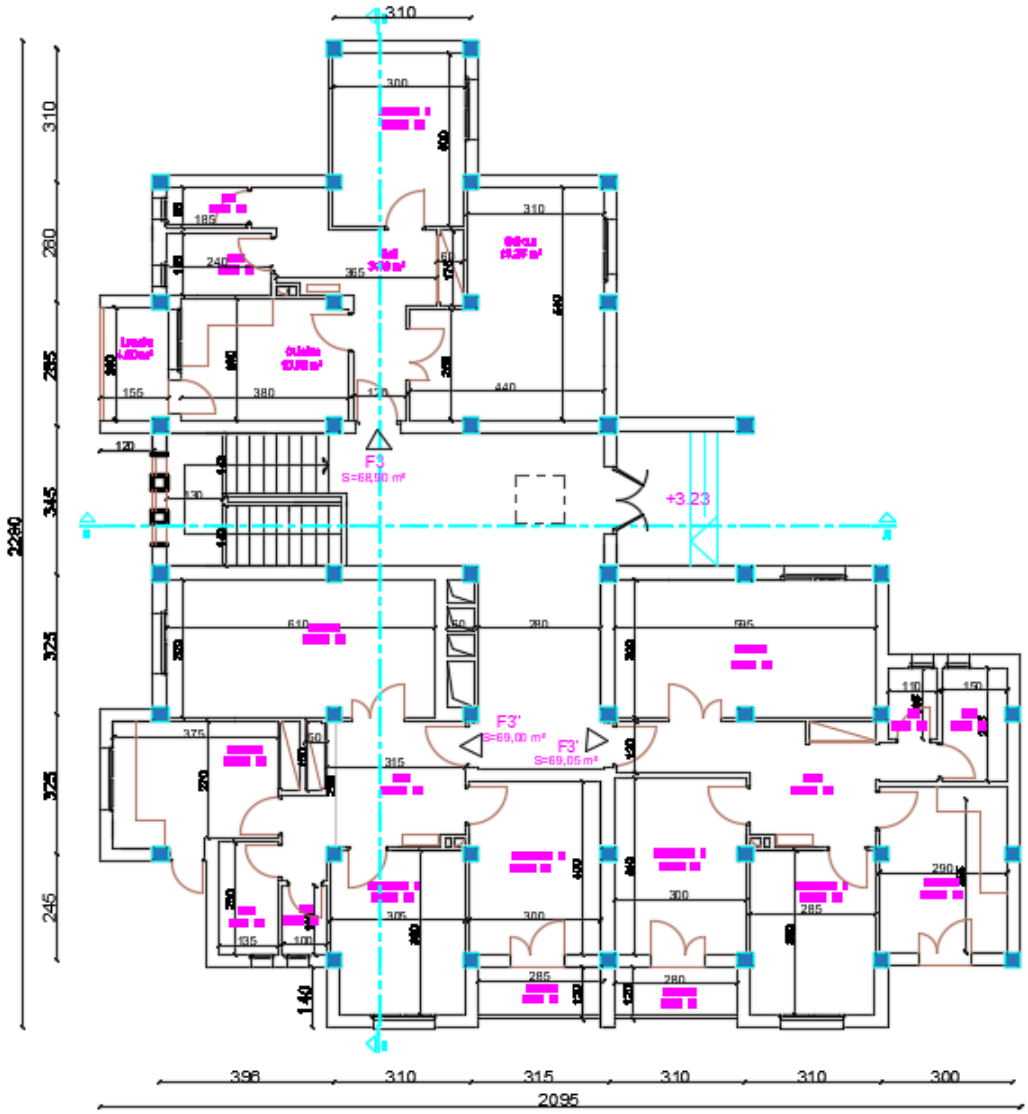


Figure I. 1: vue en plan.

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment

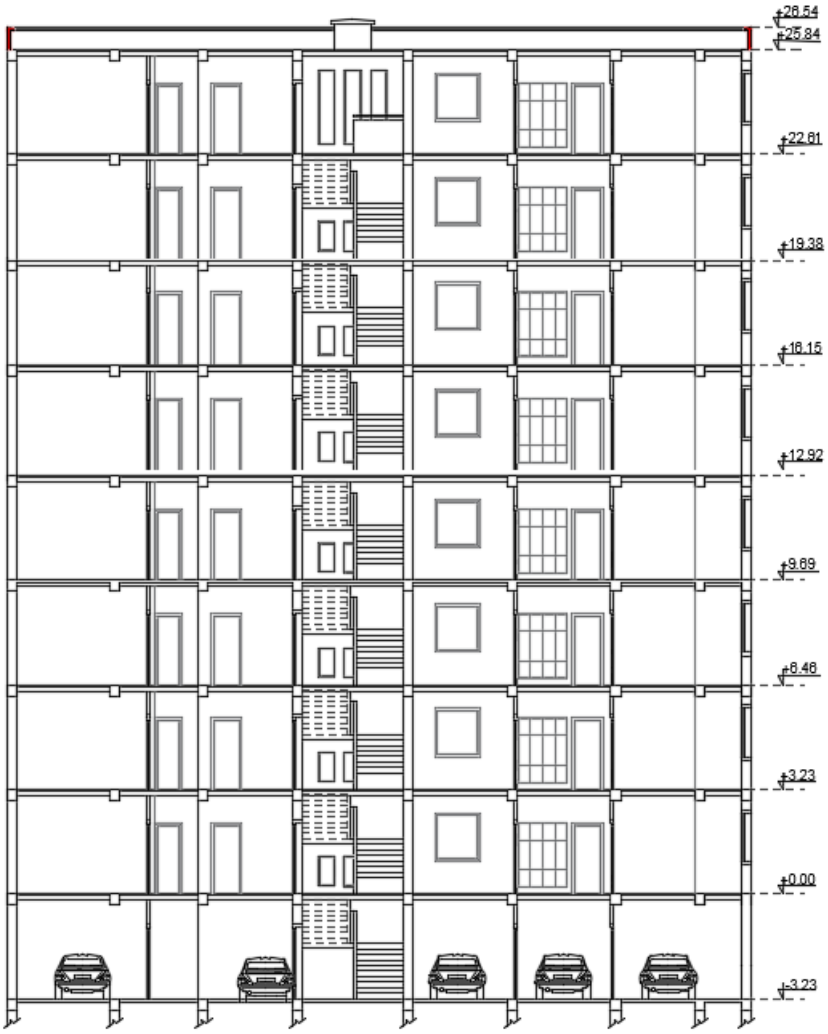


Figure I. 2: Vue en plan de façade.

- Hauteur des étages courants : h = 3,23 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée :h = 3,23 m.
- Hauteur du sous-sol : h = 3,23 m.
- Hauteur totale de bâtiment :h_t= 25,84 m et 0,70 m de l'acrotère.

I.3 Conception structurelle

I.3.1 Planchers

Dans notre projet il y a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.3.2 Escaliers :

Sont des éléments secondaires dans la structure servant à faciliter le déplacement vertical entre les étages.

Notre structure comporte un type d'escaliers :

- Type escaliers deux volées.

I.3.3 L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

I.3.4 Maçonnerie

- **Les Murs extérieurs :** sont réalisés en double proies en brique creuses de (10 ;10 cm) séparées par un vide de 10 cm, Total 30 cm.
- **Les Murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5 Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- ✓ Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eaux.
- ✓ Enduit de ciment pour les murs intérieurs.
- ✓ Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieurs.

I.4 Classifications des sols

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts transmis par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été adoptées conformément au rapport sol.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux régales techniques de conception et de calcul dès l'ouvrages en béton armé (CBA.93).

I.5.1 Béton :

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton est :

- Ciment (classe 45) ……350Kg
- Sable (0 /5) ……400L
- Gravier (15/25) ……800L
- Eau ……175L

Tableau I. 1: caractéristique de béton.

		Valeur
Masse volumique « ρ »		25 KN/m^3
Résistance à la compression a 28 jours égale minimale		25 MPa
Résistance a la traction « fc28 »		2.1MPa
Module d'élasticité « E »	**Instantanée**	32164.2 MPa
	Différée	10818.86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	**Sollicitations**	0
	Déformations	0.2

I.4.2. Acier

Tableau I. 2: Caractéristique de l'acier.

	Valeur
Masse volumique « ρ »	78.5 KN/m^3
Limite d'élasticité « f_e »	400 MPa
Module d'élasticité « E »	200000 MPa

I.6 Conclusion

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

$f_{c28} = 25\ MPa$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0.06 * fc_{28} = 2{,}1\ MPa$

$E_{I28} = 32164{,}2\ MPa$

$E_{V28} = 3700(fc_{28})^{1/3} = 10818{,}86 MPa$

$\sigma bc = 14{,}2 MPa$ Situation durable.

$\sigma bc = 18{,}5 MPa$ Situation accidentelle.

$\tau_u = 3{,}33\ MPa$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = 2{,}5\ MPa$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

σ_{bc} = 15 MPa à (l'ELS)

FeE400, Fe = 400 MPa pour les armatures longitudinales.

FeE235, Fe = 235 MPa pour les armatures transversales.

TLE520, Fe = 520 MPa pour les treillis soudé

$\sigma_s = 201{,}63\ MPa$ Fissuration préjudiciable pour les HA.

$\sigma_s = 164{,}97\ MPa$ Fissuration très préjudiciable pour les HA.

Chapitre II :

Prédimensionnement Des éléments structuraux

II.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutre, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Ce dernier représente une étape régie par des lois empiriques, ainsi le point de départ est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de planchers poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations .
- Sollicitations horizontales : sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites est conforme aux règles :

(B.A.E.L.91) ainsi que le règlement parasismique algérien **(RPA 99 version 2003)**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

II.2 Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales comme diaphragme limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisées :

- Plancher à corps creux (hourdis nervures)
- Dalle pleine

Ils ont pour fonction :

. La séparation des différents niveaux

. De reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

. D'assures l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

. La sécurité contre l'incendie.

II.2.1 Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). **(CBA 93 ART B.6.8.4.2.4)**

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

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

$$(h_t = d + e\ ) \quad \textbf{(CBA 93 ART B.6.8.4.2.4)}$$

Avec:

- L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis
- d : hauteur du corps creux.
- e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc On a : L_{max}= 310 cm

$$\frac{310}{25} \leq h_t \leq \frac{310}{20}$$

$$12{,}4 \leq\ h_t \leq 15{,}5$$

On adopte : h_t = 20 cm

$$h_t = (\mathrm{d} + \mathrm{e}) \leftrightarrow h_t = (16 + 4)\ avec : d = 16\ cm\ et\ e = 4cm$$

Avec

d: l'épaisseur du corp creux .

e :l'épaisseur de la dalle de compression .

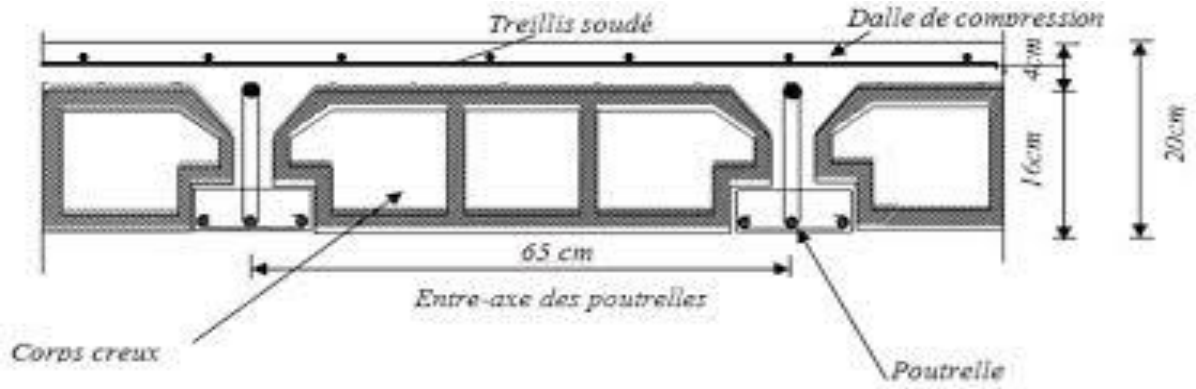


Figure II. 1: Coupe du plancher à corps creux.

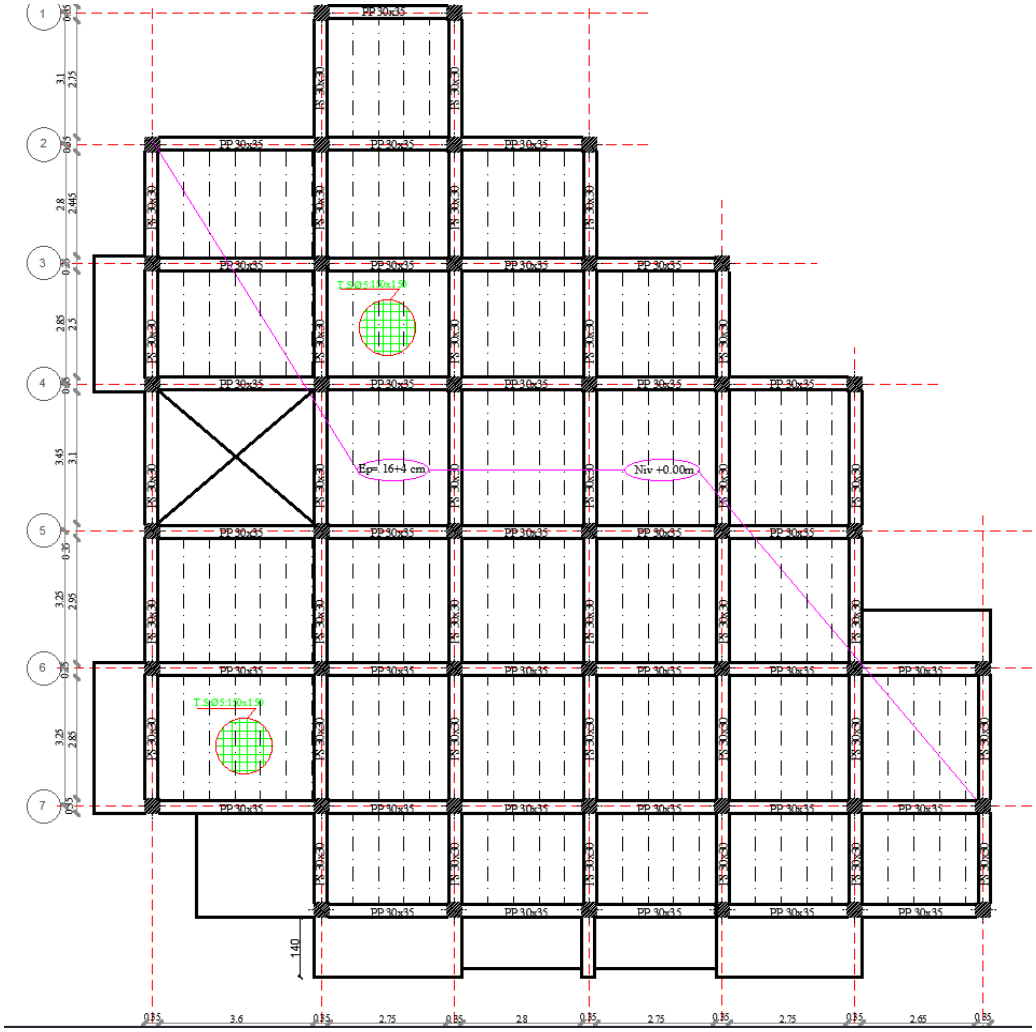


Figure II. 2: Plan de coffrage des planchers.

II.2.2 Dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.2.a Critère de résistance

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq e_p \leq \frac{L}{40}$$

Avec :

- e_p : épaisseur de la dalle.
- Lx : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

- Pour le cas de notre structure, on a : Lx = 325 cm

$$\frac{325}{45} \leq e_p \leq \frac{325}{40} \rightarrow 7{,}22\ cm \leq e_p \leq 8{,}125\ cm$$

II.2.2.b Sécurité contre l'incendie

$e_p \geq 13$ cm : peut assurer une isolation phonique.

$e_p \geq 11$ cm : peut assurer un coupe -feu de deux heures.

Condition d'isolation acoustique **:** e_p =15 cm.

Conclusion

Après avoir vérifié toutes ces conditions on adapte une hauteur de (16+4) cm pour le plancher corps creux et une épaisseur de 15 cm pour les dalles pleines.

II.3 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

II.3.A Charges permanentes (DTR B.C 2.2)

II.3.A.1 Maçonnerie

II.3.A.1.1 Murs intérieurs (simple cloison)

Brique simple de 10cm d'épaisseur

Tableau II. 1: Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.1	/	0.9
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Total				**1.62**

II.3. A.1.2. Murs extérieurs

Ce sont des murs à double cloison qui séparent l'extérieur de l'intérieur.

Tableau II. 2: Charge permanente des murs extérieurs.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Enduit de ciment**	0.02	18	0.36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
3	**L'âme d'air**	0.10	-	-
4	**Brique creuse**	0.10	9	0.90
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
Total				**2.52**

II.3.A.2 Plancher à corps creux

II.3.A.2.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Gravillon roulé**	0.05	20	1
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Papier kraft**	-	-	0.05
4	**Forme de pente**	0.125	2.2	2.64
5	**Film polyane**	-	-	0.01
6	**Plaque de liège**	0.04	4	0.16
7	**Pare vapeur**	0.01	6	0.06
8	**Plancher (16+4)**	0.16+0.04	-	2.80
9	**Enduit de ciment**	0.02	18	0.36
Total				**7.2**

II.3. A.2.2. Plancher courant

Tableau II. 4: Charge permanente du plancher corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.4
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.4
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Plancher (16+4)**	0.16+0.04	-	2.8
5	**Enduit de ciment**	0.02	18	1.62
6	**Maçonnerie en brique creux**	0.1	-	1.62
TOTAL				**6.12**

II.3.B Charges d'exploitation

Tableau II. 5: Charges d'exploitation du chaque étage de la structure.

Usage	Q (KN/m²)
Inaccessible	**1**
Habitation	**1,5**
Escalier	**2,5**
Balcon	**3,5**
Dalle plaine	**2,5**

II.4 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux. Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles en vigueur

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10} \qquad \textbf{(CBA 93, Art 7.5.1)}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- b : largeur de la base la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.
- Lmax : la plus grande portée mesurée entre axe des appuis.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement : RPA Version 2003 en zone (III) sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $Condition\ de\ rigidité\ (\frac{h}{Lmax} \geq \frac{1}{16})$

Tableau II. 6: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions De Resistance	Lmax = 360 cm $\rightarrow 24 \leq h \leq 36$ On adopte : h=35 cm $\rightarrow 10{,}5 \leq b \leq 24{,}5$ On adopte : b=30 cm	Lmax = 310cm $\rightarrow 20.66 \leq h \leq 31$ On adopte : h=30 cm $\rightarrow 9 \leq b \leq 21$ On adopte : b=30 cm
Vérification Selon le RPA 99	h=35cm h≥30 cm b=30cm b≥ $20cm$ $\frac{h}{b}$=1,16 ≤ 4 (Conditions verifiers)	h=30cm h≥30 cm b=30cm b≥ $20cm$ $\frac{h}{b}$=1 ≤ 4 (Conditions verifiers)
Condition De rigidité $(\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16})$	$\frac{h}{l} = 0.0972 \geq 0.0625$ (Condition verifies)	$\frac{h}{l} = 0.0967 \geq 0.0625$ (Condition verifier)
Conclusion	**h=35cm; b=30cm**	**h=30cm; b=30cm**

- ✓ Pour les poutres principales, on adopte la section : (b× h)= 30× $35cm^2$.
- ✓ Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b× h)= 30× $30cm^2$.
- ✓

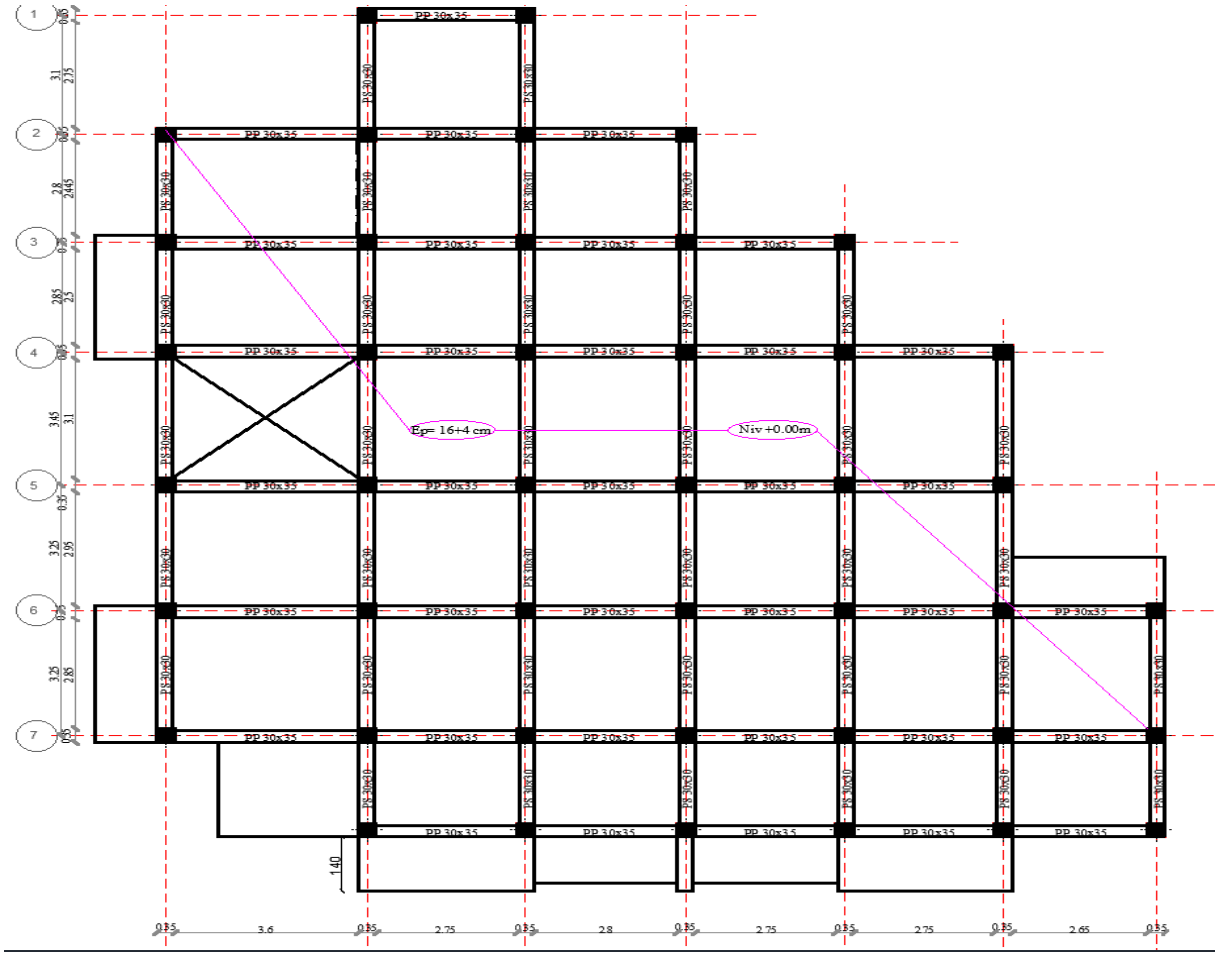


Figure II. 3: Plan de coffrage des poutres.

II.5 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limité ultime **(Nu = 1.35G + 1.5Q),** cette charge peut être majorée de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : **(Nu = 1.1Nu)**.

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

II.5.1 Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité ;
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux

Conditions du RPA99 version 2003[Art 7.4.1]

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés)

$$\begin{cases} Min\,(b1, h1) \geq 25\ cm \\ Min\,(b1, h1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ \dfrac{1}{4} < \dfrac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité

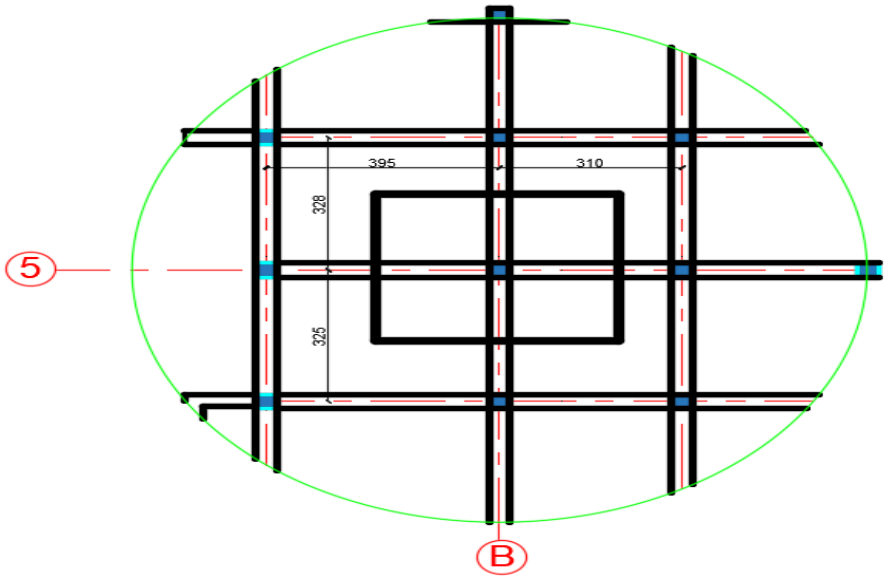


Figure II.4: Le poteau le plus sollicité.

II 5.1.2 La surface reprise par le poteau

- La surface du plancher supporter par le poteau :

S_t= (1.80+1.375+0.35)× $(1.55 + 1.45 + 0.35)$

$$S_t = 11.875\ m^2$$

- La surface complète S_p :

$$S_p = (1{,}80 + 1{,}37) \times (1{,}55 + 1{,}45) = 9{,}524 \text{ m}^2$$

$$S_p = 9.524\ m^2$$

II.5.1.3 Descente des charges [DTR B.C 2.2. Art 6.3]

II .5.1.3. a. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

- 7^{eme} : Q_0
- 6^{eme} : $Q_0 + Q_1$
- 5^{eme} : $Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$
- 4^{eme} : $Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 3^{eme} : $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 2^{eme} : $Q_0 + 0.80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- 1^{eme} : $Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- RDC : $Q_0 + 0.714 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- S-S: $Q_0 + 0.6875 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

$$Q = S_{totale} . Q_i$$

Avec

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est '0') .
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1 , Q_2 , ……, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2n}$ à partir du huitième étage.

Tableau II. 7: Détermination des charges d'exploitations.

	q (KN/m^2)	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
7^{eme} Étage	1	Q_0	11,875	/	11,875
6^{eme} Étage	1,5	Q_1	17,814	1	29,69
5^{eme} Étage	1,5	Q_2	17,814	0,95	45,72
4^{eme} Étage	1,5	Q_3	17,814	0,9	59,97
3^{eme} Étage	1,5	Q_4	17,814	0,85	72,44
2^{eme} Étage	1,5	Q_5	17,814	0,8	83,13
1^{ere} Étage	1,5	Q_6	17,814	0,75	92,04
RDC	1,5	Q_7	17,814	0,714	100,409
Sous-sol	**2,5**	$\boldsymbol{Q_8}$	**59,379**	**0,6875**	**138,887**

II.5.2 : Effort normal ultime de résistance

On doit effectuer la vérification suivante : $N_u \leq N_{adm}$

$N_u \leq (\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}).\alpha$ **Selon le CBA93 [Art B.8.4.1]**

- A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul →A=B/1000.
- Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. « Br = (b-2cm) ×(h-2cm) ».
- γ_b =1,5 et γ_s=1,15 coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28}= 25MPA et Fe = 400 MPA résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0.2(\lambda/35)^2} \quad \text{Pour} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6.(50/\lambda)^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$\lambda = L_f/i$ et i=b/$\sqrt{12}$ $pour\ la\ section\ rectangulaire$.

Où : i= Rayon de giration.

$\lambda : L'élancement géométrique$

L_f : $Longueur\ de\ flambement$

$Effort\ normal\ de\ résistance$: N_u= 1,35G + 1,5Q

$$N_u = N_u + 10\%N_u = 1{,}1N_u$$

II .5 .3 : Calcul de longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement L_f comme suit :

- ✓ 0,7xL_0 : si le poteau est à ses extrémités
- ✓ Soit encastré dans un massif de fondation
- ✓ Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part
- ✓ L_0 : dans les autres cas.
- ✓ $Dans\ ce\ projet\ on\ a$: $L_f = 0{,}7 * L_0$.

II.5.4 : Calcul de l'effort N_{adm}

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Tableau II. 8: calcul de $(\overline{(Nu)}$.

	Dimension (Cm²)	**Br (mm²)**	L_f **(mm)**	λ	α	**A (mm)**	$\overline{Nu}$ **(KN)**
Le 7^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
Le 6^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
Le 5^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
Le 4^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
Le 3^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
Le 2^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
Le 1^{eme} étage	30x30	78400	2261	26,108	0,760	900	1134,44
RDC	35x35	108900	2261	26,108	0,760	1225	1616,531
Sous-sol	35x35	108900	2261	26,108	0,760	1225	1616,531

- ✓ Une section de (30x30) cm² pour le $1^{ére}$ jusqu'a $le7^{eme}$ $étage$.
- ✓ Une section de (35x35) cm² pour le RDC et Sous-sol.

II.5.5 : Charges permanentes et N_u :

$$N_u \leq (\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}).\alpha$$

Tableau II. 9: Vérification du 1,1N_u≤ ($\overline{(Nu)}$).

	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	N_u (KN)	$1,1N_u$ (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	$1{,}1N_u \leq \overline{Nu}$ (KN)
Le 7^{eme} étage	93,018	93,018	11,875	143,39	157,73	1134,44	**Condition vérifiée**
Le 6^{eme} étage	82,732	175,752	29,689	281,80	309,98	1134,44	**Condition vérifiée**
Le 5^{eme} étage	82,732	258,485	45,722	417,54	459,29	1134,44	**Condition vérifiée**
Le 4^{eme} étage	82,732	341,217	59,973	550,60	605,66	1134,44	**Condition vérifiée**
Le 3^{eme} étage	82,732	423,950	72,442	681,00	749,10	1134,44	**Condition vérifiée**
Le 2^{eme} étage	82,732	506,950	83,130	808,72	889,59	1134,44	**Condition vérifiée**
Le 1^{eme} étage	82,732	583,416	92,037	933,77	1027,14	1134,44	**Condition vérifiée**
RDC	82,732	672,149	100,409	1058,015	1163,817	1616,531	**Condition vérifiée**
Sous-sol	82,732	754,882	138,887	1227,421	1350,163	1616,531	**Condition vérifiée**

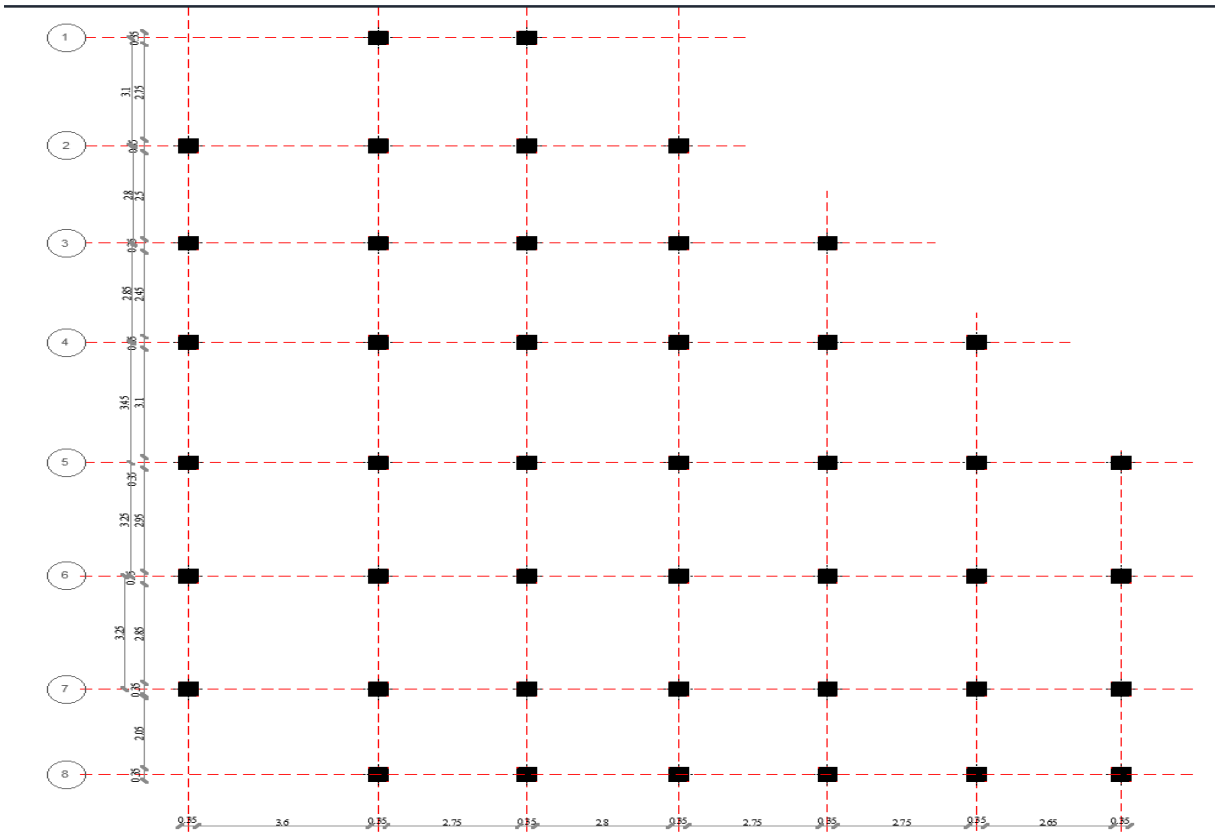


Figure II. 5: Plan de coffrage des poteaux.

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On appelle voile lorsque la condition suivante est satisfaisante L $> 4a$.

Pour le prédimensionnement de cet élément le RPA99 version 2003, on exige l'épaisseur minimale exigée est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

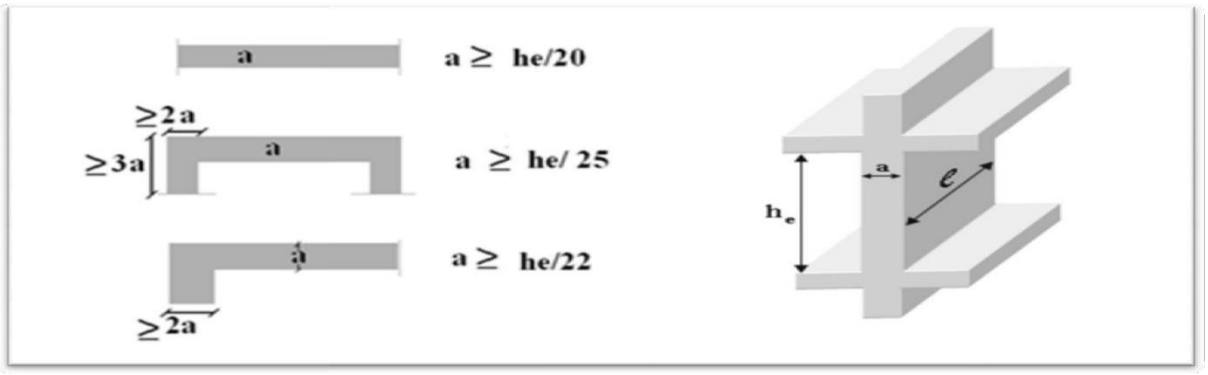


Figure II. 6: Schéma de voile.

- **Les Voiles contreventement :**

Pour tous les étages : $h_e = 3{,}23\ m$.

$a \geq Max\{15\ cm ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\}$

$a \geq Max\{15\ cm ; 12{,}92\ cm ; 16{,}15\ cm ; 16{,}15\ cm\} = 17\ cm$

On adopte : a = 17 cm.

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclut que le prédimensionnement des éléments résistants est :

- ✓ Le plancher : (16 + 4) cm.
- ✓ Les poutres principales et les poutres secondaires : (30 x30) cm.
- ✓ Les poteux :

  (30x30) pour le $1^{ére}$ jusqu'a $le 7^{eme}\ étage$.

  (35x35) pour le RDC et Sous-sol.
- ✓ Les voiles : 17 cm.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux) sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Comme ils doivent répondre aux disposions constructives du règlement parasismique.

Dans le pèsent chapitres : on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les dalles plaines.

III.2 L'acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

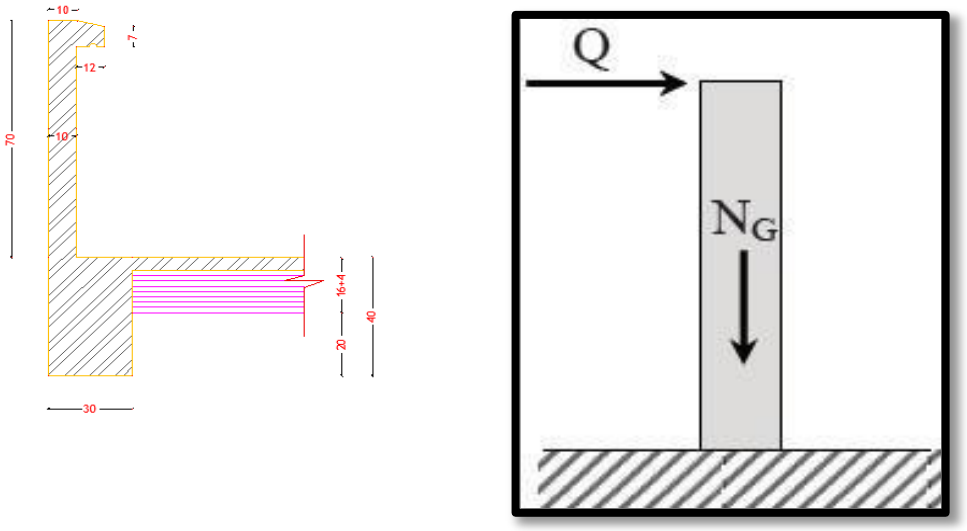


Figure III. 1: Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2 Évaluation des charges et surcharges

Tableau III. 1: Evaluation des charges et surcharges.

Poids propre G (KN)
[(0.70×0.12) + (0.20×0.07) + ((0.20× 0.03)] × 25 = 1.3 KN
Surcharge d'exploitation Q (KN)
Q= 1 KN

III.2.3 Détermination des efforts

- ✓ **L'E.L. U**

L'effort normal : N_U = 1.35.G = 1.35×1.3 = 1.755 KN

Moment d'encastrement : M_U = 1.5.Q.h = 1.5×1× 0.70 = 1.05 KN

L'effort tranchant : T_U = 1.5.Q = 1.5× 1 = 1.5 KN

- ✓ **L'E.L. S**

L'effort normal : N_{ser} = G = 1.3 KN

Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h = 1×0.70 = 0.70 KN

L'effort tranchant : T_{ser} = Q = 1 KN

III.2.4 Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100 x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable.

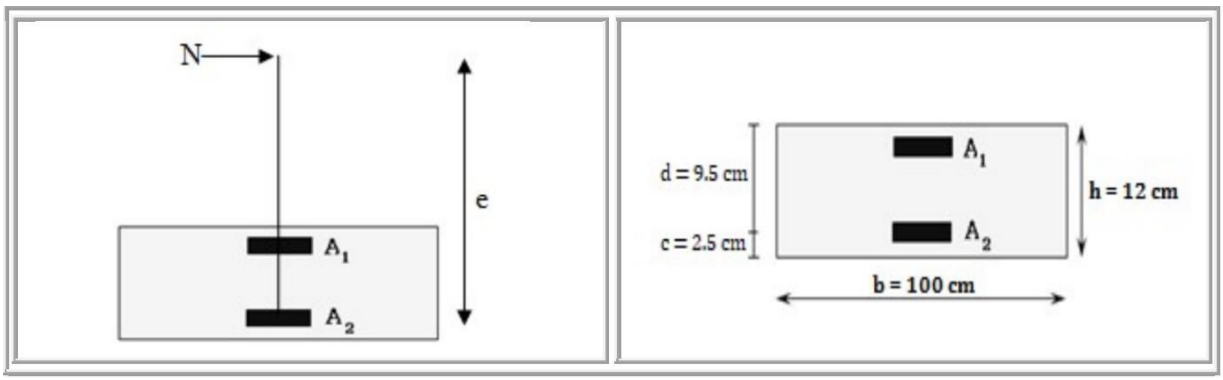


Figure III. 2: Les dimensions de l'acrotère.

Tableau III. 2: Les données.

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	Cm	$\boldsymbol{F_{c28}}$	25	MPa
h	12	Cm	$\boldsymbol{F_e}$	400	MPa
$\boldsymbol{C_1}$	2.5	Cm	**Sollicitations**		
$\boldsymbol{C_2}$	2.5	Cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			$\boldsymbol{N_u}$	1.755	KN
Notations	**Valeurs**	**Unités**	$\boldsymbol{M_u}$	1.05	KN.m
$\boldsymbol{L_0}$	0.70	m	$\boldsymbol{N_{ser}}$	1.3	KN
$\boldsymbol{L_f}$	1.40	m	$\boldsymbol{M_{ser}}$	0.70	KN.m

III.2.4.1.A. E.L. U

- Calcul de l'excentricité

A l'attention de :

$$e_0 = \frac{M_u}{N} = \frac{1.05\times10^6}{1.755\times10^3} = 59.8 \text{ cm}$$

$$e_0 = 59.8 > \frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2.5 = 3.5 \text{ cm}$$

- ✓ Donc : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment par les armatures.
- ✓ Alors : Une section partiellement comprimée.

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues .

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - C_2\right) \qquad e = 63.3 \text{ cm}$$

$$M_1 = N \times e \qquad M_1 = 1.110\ KN.m$$

- Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple

Tableau III. 3: Armatures verticales et horizontales.

	Armatures verticales		**Armatures horizontales**	
	A_{s1} **(Cm² / ml)**	A_{s2} **(Cm² / ml)**	$A_{rép1}$ **(Cm²/ 0.7)**	$A_{rép2}$ **(Cm²/ 0.7)**
Calculée	0.20	0.00	0.5025	0.502
Choisie	4HA8=2.01cm²	4HA8=2.01cm²	4HA6=1.13cm²	4HA6=1.13cm²

- Condition de non fragilité

A_{min}= 1 cm² ≥ A = 0.20 cm²

Tableau III. 4: Espacement des armatures.

	Armatures verticales	**Armatures horizontales**
S_t **Choisie**	15	15
$\overline{S_t}$	Min {3h ; 33cm} = 33cm	Min {4h ; 45cm} = 33cm
$S_t < \overline{S_t}$	**CV**	**CV**

III.2.5 : Vérification des contraintes normales à L'E.L. S

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III. 5: Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

σ_b **(MPa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s **(MPa)**	$\overline{\sigma_s}$ **(MPa)**	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
0,42	15	Condition vérifiée	10,70	201,63	**Condition vérifiée**

III.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III. 6: Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}$
1,3	0,013	2,5	**Condition vérifiée**

Donc le béton seul l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

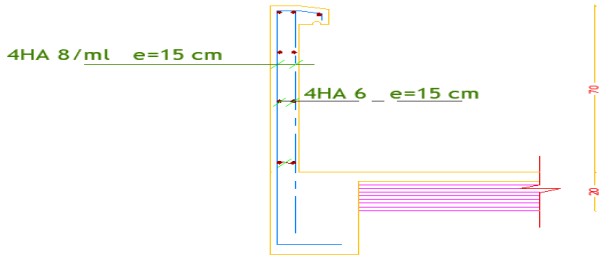


Figure III. 3: Ferraillage de l'acrotère.

III.2 plancher corps creux

Généralement le plancher est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieur en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.

- Les poutrelles.

III.2.1 La dalle de compression « CBA93 B.6.8.2.3 »

Sera à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limite le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle. On prévoit un ferraillage en quadrillage.

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures aux plus égale à 20 cm.
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux plus égale à 33 cm.
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante :

$$A_t \geq 0{,}02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}\ si\ : 50\ cm\ \leq L \leq 80\ cm$$

Avec :

- L : espacement entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- f_e : Nuance de l'acier FeE520 ($f_e = 520$) , le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20 cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: L = 65 cm ↔ $A_t \geq 0{,}02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = 0{,}5$.

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0{,}25\,\frac{cm^2}{ml}.$$

On choisira : les armatures de $5\theta5$ avecun espacement de 20 cm.

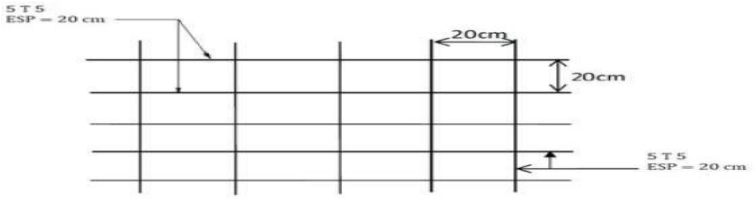


Figure III. 4: Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont soumises aux charges (G, Q) la surface revenant à chaque poutrelle est S = 60 x L, on dispose les poutrelles dans les sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. Calcul avant coulage

Dans cette partie et du moment que le béton n'est pas encore coulé, il n'y aura pas de calcul de résistance ni de ferraillage. Le calcul portera uniquement à l'Etat limite de service de déformation afin de pouvoir déterminer le nombre des Etais qui doivent supporter la poutrelle, avant et après le coulage.

Pour cela on pondra la section totale de la poutrelle après coulage du béton.

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1KN ou (0,5 x L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.2.2.1.1 Évaluation des charges et surcharges

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section 12x4 cm² :

Tableau III. 7: les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	**Q (KN)**	**G (KN/ml)**	
3,10	1,55	**Poids de poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0,12 x 0,04x25 = 0,12	0,65 x1 = 0,65
		0,77	

Calcul des étaiements : $f < \bar{f}$ (**Formulaire RDM**)

$$f = \frac{5 * GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$\bar{f} = \frac{L\,(cm)}{500} \text{ Si L} \leq 5 \text{ cm} \rightarrow \bar{f} = \frac{310}{500} = 0{,}62 = 6{,}2\ mm$$

$$f = \frac{5 * GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0{,}77 * 3100^4}{384 * 10818{,}86 * 6{,}5 * 10^5} + \frac{1{,}55 * 3100^3}{48\ * 10818{,}86 * 6{,}5 * 10^5}$$

Tableau III. 8: Détermination du nombre étaiements.

N° des étaiements	**Longueur de travée (mm)**	**G (KN)**	**Q (KN)**	**f (mm)**	**$\bar{f}$ (mm)**	$f < \bar{f}$
0	3100	0,77	1,55	131,80	6,20	**CNV**
1	1550	0,77	1	8,24	3,10	**CNV**
2	775	0,77	1	0,51	1,55	**CV**

Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **0,77 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2. Calcul Après coulage

Dans cette étapes, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 6 types des poutres continues sont à envisage :

- Type 1 : 5 travées (travée de 3,25m ;3,25m ;3,45m ;2.85m ;2,80 m).
- Type 2 :7 travées (travée de 2,45 m ; 3,25 m ; 3,25 m ; 3,45 m ; 2.85 m ; 2,80 m ; 3,10 m).
- Type 3 : 6 travées (travée de 2,45m ;3,25m ;3,25m ;3,45 m ;2.85 m ;2,80 m).
- Type 4 : 4 travées (travée de 2,45 m ; 3,25 m ; 3,25 m ; 3,45 m).
- Type 5 : 3 travées (travée de 2,45 m ; 3,25 m ; 3,25 m).
- Type 6 : 2 travées (travée de 2,45 m ; 3,25 m).

III.2.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau III. 9: Action de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	**G (KN / m)**	**Q (KN / m)**	**q_u (KN / m)**	**q_{ser} (KN / m)**
Terrasse	7,2 x 0,65 = 4,68	1x0,65 = 0,65	7,29	5,33
Plancher courant	6,12x0,65 = 3,978	1,5x0,65 = 0,975	6,832	4,953

III.2.2.2.2 Sollicitations de calcul

Après avoir calculé tous les type des poutrelles, nous avons choisi deux type des poutrelles, qui sont les suivants :

- ❖ Type 2 : poutrelle à 7 travées :

- **La méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire : V

- Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées
  Q = 1,5 KN / m² ≤ {2G ;5 KN / m²} = 9,36 KN / m² (**CV).**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25
  $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25 \rightarrow 0{,}8 \leq \frac{2{,}45}{3{,}25} \leq 1.25$ **(CNV).**
- La fissuration est non préjudiciable ça veut dire peu nuisible **(CV).**

Donc : la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appeler méthode Caquot.

- **Exposé de la méthode Caquot :**

Tableau III. 10: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU et l'ELS.

	ELU					ELS		
Les travées	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**	T_w **(KN)**	T_e **(KN)**	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**
2,45	2,182	1,094	5,483	7,139	-10,721	1,601	0,803	4,023
3,25	3,985	5,483	5,798	11,749	-11,943	2,914	4,023	4,254
3,25	3,638	5,798	6,176	11,730	-11,963	2,660	4,254	4,532
3,45	4,961	6,176	5,595	12,744	-12,407	3,627	4,532	4,105
2,85	2,414	5,595	4,382	10,814	-9,963	1,765	4,105	3,204
2,80	1,659	4,382	6,590	9,417	-10,995	1,213	3,204	4,818
3,10	4,586	6,590	1,751	12,860	-9,793	3,353	4,818	1,201

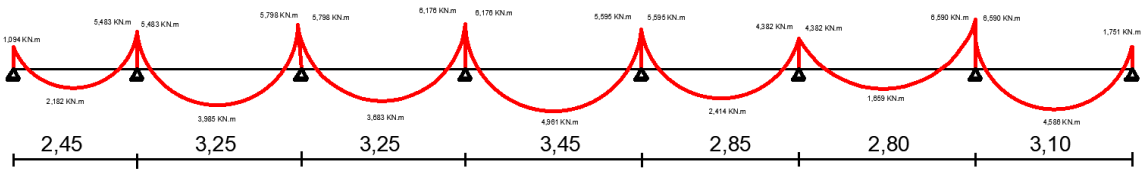


Figure III.5: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELU.

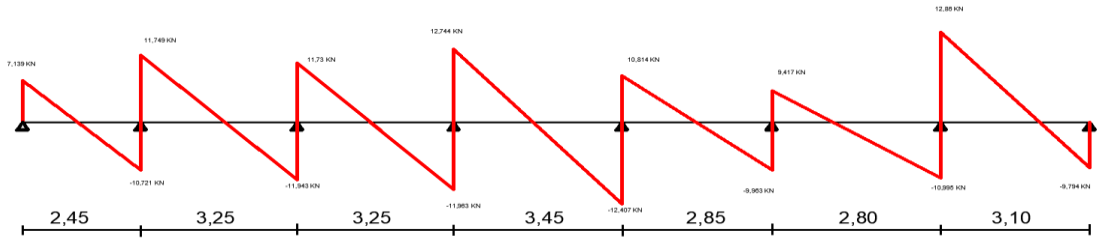


Figure III.6: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU.

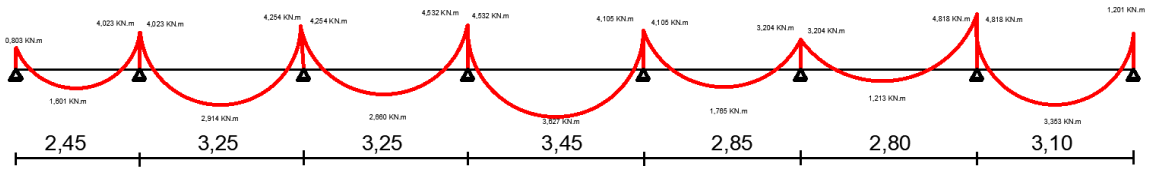


Figure III.7: diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS.

Tableau III. 11: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher courant à l'ELU et l'ELS.

	ELU					ELS		
Les travées	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**	T_w **(KN)**	T_e **(KN)**	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**
2,45	2,044	1,025	5,138	6,690	-10,048	1,482	0,743	3,725
3,25	3,735	5,138	5,433	11,011	-11,193	2,707	3,725	3,933
3,25	3,409	5,433	5,788	10,993	-11,211	2,472	3,939	4,196
3,45	4,649	5,788	5,243	11,943	-11,627	3,370	4,196	3,801
2,85	2,262	5,243	4,106	10,134	-9,773	1,640	3,801	2,997
2,80	1,554	4,106	6,176	8,826	-10,304	1,127	2,997	4,477
3,10	4,298	6,176	1,641	12,052	-9,127	0,911	4,477	5,600

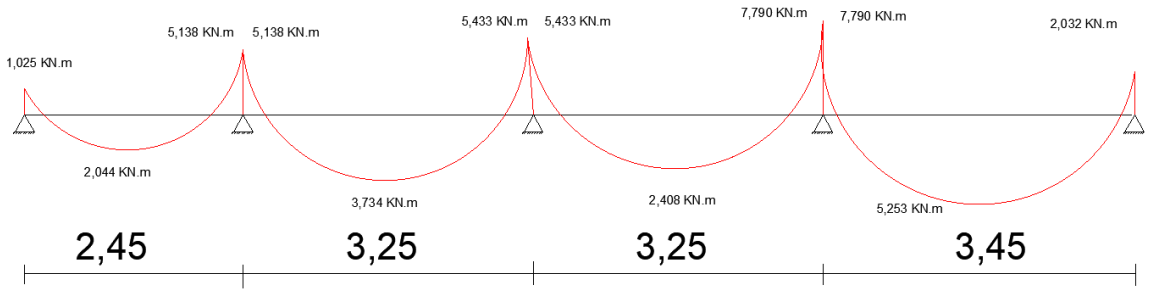


Figure III. 8: diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELU.

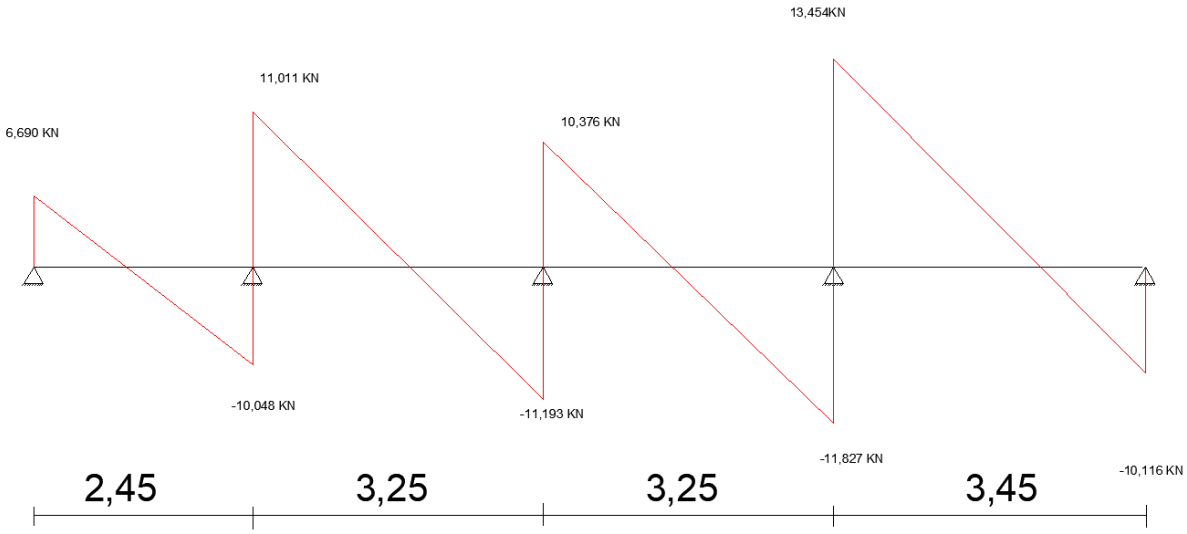


Figure III. 9: diagramme d'effort tranchant des poutrelles à courant à l'ELU.

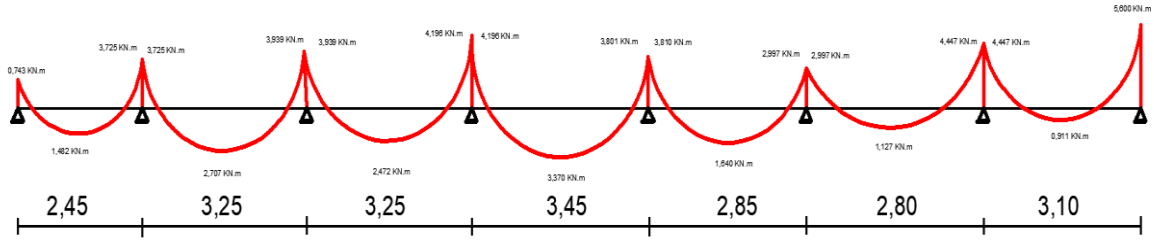


Figure III. 10: diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELS.

❖ Type 4 : poutrelle à 4 travées (type plus défavorable).

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées

  Q = 1,5 KN / m² ≤ {2G ;5 KN / m²} = 9,36 KN / m² **(CV).**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les déférentes travées le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25 \rightarrow 0{,}8 \leq \frac{2{,}45}{3{,}25} \leq 1.25$$ **(CNV).**

- La fissuration est non préjudiciable ça veut dire peu nuisible **(CV).**

Donc : la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appeler méthode Caquot.

- **Exposé de la méthode Caquot :**

  On choisit le type plus défavorable

Tableau III. 12: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher terrasse à l'ELU et l'ELS.

	ELU					ELS		
Les travées	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**	T_w **(KN)**	T_e **(KN)**	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**
2,45	2,185	1,094	5,483	7,139	-10,721	1,595	0,800	4,023
3,25	3,984	5,483	5,798	11,749	-11,943	2,913	4,023	4,238
3,25	2,569	5,798	8,312	11,072	-12,624	1,878	4,238	6,077
3,45	5,605	8,312	2,169	14,355	-10,794	4,098	6,077	1,586

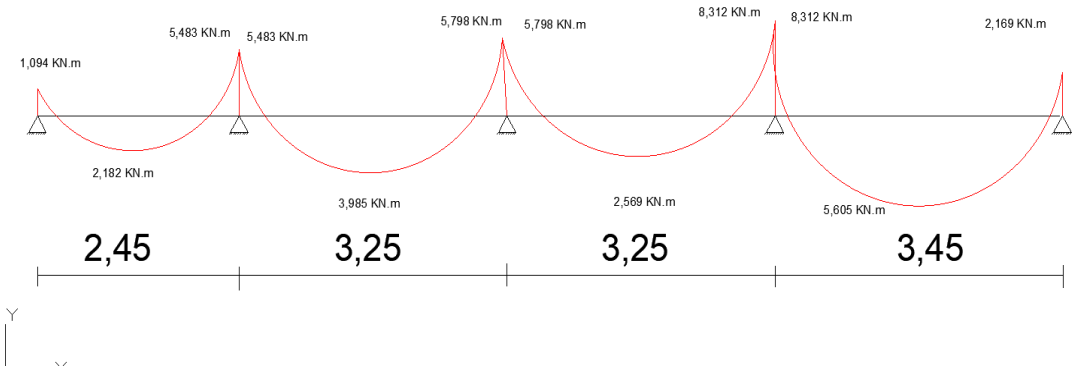


Figure III.11: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELU.

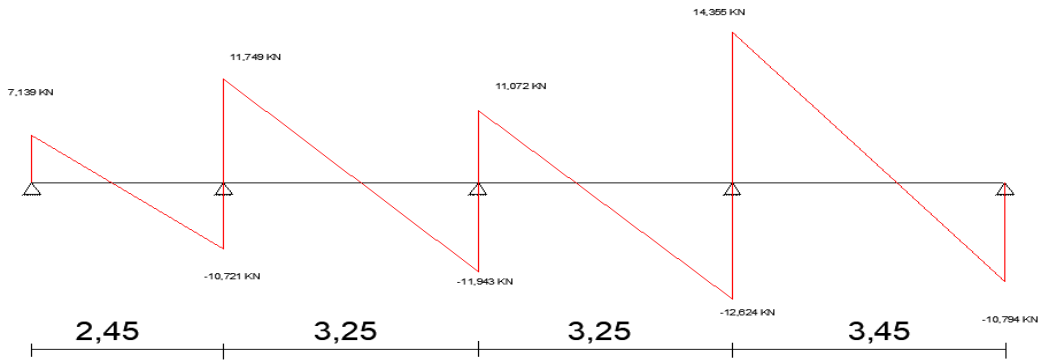


Figure III. 12: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU.

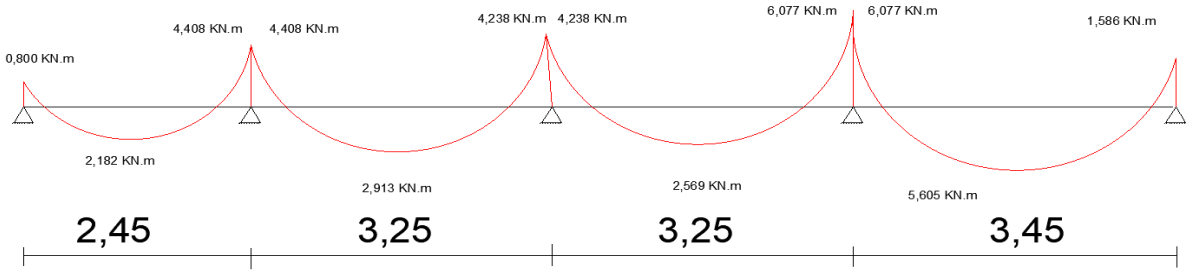


Figure III. 13: Diagramme du moment des poutrelles à Terrasse à l'ELS.

Tableau III. 13: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à plancher courant à l'ELU et l'ELS.

	ELU					**ELS**		
Les travées	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**	T_w **(KN)**	T_e **(KN)**	M_t **(KN.m)**	M_w **(KN.m)**	M_e **(KN.m)**
2,45	2,044	1,025	5,138	6,690	-10,048	1,482	0,743	3,724
3,25	3,734	5,138	5,433	11,011	-11,193	2,707	3,724	3,939
3,25	2,408	5,433	7,790	10,376	-11,827	1,746	3,939	5,647
3,452	5,253	7,790	2,032	13,454	-10,116	3,808	5,647	1,473

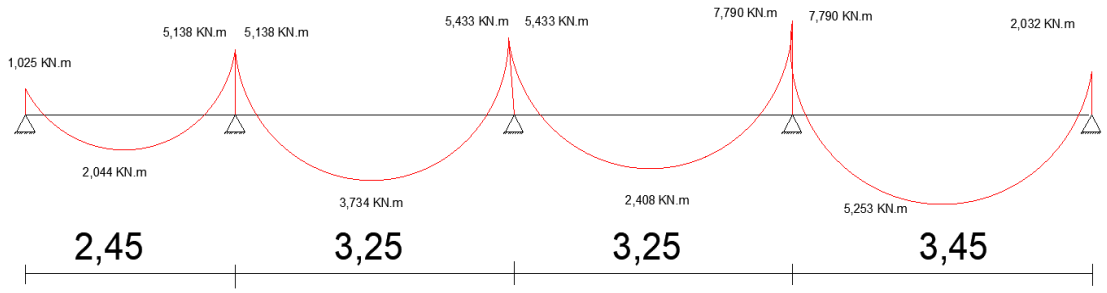


Figure III. 14: Diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELU.

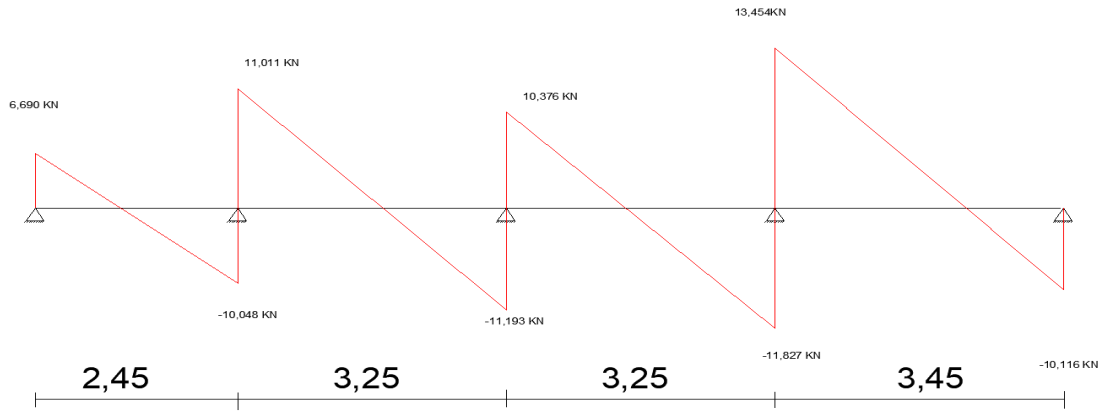


Figure III. 15: Diagramme d'effort tranchant des poutrelles à courant à l'ELU.

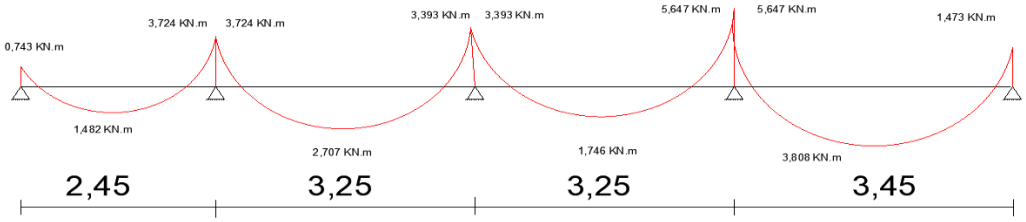


Figure III. 16: Diagramme du moment des poutrelles à plancher courant à l'ELS.

Récapitulations :

Tableau III. 14: Récapitulations des efforts internes de plancher Terrasse.

	ELU			**ELS**	
	M_{au} **(KN.m)**	M_{tu} **(KN.m)**	T_u **(KN)**	M_{aser} **(KN.m)**	M_{tser} **(KN.m)**
Sollicitations	**8,312**	**5,605**	**14,355**	**6,077**	**4,098**
Référence	**Type 04**	**Type 04**	**Type 04**	**Type 04**	**Type 04**

Tableau III. 15: Récapitulations des efforts internes de plancher courant.

	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_u (KN)	M_{aser} (KN.m)	M_{tser} (KN.m)
Sollicitations	**7,790**	**5,253**	**13,454**	**5,647**	**3,808**
Référence	**Type 04**	**Type 04**	**Type 04**	**Type 04**	**Type 04**

III.2.2.2.3 Calcul du ferraillage

Armatures longitudinales :

Ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions mentionnées ci-dessous :

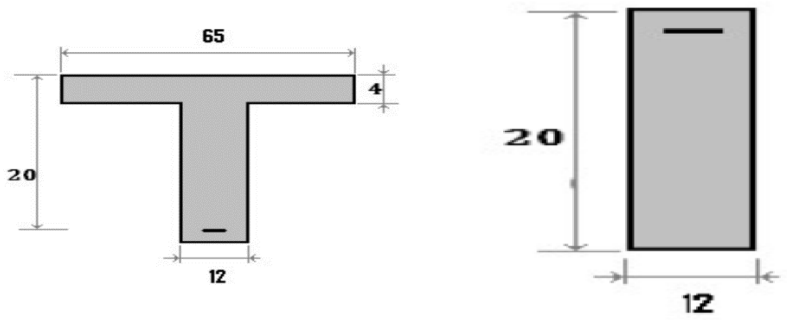


Figure III. 17: les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche) ; En appui (à droite).

Tableau III. 16 : Calcul et vérification des armatures de plancher terrasse.

		En travées	**Aux appuis**
ELU	M_μ	5,605	8,312
	M_μ **(KN.m)**	$M_\mu \leq M_0 \rightarrow$ *L'axe neuter appartient à la table.* →Etude d'une section rectangulaire (bxh) = (65x20). →Calcul en flexion simple	$M_\mu \leq M_0 \rightarrow$ *L'axe neuter appartient à la table.* →Etude d'une section rectangulaire (bxh) = (12x20) . →Calcul en flexion simple
	μ	0.013	0,019
	μ_l	**0,392**	
	$\mu \leq \mu_l$	**CV**	**CV**
	β	0,994	0,990
	A (cm²)	0,600	0,894
	Le choix A (cm²)	2HA10 = 1,57 cm²	2HA10 = 1,57 cm²
ELS	M_{ser}	4,098	6,077
	$Y_1\ (cm)$	3,660	5,700
	$I_G\ (cm^4)$	7262,878	10756,475
	K (N/cm^3)	9,456	44,038
	$\sigma_b\ (MPa)$	2,065	3,220
	$\overline{\sigma_b}\ (MPa)$	**15**	
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**CV**	**CV**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III. 17: Ferraillage longitudinale des poutrelles.

Section d'armature	**En travée**	**Aux appuis**
	2HA10 = 1,57 cm²	2HA10 = 1,57 cm²

Tableau III. 18: Calcul et vérification des armatures transversales.

$\emptyset_t$ **(Mm)**	A_t **(Cm²)**	**Le choix** A_t **(Cm²)**	S_t **(Cm)**	$A_{t\,min}$ **(Cm²)**	$A_t \geq A_{t\,min}$
6	0,56	2Ø6 = 0,56	15	0,28	**CV**

III.2.2.2.4 Vérifications des contrainte de cisaillement des poutrelles à l'ELU

« CBA93Article 5.1.2.1»

Tableau III. 19: vérification des contrainte de cisaillement des poutrelles.

T (KN)	τ_u **(MPa)**	$\bar{\tau}$ **(MPa)**	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
14.355	0,665	3,33	**CV**

Tableau III. 20: Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe B ».

$1^{er}\ condition$	$2^{eme}\ condition$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 * M_0}$	$\frac{A}{d * b_0} \leq \frac{3,6}{f_e}$
0,065 ≥ 0,045	**0,002 ≤ 0,009**
CV	**CV**

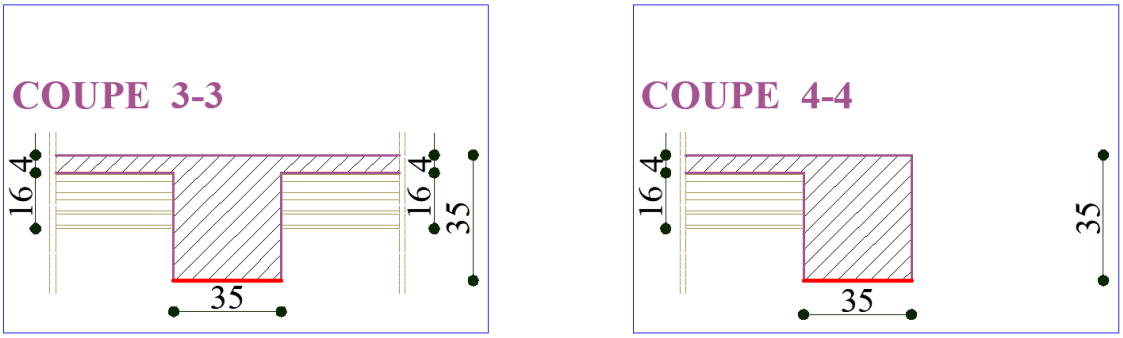


Figure III. 18: Schéma de coffrage de plancher.

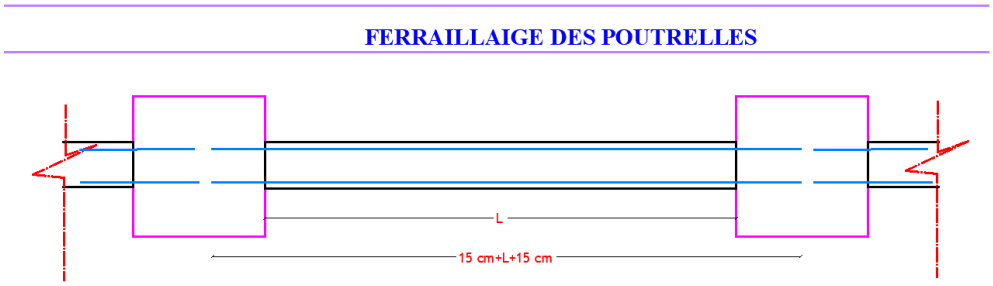


Figure III. 19: Schéma de ferraillage de poutrelle.

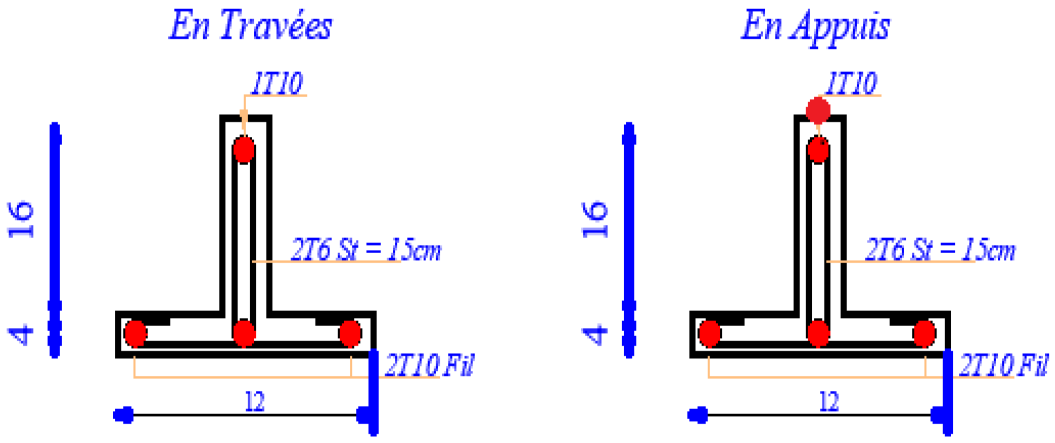


Figure III. 20: Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (droite) en travée (gouache).

III.3 les escaliers :

L'escaliers est un élément d'ouvrage permettant de passe à pied d'un étage de bâtiment à un autre.

L'escaliers est composé d'une succession régulière des plans horizontaux consistante en des marches et des paliers .la cage d'escaliers désigne le volume dans lequel l'escaliers est situé. Volume généralement délimité par les murs entrouvrant l'escalier.

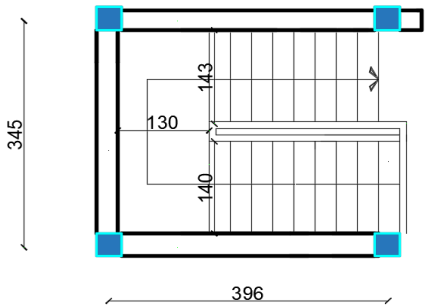


Figure III. 21: Schéma de l'escalier.

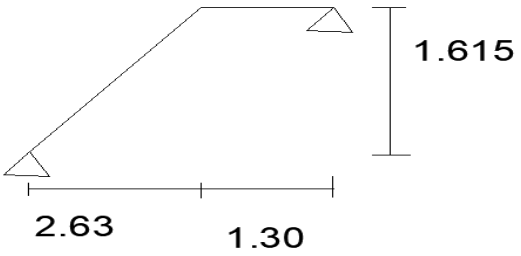


Figure III. 22: schéma statique de l'escalier.

III.3.1 Dimensionnement

On a un seul type d'escaliers droite à 2 volées avec 1 palier intermédiaire.

III.3.1.1 Prédimensionnement

(H = 1,615 m ; L = 2,63 m)

Calcul de l'angle l'inclinaison α :

$\alpha = \text{arc tg}\left(\frac{1,615}{2,63}\right) = 31,55^{\circ}$

Calcul de longueur de paillasse :

$L_0 = \frac{1,615}{\sin \alpha} = 3,086\ m$

L'épaisseur de la paillasse « ep » :

$$\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$$

Avec L = $L_0 + 1,30 = 4,38\ m$

$\frac{438}{35} \leq ep \leq \frac{438}{30} \leftrightarrow 12{,}51 \leq ep \leq 14{,}6$

On choisira ep = 14 cm.

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

III.3.2.a charges permanentes

Tableau III. 21: charges permanentes de la paillasse **« DTR B.C 2.2 ».**

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lite de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la marche	17/2	25	2,13
5	Poids propre de la paillasse	0,14/ cosα	25	4,107
6	Enduit en ciments	0,02	18	0,36
Charge permanentes				**7,93**

Tableau III. 22: charges permanentes du palier de repose de l'escalier

« DTR B.C 2.2 ».

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de sable	0,03	18	0,54
3	Lite de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciments	0,02	18	0,36
Charge permanentes				**5,45**

III.3.2.b surcharges d'exploitation

Selon **« DTR B.C 2.2 ART 7.2 »**

- **Le Palier :** Q = 2,5 KN / m²
- **La Paillasse :** Q = 2.5 KN /m²

III.3.3 Détermination des sollicitations

- **ELU :** Pu = 1,35G+1.5Q
- **ELS :** Pser = G+Q

Les résultats sont résumés dans les tableau suivants :

Tableau III. 23: Combinaison des charges de l'escaliers.

	G (KN /ml)	Q (KN /ml)	Pu (KN /ml)	Pser (KN /ml)
Palier	5,45	2,5	11,107	7,95
Paillasse	7,93	2,5	14,45	10,43

III.3.3.1 Détermination des efforts

Ce type d'escalier se trouve dans tous les etages du structure .

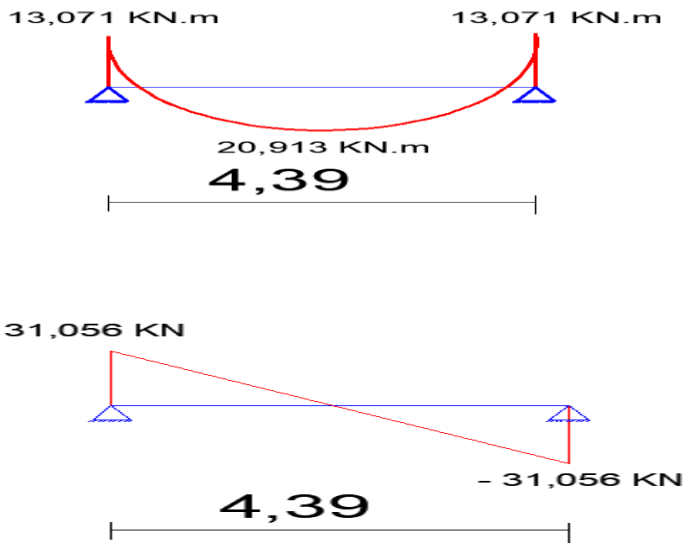


Figure III. 23: Schéma statique des efforts du l'escalier à ELU.

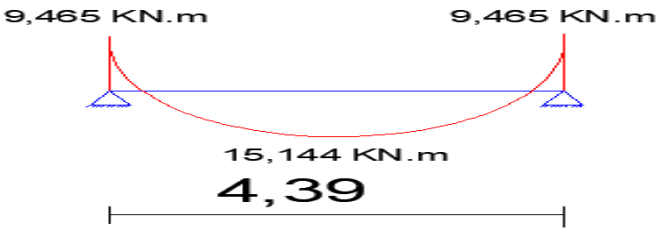


Figure III. 24: Schéma statique des efforts du l'escalier à ELS.

III.3.4 Ferraillage des escaliers

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une blondel de 1 m.

Tableau III. 24: les données.

Béton	$f_{c28} = 25\ MPa$	$\gamma_b = 1{,}5$	$\sigma_{bc} = 14{,}2MPa$	C = 2,5 cm
	$f_{t28} = 2{,}1\ MPa$	b = 100 cm	h = 15 cm	d = 12,5 cm
Acier	FeE400	$f_e = 400MPa$	$\gamma_s = 1{,}15$	$\sigma_s = 348MPa$

Tableau III. 25: Calcul des sections d'aciers de l'escaliers.

	Mu (KN.m)	**μ**	**B**	**A (Cm²)**	**A' (Cm²)**	**A adopte (Cm²) / ml**
En travée	20,913	0,094	0,951	5,055	0,00	**5HA12 = 5,65 (cm²)**
En appuis	13,071	0,058	0,970	3,09	0,00	**5HA10 = 3,92(cm²)**

III.3.4.1 Condition non fragilité

On vérifie que : A ≥A_{min}

- En travées : A = 5,65 cm² ≥ $A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$
- En appuis : A = 3,92 cm² ≥ $A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$

III.3.5 Armatures des répartitions

Tableau III. 26: Section d'armatures des répartitions.

	Ax (cm²)	**On adopte**
En travées	$\frac{A}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}412$	$4Ø8 = 2{,}01\ cm^2$
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3{,}92}{4} = 0{,}98$	$3Ø8 = 1{,}50\ cm^2$

III.3.6 Vérification de l'espacement

Tableau III. 27: Espacement d'acier de l'escalier.

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartition**
En travées	St = 20 cm ≤ Min [3h ;33] = 33 cm	St = 25 cm ≤ Min [3h ;33] = 33cm
En appuis	St = 20 cm ≤ Min [3h ;33] = 33 cm	St = 33,33 cm ≤ Min [4h ;45] = 45cm

III.3.7 Vérification des contraintes normales

« CBA.93. Article A.4.5.3 »

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que ;

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Tableau III. 28: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	5,65	3,92
Mser (KN/m)	15,144	9,465
Y (cm)	3,832	3.,290
I (cm^4)	8243,29	6174,699
$\bar{\sigma}_b(MPa)$	15	
$\sigma_b(MPa)$	7,04	5,044
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**CV**	**CV**

III.3.8 Vérification de L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{31{,}056 * 10^3}{1000 * 125} = 0{,}248\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\ MPa\ ; 5MPA\right] = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = 0{,}248\ MPa\ \leq\ \bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa\ \text{(CV)}$$

III.3.9 Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0}$; $\frac{A}{b*d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$; $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{h}{l} = 0{,}0342\ \geq\ \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0}\ 0{,}078$ (CNV)

$\frac{A}{b*d} = 0{,}00452 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105$ (CV)

$\frac{h}{l} = 0{,}0342 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ (CNV)

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire (Annexe A).

On doit vérifier que :

$$\Delta f\ \leq\ \bar{f}$$

Tableau III. 29: Vérification de la flèche de l'escalier.

A **(cm²)**	**M** **(KN.m)**	**P** **%**	$\boldsymbol{\sigma_s}$ **(MPa)**	**μ**	**Y** **(Cm)**	$\mathbf{I_0}$ $(\mathbf{cm^4})$
5,65	15,144	0,452	348	0.396	8,125	32716,699
$\boldsymbol{I_{fi}}$ $(\boldsymbol{cm^4})$	$\boldsymbol{I_{fv}}$ $(\boldsymbol{cm^4})$	$\boldsymbol{F_i}$ **(mm)**	$\boldsymbol{F_v}$ **(mm)**	$\boldsymbol{\Delta f}$ **(mm)**	$\boldsymbol{\bar{f}}$ **(mm)**	$\boldsymbol{\Delta f\ \leq\ \bar{f}}$
12664,22	20722,348	7,152	13,11	5,96	8,772	**Condition Vérifiée**

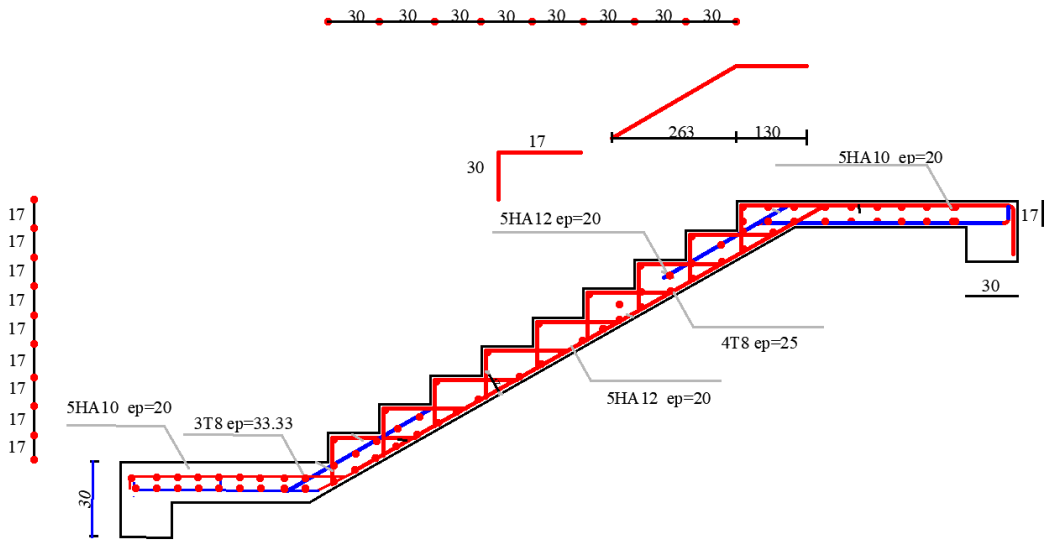


Figure III. 25: Ferraillage d'escalier.

III.4.1 Calcul de la poutre palière

La poutre palière c'est poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux. Elle sera calculée en flexion simple.

Elle a une section (b x h)

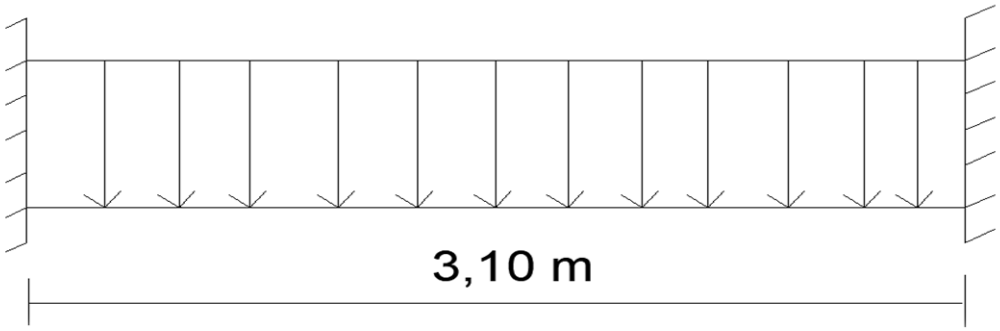


Figure III. 26: Dimensionnement de la poutre palière.

III.4.2. Prédimensionnement

La longueur de la poutre : L = 3,10 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \rightarrow 20 \leq h \leq 31$$

On prend h = 30 cm.

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend b = 30 cm.

On adopte : (b x h) = (30x30) cm².

III.4.3 Vérification des prescriptions du solen RPA 99 V 2003

- h = 30 cm $\geq$ 30 cm …….. (CV).
- b= 30 cm $\geq$ 30 cm ……...(CV).
- $\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ ……(CV).

III.4.4 Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre palier :

  PP = 0,3x 0,3x25 = 2,25 KN / ml.
- Poids de double cloison :

  1,1 x 2,52 = 2,772 KN / ml.
- $G_T = 5{,}022 \frac{KN}{ml}$.

  Donc : Ru = 31,056 KN ; Rser = 22,395 KN.

  Pu = 1,35 G_T + Ru = 37,835 KN / ml.

  Pser = G_T + Ru = 27,417 KN / ml.

III.4.5 Ferraillage des poutres paliers en L'ELU

Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à L'ELU :

- Acier: FeE400; $\gamma_s = 1{,}15$; $\sigma_s = 348\ MPa$.
- Béton : $f_{c28} = 25\ MPa$; $\gamma_b = 1{,}5$; $\sigma_b = 14{,}2\ MPa$.
- b = 30 cm; h = 30 cm; d = 27,5 cm; c = 2,5 cm.

Tableau III. 30: ferraillage de la poutre palière.

	M (KN / ml)	**μ**	**β**	**A (Cm²)**	**A' (Cm²)**	**A adopt (Cm²)**
En travées	15,15	0,047	0,975	1,623	0,00	**3HA12 = 3,39**
En appuis	30,30	0,094	0,951	3,330	0,00	**3HA12 = 3,39**

III.4.6 Vérification solen RPA 99 V 2003

$A_{min} = 0{,}5\ \% * b * h$

$A_{max} = 4\ \% * b * h$ ……zone courante.

$A_{max} = 6\ \% * b * h$ ……zone de recouvrement.

$A_{min} = 0{,}5\ \% * 30 * 30 = 4{,}5\ cm^2$.

$A_{max} = 4\ \% * 30 * 30 = 36\ cm^2$.

III.4.7 Vérification de compression dans la bielle de béton

$$V_u \leq 0{,}4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) * b_0 * a$$

a = Min [b – c – 2] = Min [b – c – 2 =25,5 cm ; 0,9 d = 24,75 cm]

a = 24,75 cm

$58{,}644 \leq 0{,}4 \left(\frac{25}{1{,}5}\right) * 300 * 247{,}5$

58,644 ≤ 495 KN……(CV)

3,39 cm² $\geq \frac{58{,}644*1{,}15}{400} = 0{,}168$ ……(CV)

III.4.7 Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.31: Vérification de l'effort tranchant.

Section	T(KN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
(30x30) cm²	58,644	0,710	3,33	**CV**

III.4.8 Armatures transversales

Tableau III.32: Déterminations des armatures transversales.

a_t	A_t	θ_t	A_t
0,405	1,62	8	4HA8 = 2.01 cm²

III.4.9 Vérification au voisinage de l'appui

$\sigma_m = \left(\frac{2*V_u}{a*b_0}\right) = \frac{2*58{,}644*10^3}{300*247{,}5}$ =1,57 MPa

$\bar{\sigma}_m = \left(\frac{0{,}8*f_{c28}}{\gamma_s}\right)$= 17,39 MPa

$\sigma_m = 1{,}57\ MPa \leq \bar{\sigma}_m = 17{,}39\ MPa$ ……(CV)

III.4.10 Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0}$; $\frac{A}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e}$; $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{h}{l} = 0,096 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} = 0,05$ .....(CV)

$\frac{A}{b*d} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$ .....(CV)

$\frac{h}{l} = 0,096 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ .....(CV)

Les conditions de la flèche est vérifiée.

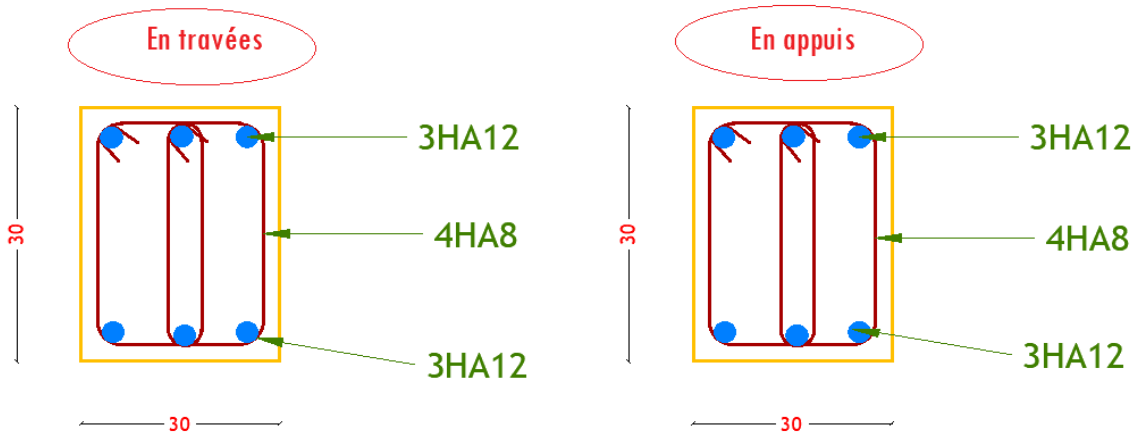


Figure III. 27: Ferraillage de la poutre palière.

III.5 Les dalles pleines

III.5.1 Définition

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans la structure, notamment les formes irrégulières.

On va utiliser la méthode des linges de rupture pour la détermination des moments à l'ELU et

La méthode forfaitaire pour la détermination des moments à l'ELS.

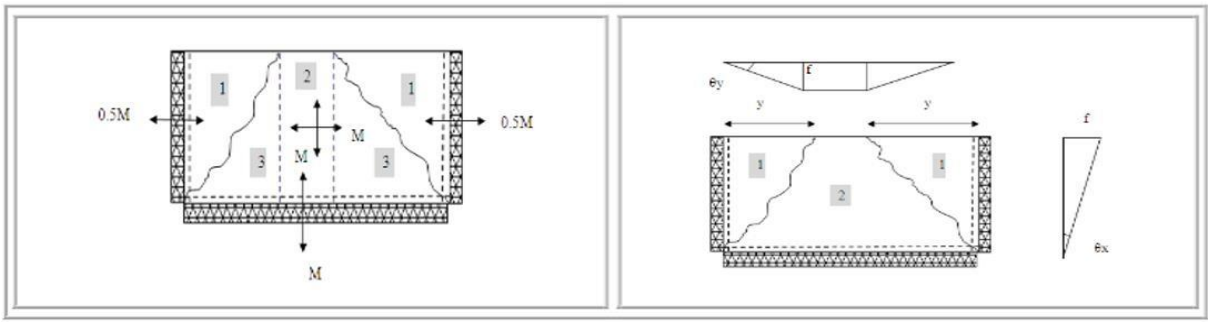


Figure III. 28: Les encastrements de la dalle pleine.

- **Critère de Résistance :**

La dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$

- ep : épaisseur de la dalle .
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

  Pour le cas de notre structure, on a L =3,25 m.

$$\frac{325}{45} \leq ep \leq \frac{325}{40} \rightarrow 7{,}22 \leq ep \leq 8{,}125$$

On adopter pour la dalle pleine : ep = 15 cm « **CBA ART A.5.2.3. »**

III.5.2 Evaluation des charges

III.5.2.1 Charges permanentes

Tableau III. 33: Charge permanentes du plancher terrasse à dalle pleine **« D.T.R.B.C.2.2. »**

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,13	22	2,86
5	Film polyane	,	-	0,01
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3,75
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
TOTAL				**8,01**

III.5.2.2 Charge d'exploitation

- ✓ Balcon : Q = 3,5 KN / m² « D.T.R.B.C.2.2. Article 7.2 »
- ✓ Plancher à dalle pleine : Q = 2,5 KN / m² « D.T.R.B.C.2.2. »

III.5.3 Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III. 34: Evaluations des sollicitations.

		G (KN / m²)	Q (KN / m²)	P (KN)
Balcon	**ELU**	8,01	3,5	16,06
	ELS			11,51

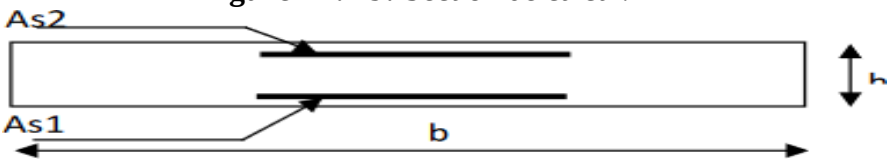
Les types de dalles pleines :

- Type 1 : dalles pleines rectangulaire encastrées sur 2 cotés.
- Type 2 : dalles pleines rectangulaire encastrées sur 3 cotés.

On va étudier type par la méthode des lignes de rupture (Annexe c), puis on adopte les moments les plus défavorable pour ferrailler.

III.5.4 Calcul du ferraillage

Figure III. 29: Section de calcul.



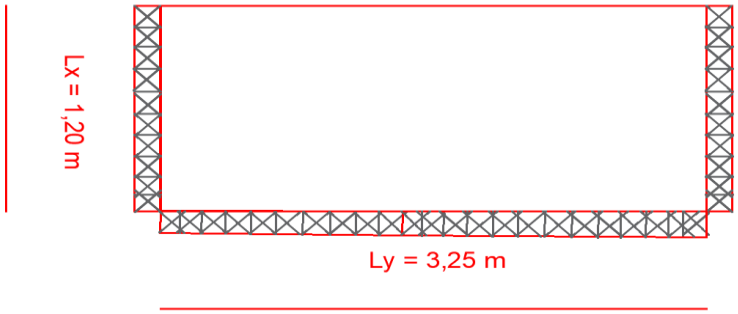


Figure III. 30: Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés.

ELU :

- Les valeurs du travail externe

$$T_{ext} = 2T_{ext1} + 4T_{ext2} + 2T_{ext3}$$

$$T_{ext1} = q * f * \left(\frac{1}{6} * L_X * Y\right) = 16{,}06 * f * \left(\frac{1}{6} * 1{,}20 * Y\right) = 3{,}212 * f * Y$$

$$T_{ext2} = q * f * \left(\frac{1}{12} * L_X * Y\right) = 16{,}06 * f * \left(\frac{1}{12} * 1{,}20 * Y\right) = 1{,}606 * f * Y$$

$$T_{ext3} = q * f * \left(\frac{1}{4} * L_X * L_Y - \frac{1}{2} * L_X * Y\right) = 16{,}06 * f * \left(\frac{1}{4} * 1{,}20 * 3{,}25 - \frac{1}{2} * 1{,}20 * Y\right)$$
$$= f * (15{,}6585 - 9{,}633 * Y)$$

$$T_{ext} = (31{,}317 - 6{,}418\, Y) * f$$

- Les valeurs du travail interne

$T_{int} = 2T_{int1} + 2T_{int2}$

$T_{int1} = M_Y * f * \left(\frac{L_X}{Y}\right) = M * f * \left(\frac{1,20}{Y}\right)$

$T_{int2} = M_x * f * \left(2\frac{L_Y}{L_X}\right) = M * f * (5,416)$

$T_{int} = M * f * (\frac{2,40}{Y} + 10,832)$

$\sum \text{travail externe} = \sum \text{travail interne}$

$(31,317 - 6,418\,Y) * f = M * f * \left(\frac{2,40}{Y} + 13,7\right) \rightarrow M = \frac{(31,317 - 6,418\,Y)}{\frac{2,40}{Y} + 10,832}$

$\frac{\mathrm{dM}}{\mathrm{dy}} = -69,519\,\mathrm{y}^2 - 30,80\,\mathrm{y} + 75,16 = 0$

$\rightarrow Y = 0,841\ ; \rightarrow M = 1,89\ (KN.m)$

$$Mu = 1,89\ (KN.m) \rightarrow \begin{cases} Mt = 1,89\ (KN.m) \\ Ma = 0,945\ (KN.m) \end{cases}$$

Tableau III. 35: Les données.

Béton	$f_{c\,28} = 25\ MPa$	$\gamma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2\ MPa$	e = 2,5 cm
	$f_{t\,28} = 2,1\ MPa$	b = 100 cm	h = 15 cm	
Acier	FeE400	fe = 400 MPa	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Le calcul du ferraillage se fait pour une blonde de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible

Tableau III. 36: Calcul des sections de la dalle.

	Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A (Cm^2)**	**A_{min} (Cm^2)**	**A choisi (Cm^2)**	**A final**
En travées	1,89	0,0085	0,996	0,43	1,50	4HA8	2,01
En appuis	0,945	0,0042	0,998	0,21	1,50	4HA8	2,01

Tableau III. 37: Vérification à l'ELS.

	Mser (KN.m)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	**y1 (Cm)**	**IG (Cm^4)**	K **(N/mm^3)**	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travées	1,656	15	2,46	3535,39	4,71	1,15	**CV**
En appuis	1,035	15	2,46	3535,39	2,92	0,72	**CV**

III.5.5 Condition d'espacement

Tableau III. 38: Condition d'espacement.

	St (cm)	$\overline{St}$ **(Cm)**	**St ≤** $\overline{St}$ **(Cm)**
En travée	25	33	**CV**
En appuis	25	33	**CV**

III.5.6 : Armature de répartitions

Tableau III. 39: Armature de répartitions.

	A rép = A / 4 (Cm^2)	**A adoptée (Cm^2)**
En travée	0,5025	2HA6 = 0,56
En appuis	0,5025	2HA6 = 0,56

III.5.7 : Vérification effort tranchant

$$T = \frac{P * L_X}{2} = \frac{16{,}06 * 1{,}20}{2} = 9{,}636\ KN$$

$$\tau_\mu = \frac{T}{b * d} = \frac{9{,}636 * 10^3}{1000 * 125} = 0{,}077\ MPa$$

$$\bar{\tau}_{\mu} = \frac{0{,}07 * fc28}{\gamma_b} = \frac{0{,}07 * 25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$\tau_{\mu} = 0{,}077\ MPa \leq \bar{\tau}_{\mu} = 1{,}16\ MPa$ (Condition vérifie)

III.5.8 : Vérification de la flèche

$$M_x = \frac{Pu * {L_X}^2}{8} = \frac{16{,}06 * 1{,}20^2}{8} = 2{,}890\ (KN.m)$$

Tableau III. 40: Vérification de la flèche de la dalle.

1éré condition			**2éme condition**		
$\frac{h}{L_X}$	$\frac{M_t}{20 * M_x}$	$\frac{h}{L_X} \geq \frac{M_t}{20 * M_x}$	$P = \frac{At}{b * d}$	$\frac{2}{fe}$ **(MPa)**	$P \leq \frac{2}{fe}$
0,125	0,028	CV	0,0016	0,005	**CV**

Commentaire :

Lorsque les deux conditions sont vérifiées le calcul exact de la flèche n'est pas nécessaire, La flèche est vérifiée.

CHAPITRE IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction

L'étude sismique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Critères de classification par RPA99 version 2003

IV.2.1. Classification des zones sismiques [Art 3.1]

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

⇒ Zone 0 : sismicité négligeable.

⇒ Zone I : sismicité faible.

⇒ Zone II_a et II_b : sismicité moyenne.

⇒ Zone III : sismicité forte.

Dans notre cas le projet et situé dans une

Zone de sismicité moyenne **Zone III.**

IV.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance [Art 3.2]

La classification des ouvrages s fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

⇒ Groupe1A : ouvrages d'importance vitale.

⇒ Groupe1B : ouvrages de grande importance.

⇒ Groupe2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne.

⇒ Groupe3 : ouvrages de faible importance.

Dans ce projet, on a des ouvrages de moyenne importance **Groupe2.**

IV.2.3. Classification de site [Art 3.3]

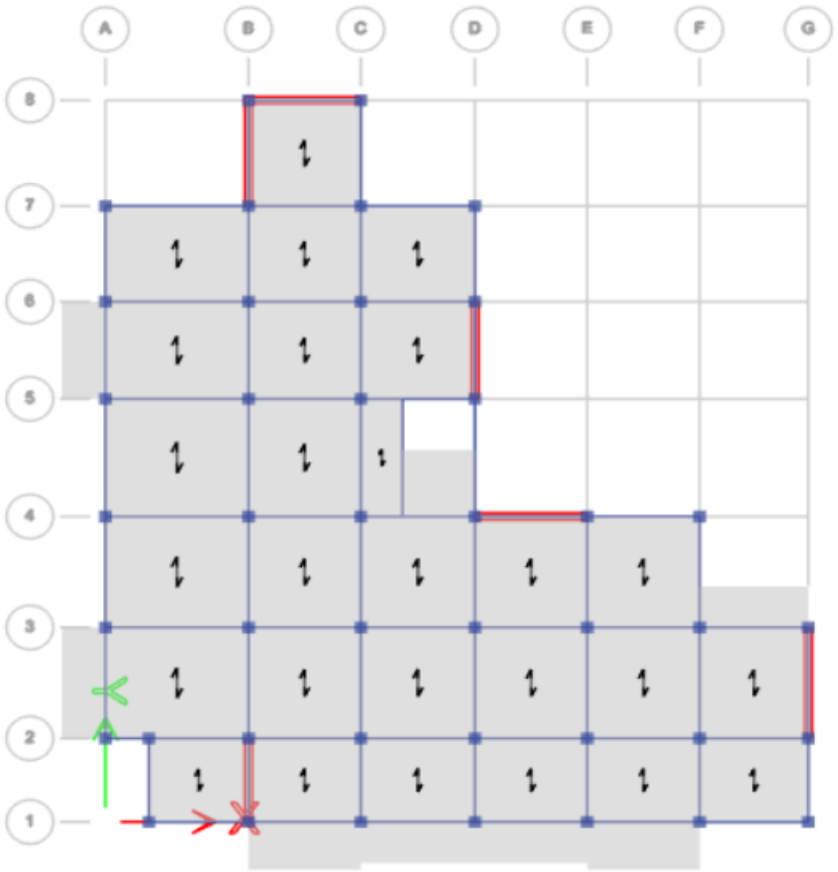
Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site meuble (catégorie 3). Il est constitué d dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide.

IV.3. Disposition des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcul « ETABS 18.0.0 » des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA99 et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

Comme le RPA99 imposé une certaine disposition des voiles afin de coutre carré la force sismique par leur inerties ce pendeur ou procède à distance les voiles a égales distance par rapport à l'axe de symétrie et cela nous permet d'équilibre la structure et la rendre acceptable point de vue souplesse.

- **Les dispositions des voiles proposées :**



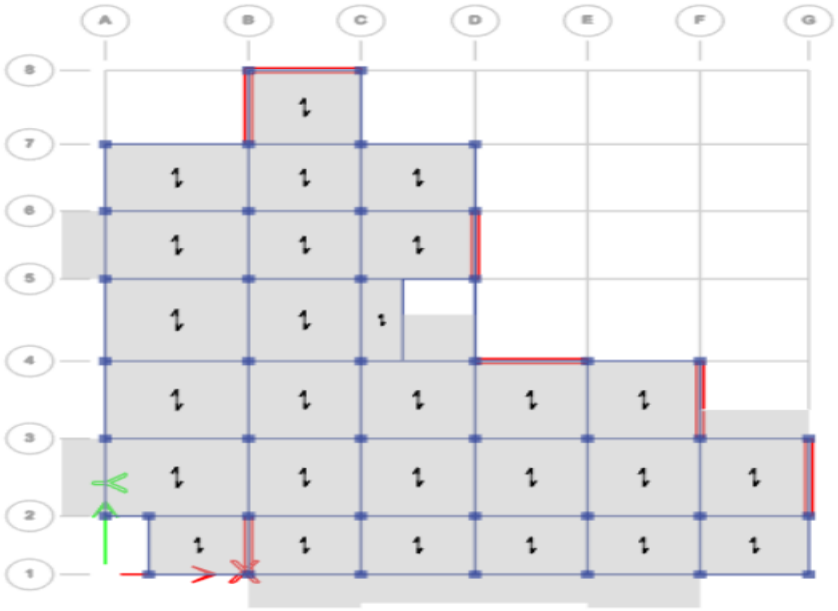


Figure IV. 1: Les dispositions des voiles proposées.

- **Meilleure Dispositions des voiles :**

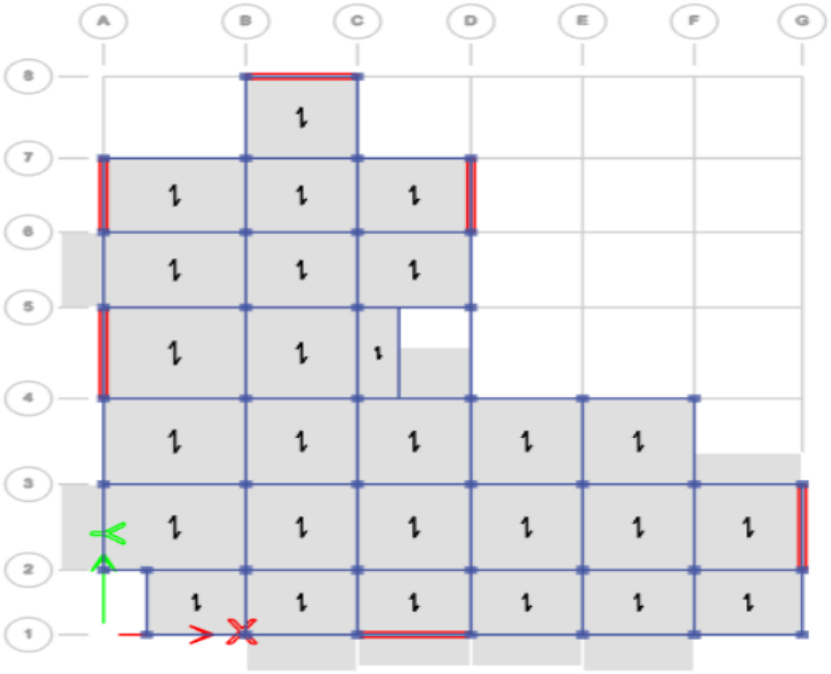


Figure IV. 2: Disposition des voiles.

IV.4. Choix de la méthode de calcul « RPA99 Version 2003 Article 4.1.2 »

Le bâtiment ayant une configuration irrégulière, situé en (zone III), appartient au (groupe d'usage 2) et dépasse le (17 mètres) en hauteur. La méthode statique équivalente n'est pas applicable et on utilise donc la méthode dynamique spectrale. Le RPA exige une disposition des voiles en conséquence.

IV.5. Modélisation « RPA99 Version 2003 Article 4.3.2.B »

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3DDL), encastré à la base ou les masses sont concentrées au niveau des centres des gravités des planchers.

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : « ETABS V18.1.1 ».

IV.6. Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (T).

IV.6.1 Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des plancher, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse (G) sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) et ce par formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- $\mathbf{W_i}$: Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repéré global.

- **X_G et Y_G :** Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.6.2 Centre de torsion

Le centre de torsion (T) est point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans la même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans la même système d'axe choisi, il est défini par formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum Ix_i}$$

Avec :

- **I_x *et* I_y** : Les inertie suivants les axes **x** et **y** respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).
- **X_T *et* Y_T :** Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.
- **X_i *et* Y_i :** Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son de centre de gravité.
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux **:** $I_x = \frac{b*h^3}{12}$; $I_y = \frac{h*b^3}{12}$
  - Pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L*e^3}{12}$; $I_y = \frac{e*L^3}{12}$

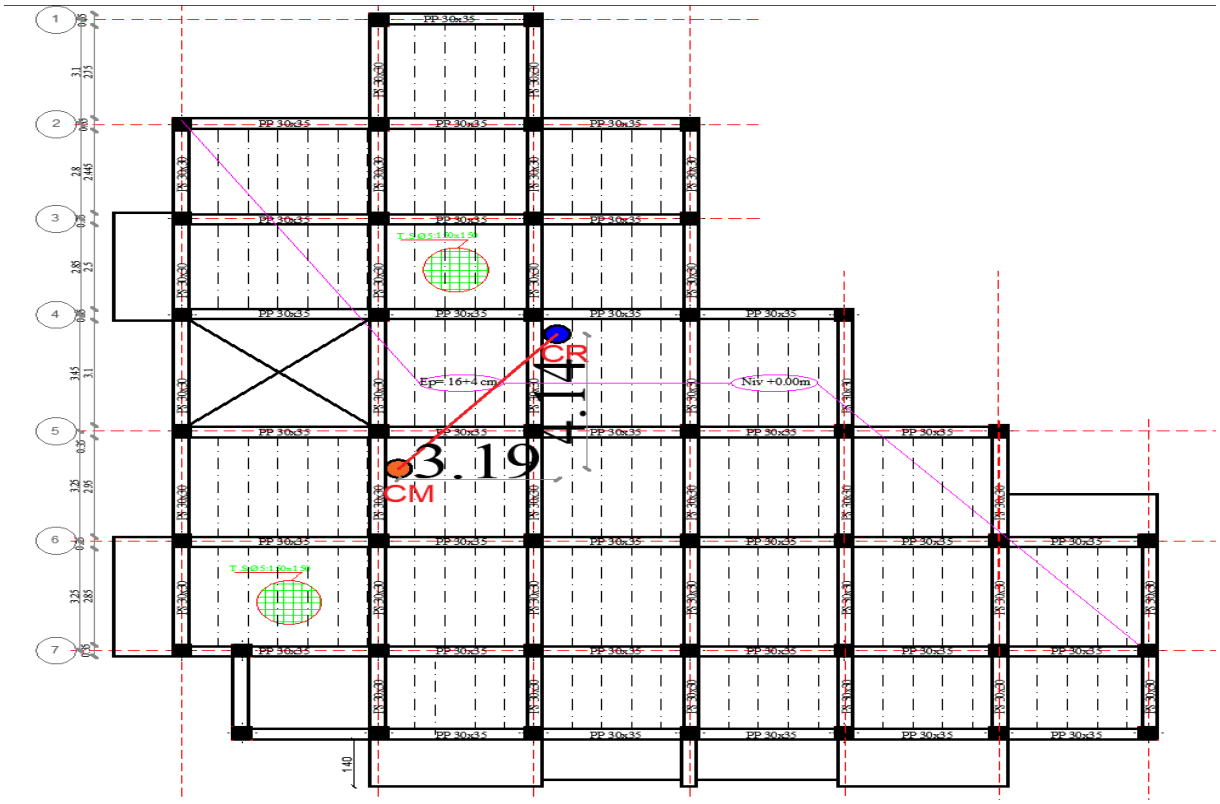


Figure IV. 3: Position du centre de masse et centre de rigidité avant l'ajoute des voiles.

IV.6.3. Calcul centre de masse et de centre rigidité

Tableau IV. 1 : Centre de masse et centre rigidité.

Niveau (m)	Poids (KN)	Centre de masse		Centre rigidité	
		X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
25,84	3409,517	7,745	8,18	6,918	6,88
22,61	3165,921	7,722	8,302	6,960	7,029
19,38	3165,921	7,722	8,302	7,016	7,237
16,15	3284,946	7,722	8,302	7,081	7,496
12,92	3284,946	7,722	8,302	7,152	7,801
9,69	3284,946	7,883	8,302	7,227	8,163
6,46	3420,928	7,883	8,302	7,306	8,599
3,23	3535,156	7,865	8,390	7,386	9,14

IV.6.4. Excentricité théorique et admissible « RPA99 Version 2003 Article 3.5.1.A2 »

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et centre des rigidités ne dépassent pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- **Dimensions du bâtiment :**

  Lx = 19,4 m. ; Ly = 21,15 m.

- **Excentricité admissible :**

  Excentricité suivant Lx = 15%.Lx = 2,91 m.

  Excentricité suivant Ly = 15%.Ly = 3,172 m.

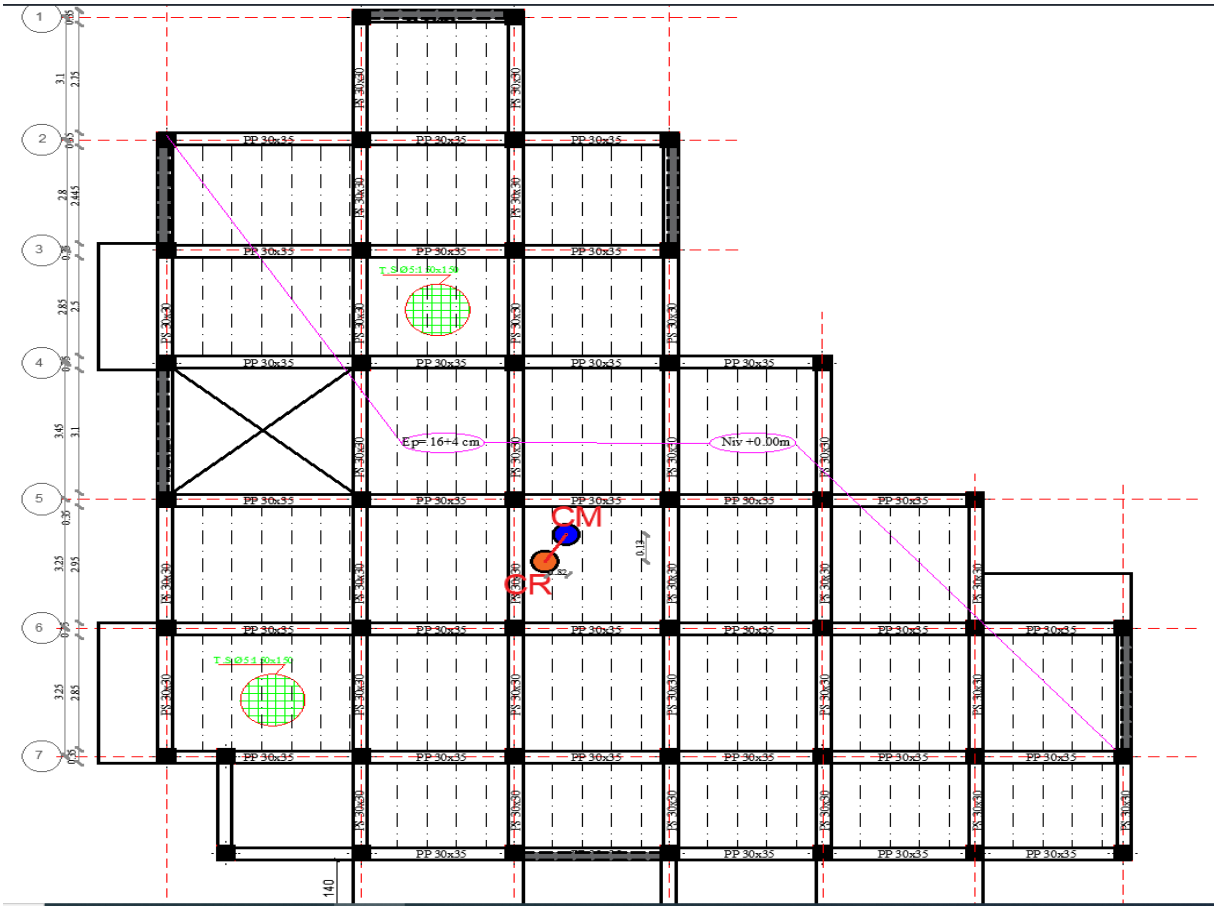


Figure IV. 4: Position du centre de masse et centre de rigidité après l'ajoute des voiles.

Tableau IV. 2: Excentricité théorique et admissible.

Niveau (m)	Théorique +accidentelle		Admissible		Vérification
	$E_X = \lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	$E_Y = \lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	$\bar{E}_X = 15\%L_X$ (m)	$\bar{E}_Y = 15\%L_Y$ (m)	$E_x \leq \bar{E}_X$ $E_Y \leq \bar{E}_Y$
25,84	0,827	1,3	2,91	3,172	**CV**
22,61	0,762	1,273	2,91	3,172	**CV**
19,38	0,706	1,065	2,91	3,172	**CV**
16,15	0,641	0,806	2,91	3,172	**CV**
12,92	0,57	0,501	2,91	3,172	**CV**
9,69	0,656	0,139	2,91	3,172	**CV**
6,46	0,577	0,297	2,91	3,172	**CV**
3,23	0,479	0,75	2,91	3,172	**CV**

IV.6.5. Spectre de réponse « RPA99V2003 Article 4.3.3 » :

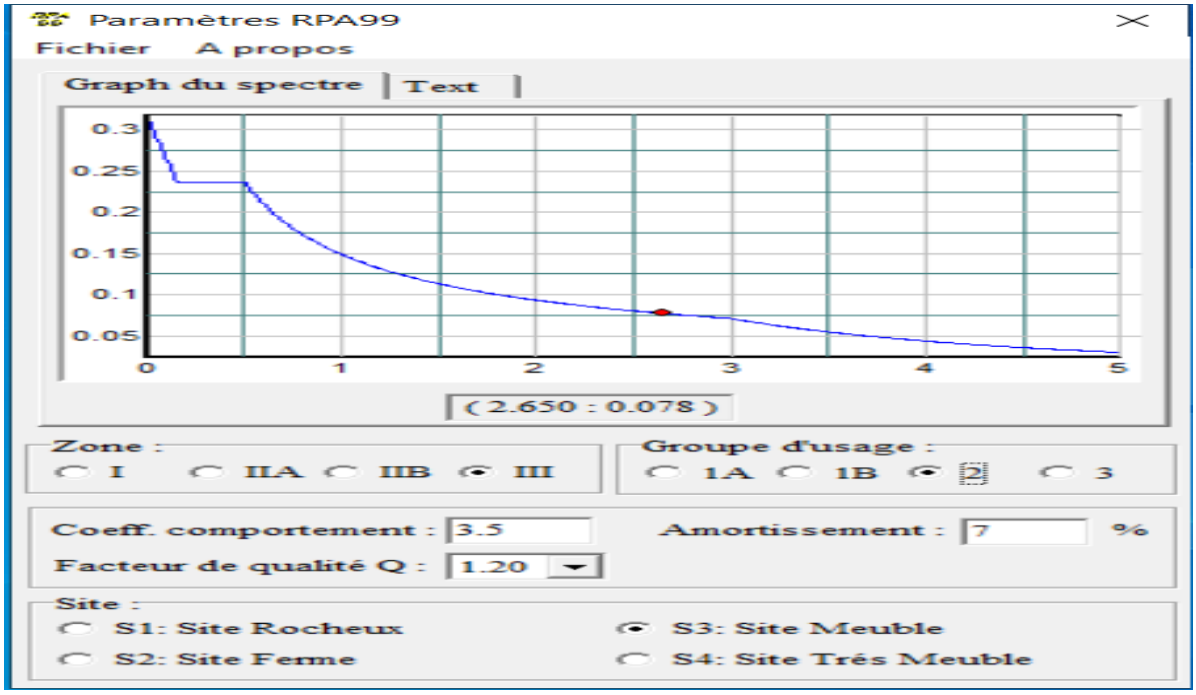


Figure IV. 5: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y).

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,882$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

IV.6.5.1. Facteur de qualité Q « RPA99V2003 Tableau IV. »

Tableau IV. 3: Détermination du facteur de qualité Q.

Critère	**Pq**	
	Sens X	**Sens Y**
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0,10	0,10
$\sum_{1}^{6} Pq$	**0,20**	**0,20**

En récapitulant les résultats on trouve :

Qx = 1+0,2 = 1,20 ; Qy = 1+0,2 = 1,20

Tableau IV. 4: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	**η**	**ξ**	**R**	**T1**	**T2**	**Q**
0,25	0,882	7%	3.5	0,15	0,50	1,20

IV.6.6. Justification du coefficient de comportement « RPA99 Version 2003 »

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :

R = 3,5 (système de contreventement constitué par les voiles porteurs en béton armé).

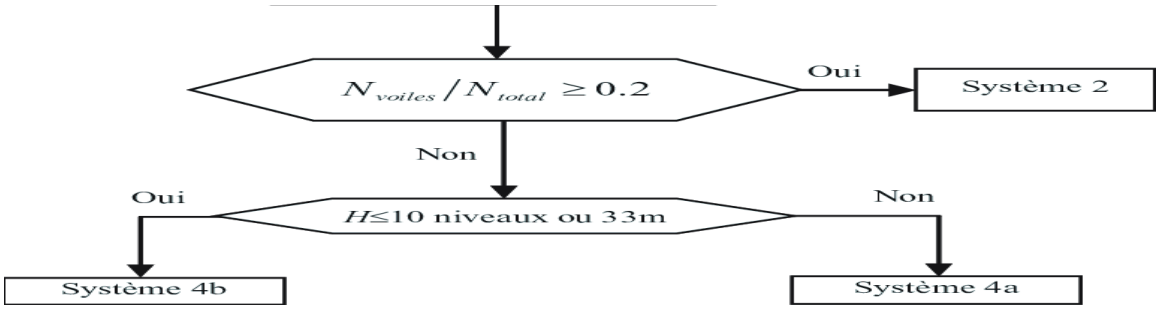


Figure IV. 6: Organigramme de classification de système de contreventement.

« Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs CTC-CENTRE »

$\frac{\sum N\ voile}{\sum N\ totale} = \frac{9968,065}{28546,73} = 0,34 > 0,2$ Donc système 2 (voiles porteurs).

IV.6.7. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), exige les vérifications suivantes :

- ❖ Analyse modale :
  - Comportement modal.
  - Participation massique (dissipation d'énergie).
- ❖ Analyse statique et dynamique :

⇒ **Stabilité de la structure :**

- Vérification de la force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacement inter-étage.
- Vérification de l'effet P-Δ.

⇒ **Résistance des éléments :**

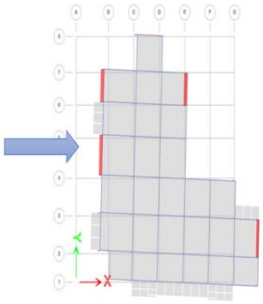
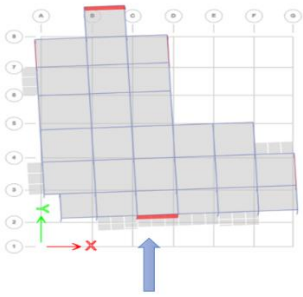
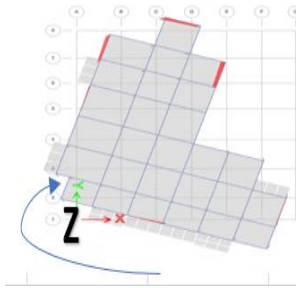
- Vérification de la contrainte tangentielle de cisaillement des éléments.
- Vérification des contraintes normales de compression.

IV.8. Résultats des analyses dynamiques

IV.8.1. Analyse modale « Art 4.3.4 RPA99v2003 »

IV.8.1.1. Comportement modal de la structure

Tableau IV. 5: Comportement des trois premiers modes.

Modes	**Mode 1 /T1 = 0,86 s**	**Mode 2 /T2 = 0,78 s**	**Mode 3 /T3 = 0,81 s**
Sens	**Participation massique**	**Participation massique**	**Participation massique**
Suivant X	69,07%	0,01%	0,53%
Suivant Y	0,01%	66,49%	0,97%
Autour de Z	0,01%	0,85%	65,73%
Comportement			
	Translation suivant (X)	**Translation suivant (Y)**	**Rotation autour de (Z)**

IV.8.1.2. Participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure d'après « RPA99 Version 2003, Art 4.3.4.a ».

Tableau IV. 6: Participation massique.

Mode	**Période (Sec)**	**Cumulé des masses modales effectives (%)**		
		Suivant (X)	**Suivant (Y)**	**Rotation (Z)**
7	0,108	92,66	85,33	85,37
8	0,086	92,66	92,57	85,4
10	0,062	96,26	92,58	92,67

Commentaire

La somme des masses modales effectives est atteinte plus 90% de la masse totale de la structure, au 7ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus 90% de la masse totale de la structure, au 8ème mode suivant l'axe (Y).

Le nombre des modes retenus : **10 modes**.

Le temps des modes retenus : 3,2s.

IV.8.2. Analyse statique et dynamique :

IV.8.2.1. Vérification de la force sismique à la base « RPA99V2003 Art4.3.6 »

La résultante des forces sismique à la base 'Ed' obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente 'V' :

$$\frac{E_d}{V} \geq 80\,\%$$

La force sismique totale 'V' doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par « RPA99v2003 Art 4.2.3 » :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} * w\,; \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} * w$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids total de la structure.

$$T1 = C_T\, h_N^{3/4}\,; \qquad T2 = 0{,}09 h_N/\sqrt{D}$$

$$T1 = 0.05x\, 29.07^{3/4} = 0{,}63s$$

Direction X

$$T2 = 0{,}09.\, 29{,}07/\sqrt{19{,}4} = 0{,}59s.$$

$$T_{x\ empirique} = \min(T1; T2) = 0{,}59s.$$

Direction Y

$$T2 = 0{,}09.\ 29{,}07/\sqrt{21{,}15} = 0{,}56\text{s}.$$

$$T_{x\ empirique} = \min(T1; T2) = 0{,}56\text{s}.$$

Détermination de la période T_0 de calcul du facteur d'amplification dynamique D

Direction X

$$T_{x\ analytique} = 0{,}86\text{s}\ (1^{\text{ère}}\ \text{mode})$$

$$T_{x\ empirique} = 0{,}59\text{s}$$

$$1.3\ T_{x\ empirique} = 0{,}767\text{s}$$

On remarque que : $T_{x\ analytique} > 1.3\ T_{x\ empirique}$ =>

$$T_{0-x} = 1{,}3 T_{x\ empirique} = 0{,}767s$$

Direction Y

$$T_{y\ analytique} = 0{,}78\text{s}\ (2^{\text{ème}}\ \text{mode})$$

$$T_{y\ empirique} = 0{,}56\text{s}$$

On remarque que : $T_{y\ analytique} > 1{,}3\ T_{y\ empirique}$ =>

$$T_{0-y} = 1{,}3\ T_{y\ empirique} = 0{,}729s$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique D

Direction X

$$T_{0-x} = 0{,}767s$$

$$\boldsymbol{T2 < T_{0-x} < 3s} \Rightarrow \boldsymbol{D_x} = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T_{0-x}}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1{,}65}$$

Direction Y

$$T_{0-y} = 0{,}729s$$

$$\boldsymbol{T2 < T_{0-y} < 3s} \Rightarrow \boldsymbol{D_y} = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T_{0-y}}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1{,}71}$$

Tableau IV. 7: Les valeurs de la force sismique.

A	Dx	Dy	Q	W (KN)	R	Vx (KN)	Vy (KN)
0,25	1,65	1,71	1,20	30087,44	3,5	4653,76	4636,56

Tableau IV. 8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Vs (KN)	**Ed**	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0,8$
X	4653,767	4560,692	0,98	Vérifiée
Y	4636,560	4590,194	0,99	Vérifiée

IV.8.2.2. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$$

Le moment de renversement égale à

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} * h_i \ , \qquad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} * h_i$$

Avec :

$F_{ix}\ et\ F_{iy}$: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}\ (E_{dx})\ ; \qquad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}\ (E_{dy})$$

h_i : La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à

$$M_{sx} = W_i * X_G\ ; \qquad M_{sy} = W_i * Y_G$$

Avec :

X_G ; Y_G : Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV. 9: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Moment de renversement		**Moment de stabilité**	
$\mathbf{M_{Rx} = \sum M_{Ri} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} * h_i}$		$\mathbf{M_s = \sum M_{si} = \sum W_i * X_{Gi}}$	
□□□(KN.m)	83327,785	$\boldsymbol{M_{Ry}}$**(KN.m)**	83866,785
$\boldsymbol{Msx}$**(KN.m)**	207189,112	$\boldsymbol{M_{sy}}$**(KN.m)**	220332,186
$\mathbf{M_{sx}/M_{Rx}}$	2,486	$\mathbf{M_{sy}/M_{Ry}}$	2,627
$\frac{\boldsymbol{M_{sx}}}{\boldsymbol{M_{Rx}}} \geq \mathbf{1,5}$	**Condition vérifié**	$\frac{\mathbf{M_{sy}}}{\mathbf{M_{Ry}}} \geq \mathbf{1,5}$	**Condition vérifié**

Commentaire

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.8.2.3. Vérification des déplacements inter-étages « RPA99V2003 Article 4.4.3 »

On doit vérifier les conditions suivantes :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement dû au force sismique.

R : coefficient de comportement (R = 3,5).

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1}(inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de le RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasse le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : la hauteur d'étage.

Tableau IV. 10: Vérification des déplacements inter-étages suivant X.

Niveau	h_e (m)	δ_x (Cm)	Rxδ_x (Cm)	Δ_x (Cm)	Δ_{adm} (Cm)	$\Delta_x \leq \Delta_{adm}$ (Cm)	ε	$\lvert\varepsilon\rvert$	Vérification
25,84	3,23	5,64	19,74	2,49	3,23	**CV**	0,770	3,5	**CV**
22,61	3,23	4,93	17,25	2,59	3,23	**CV**	0,801	3,5	**CV**
19,38	3,23	4,19	14,66	2,69	3,23	**CV**	0,832	3,5	**CV**
16,15	3,23	3,42	11,97	2,70	3,23	**CV**	0,835	3,5	**CV**
12,92	3,23	2,65	9,27	2,66	3,23	**CV**	0,823	3,5	**CV**
9,69	3,23	1,89	6,61	2,41	3,23	**CV**	0,746	3,5	**CV**
6,46	3,23	1,20	4,20	2,07	3,23	**CV**	0,640	3,5	**CV**
3,23	3,23	0,61	2,13	2.13	3,23	**CV**	0,659	3,5	**CV**

Tableau IV. 11: Vérification des déplacements inter-étages suivant Y.

Niveau	h_e (m)	δ_y (Cm)	Rxδ_y (Cm)	Δ_y (Cm)	Δ_{adm} (Cm)	$\Delta_y \leq \Delta_{adm}$ (Cm)	ε	$\lvert\varepsilon\rvert$	Vérification
25,84	3,23	4,85	16,97	2,24	3,23	**CV**	0,69	3,5	**CV**
22,61	3,23	4,21	14,73	2,31	3,23	**CV**	0,71	3,5	**CV**
19,38	3,23	3,55	12,42	2,38	3,23	**CV**	0,73	3,5	**CV**
16,15	3,23	2,87	10,04	2,34	3,23	**CV**	0,72	3,5	**CV**
12,92	3,23	2,20	7,70	2,28	3,23	**CV**	0,70	3,5	**CV**
9,69	3,23	1,55	5,42	2,03	3,23	**CV**	0,62	3,5	**CV**
6,46	3,23	0,97	3,39	1,68	3,23	**CV**	0,52	3,5	**CV**
3,23	3,23	0,49	1,71	1,71	3,23	**CV**	0,52	3,5	**CV**

Commentaire :

Les déplacements et les déformations inter-étages sont inférieurs aux valeurs admissibles.

IV.8.2.4. Vérification du cisaillement des éléments :

IV.8.2.4.1. Poutres « CBA93 Article A.5.1 »

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = Min\left[\frac{0{,}20 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa\right]$ Fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau} = Min\left[\frac{0{,}15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa\right]$ Fissuration est préjudiciable.

Tableau IV. 12: Vérification du cisaillement des éléments.

Elément	Section (Cm)	V_u (KN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
P principale	30x35	93.25	1,35G+1,5Q	**Fissuration peu nuisible**	0,99	3,33	**CV**
P secondaire	30x30	67,51	1,35G+1,5Q	**Fissuration peu nuisible**	0,83	3,33	**CV**
Longrines	30x30	41.78	1,35G+1,5Q	**Fissuration préjudiciable**	0,51	2,5	**CV**

Commentaire

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.8.2.4.2. Les poteaux « RPA99V2003 Article 7.4.3.2 »

D'appris « RPA99V2003 Article 3.4.b » on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toute foi, en zone sismique IIb et III, il y a lieu vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho * f_{c28} \qquad \rho = \begin{cases} 0{,}0075 & si\ \gamma \geq 5 \\ 0.040 & si\ \gamma < 5 \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{l_f}{i} = \frac{0{,}7 * h}{i}$$

Tableau IV. 13: Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe X.

Section (Cm)	**L (m)**	V_u **(KN)**	**Combinaison**	τ **(Mpa)**	$\bar{\tau}$ **(Mpa)**	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45x45	3,23	13,64	**ELU**	0,074	1,875	**CV**
Poteaux 40x40	3,23	13,96	**ELU**	0,096	1,875	**CV**
Poteaux 35x35	3,23	16,89	**ELU**	0,153	1,875	**CV**

Tableau IV. 14: Vérification du cisaillement des éléments suivant l'axe Y.

Section (Cm)	**L (m)**	V_u **(KN)**	**Combinaison**	τ **(Mpa)**	$\bar{\tau}$ **(Mpa)**	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45x45	3,23	13,64	ELU	0,074	1,875	**CV**
Poteaux 40x40	3,23	13,96	ELU	0,096	1,875	**CV**
Poteaux 35x35	3,23	16,89	ELU	0,153	1,875	**CV**

Commentaire

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.8.2.4.3. Les voiles « RPA99V2003 Article 7.7.2 »

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%. La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1,4V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} \rightarrow \text{d} = 0,9\text{xL}$$

$$\bar{\tau} = 0,2\text{x}f_{c28}$$

Tableau IV. 15: Vérification du cisaillement des voiles.

Direction	Voile	b (Cm)	L (Cm)	$\|V_u\|$ (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	**V1**	20	275	544,58	**ELU**	1,10	5	**CV**
	V2	20	280	1193,07	**ELU**	2,36	5	**CV**
Sens Y	**V3**	20	245	622,22	**ELU**	1,41	5	**CV**
	V4	20	245	721,56	**ELU**	1,63	5	**CV**
	V5	20	310	1050,35	**ELU**	1,88	5	**CV**
	V6	20	290	653,76	**ELU**	1,25	5	**CV**

Commentaire

Tous les voiles sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.8.2.5. Vérification de l'effort normal réduit à la base

« RPA99V2003 Article 7.1.3.3 »

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile dans les poteux sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}}$$

N_d : effort normal réduit.

B_c : section brute du béton.

Tableau IV. 16: Vérification du cisaillement des poteaux à la base.

Section (Cm)	b (Cm)	h (Cm)	B_c (Cm²)	Combinaison	N_d (KN)	V_u (KN)	$\|V_u\|$ (KN)	Vérifiée
Poteaux 45x45	45	45	1849	**G + Q + E_{dx}**	1130,95	0,24	0,3	**CV**
Poteaux 45x45	45	45	1849	**G + Q + E_{dy}**	1130,95	0,24	0,3	**CV**

Commentaire

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les efforts normaux réduit.

IV.8.2.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet de P-Δ peuvent être négligé si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0{,}10$$

Et la valeur de "V_k " est calculée par la formule suivante :

$$V_k = \frac{P_k * h_i}{\sum P_k * h_i} E_d$$

P_k : poids du niveau "k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : effort tranchant de l'étage au niveau "k ".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k " par rapport au niveau "$k-1$ "

h_i : hauteur de l'étage "k ".

Tableau IV. 17: Vérification l'effet de P-Δ.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (Cm)	Δ_{ky} (Cm)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	h_k (Cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0,1$
25,84	3409,51	2,49	2,24	1052.17	1058.98	323	0.0070	0.0070	**CV**
22,61	3165,92	2,59	2,31	854.87	860.40	323	0.0080	0.0080	**CV**
19,38	3165,92	2,69	2,38	732.75	737.49	323	0.0093	0.0092	**CV**
16,15	3284,94	2,70	2,34	633.58	637.68	323	0.0109	0.0109	**CV**
12,92	3284,94	2,66	2,28	506.86	510.14	323	0.0132	0.0132	**CV**
9,69	3284,94	2,41	2,03	380.14	382.60	323	0.0168	0.0167	**CV**
6,46	3420,92	2,07	1,68	263.92	265.63	323	0.0240	0.0239	**CV**
3,23	3535,15	2,13	1,71	136.36	137.25	323	0.0489	0.0486	**CV**

Commentaire

L'effet de P-Δ est négligeable dans notre structure.

IV.9. Conclusion

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a les dimensions des éléments suivants :

⇒ **Les poutres**

Les poutres principales : (30x35) cm².

Les poutres secondaires : (30x30) cm².

⇒ **Les poteaux**

Pour ($7^{ème}$, $6^{ème}$, $5^{ème}$) étages : (35x35) cm².

Pour ($4^{ème}$, $3^{ème}$, $2^{ème}$) étages : (40x40) cm².

Pour ($1^{ère}$, RDC et sous-sol) étages : (45x45) cm².

⇒ **Les voiles**

L'épaisseur du voile : Ep = 20 cm.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

V .1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du **CBA 93**
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003** (**Art 5.2**)
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres

V.2.1. Introduction

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de Ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

Tableau V. 1 : Les données de calcul.

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b =1,15	γ_s =1,00
σ_b=25MPa	FeE400	σ_b= 25MPa	FeE400
$\overline{\sigma_s}$=14,2MPa	σ_s=348MPa	$\overline{\sigma_s}$=18,50 MPa	σ_s=400 MPa

Tableau V. 1 : La section calculée et choisie d'armatures des poutres.

Elément	**Combinaison**	M_t**(KN.m)**	M_a**(KN.m)**
Poutres Principales (30x 35)	**ELU**	33,58	-67,48
	ELS	24,57	-48,90
	ELA	112,80	-141,24
Poutres Secondaire (30x 30)	**ELU**	19,95	-25,80
	ELS	14,53	-18,76
	ELA	80,29	-119,91

Tableau V. 2: La section choisie d'armatures des poutres (Cas ordinaire).

Elément	Section calculée		Section choisie	
	A_{s1} (Cm²)	A_{s2} (Cm²)	A_{s1} (Cm²)	A_{s2} (Cm²)
Poutres Principales (30x 35)	10.6	13.9	**3HA16+3HA14=10,65**	**3HA16+6HA14=15,27**
Poutres Secondaire (30x 30)	3,80	10,2	**2HA12 +3HA12=5,65**	**3HA14+3HA16=10,65**

V.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V. 3: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Vérification
Poutres Principales (30x 35)	**Travée**	**24,57**	4,01	48,13	15	201,63	**Condition vérifiée**
	Appuis	**-48,90**	7,98	95,80	15	201,63	**Condition vérifiée**
Poutres Secondaire (30x 30)	**Travée**	**14,53**	3,22	38,74	15	201,63	**Condition vérifiée**
	Appuis	**-18,76**	4,16	50,02	15	201,63	**Condition vérifiée**

⇒ **Section minimale**

$A_{min} = 0{,}5\,\% \times b \times h$ (Cm²) (RPA99V2003 Art.7.5.2.1).

⇒ **Section tendue**

$A_{min} = 0{,}1\,\% \times b \times h$ (Cm²) (CBA93 Art.B.6.4).

Tableau V. 4: Vérification de section d'armatures.

Elément	A_t **(Cm²)**	A_a **(Cm²)**	A_{min} **(Cm²) (RPA)**	A_{min} **(Cm²) (CBA)**	**Vérification**
PP (30x35)	10,65	15,27	5,25	1,05	**CV**
PS (30x35)	4,62	10,65	4,5	0,9	**CV**

V.2.3 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées : (Annexe B)

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times Mo}$ $\quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

Avec : $M_t = k \times Mo$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$) on prend : $k = 0.75$.

Tableau V.5: Vérification de flèche des poutres.

	1ére condition		**2ème condition**		**3ème condition**	
PP (30x35)	0,097	0,062	0,097	0,075	0,01	0,0105
	Condition vérifiée		**Condition vérifiée**		**Condition non vérifiée**	
PS (30x30)	0,096	0,062	0,096	0,02	0,005	0,0105
	Condition vérifiée		**Condition vérifiée**		**Condition vérifiée**	

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire calcul de la flèche en suivant (l'annexe A) du CBA93.

Tableau V.6: Vérification de la flèche des poutres.

M (KN.m)	**A (cm²)**	**Y (cm²)**	$\boldsymbol{\rho}$	$\boldsymbol{\beta_1}$	$\boldsymbol{\sigma_s}$	$\boldsymbol{\mu}$	$\boldsymbol{\lambda_i}$	$\boldsymbol{\lambda_v}$
24,57	10,65	19,21	0,02	0,984	29,70	0,32	1,16	0,46
I (cm⁴)	$\boldsymbol{I_{fi}}$ **(Cm²)**	$\boldsymbol{I_{fv}}$**(Cm²)**	**L (m)**	$\boldsymbol{f_i}$	$\boldsymbol{f_v}$	$\boldsymbol{\Delta f}$**(mm)**	$\boldsymbol{f_{adm}}$ **(mm)**	$\boldsymbol{\Delta f < f_{adm}}$
89653,61	71513,16	85635,51	3,6	1,38	3,46	2,08	7,2	**Condition vérifier**

V.2.4 Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA2003 :

- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 * b}$
- $S_t \leq \min [h/4, 12\ \emptyset]$ zone nodale
- $S' \leq \frac{h}{4}$ zone courante

Selon le CBA93 :

- $\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0{,}3 f t28\ K)}{0{,}9 fe(\cos\alpha + \sin\alpha}$
- $S_t \leq \min [0.9\ d, 40\ cm]$

Tableau V.6: La section d'armatures transversales.

Elément	Vmax (KN)	τ_u (MPa)	S_{adopt} (Cm)		At Choisie (Cm^2)
			S (ZN) (Cm)	S'(ZC) (Cm)	
Poutres P Y	124,08	1,13	8	15	$4\theta 8 = 2{,}01$
Poutres P X	101,83	1,07	8	15	$4\theta 8 = 2{,}01$

V.2.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau = \frac{Vu}{b_0 \times d}$$

Tableau V.7: la section d'armatures transversales.

Poutres	Vu **(KN)**	τ_u **(MPA)**	$\overline{\tau_u}$ **(MPA)**	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP (30x35)	124,08	1,13	2,5	**CV**
PS (30x35)	101,83	1,07	2,5	**CV**

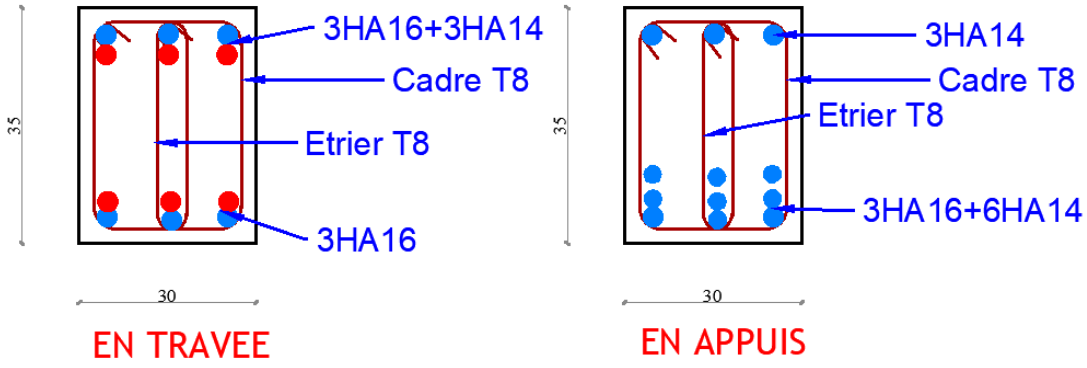


Figure V. 1: Ferraillage des poutres principales.

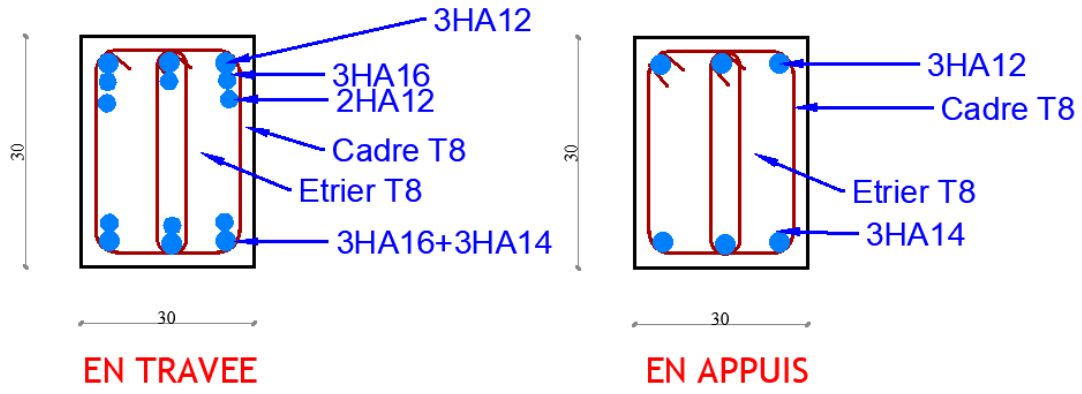


Figure V. 2: Ferraillage des poutres secondaires.

V.3 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage sera fait en flexion composé déviée (N, Mx, My).

V.3.1 Armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements

- **Selon le CBA 93**

$$A_l = min\begin{cases} 4\ cm^2 pour\ un\ metre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\,\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 0{,}5\,\%\ \ B: Sction\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Selon le RPA99V2003 [Art7.4.2.1]**
  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
  - Leur pourcentage est limité en zone III par :

    $0{,}9\,\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 3\,\%$ En zone courante.

    $0{,}9\,\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 6\,\%$ En zone de recouvrement.
  - Le diamètre minimum est de 12 mm

- La longueur minimale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- La zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h.

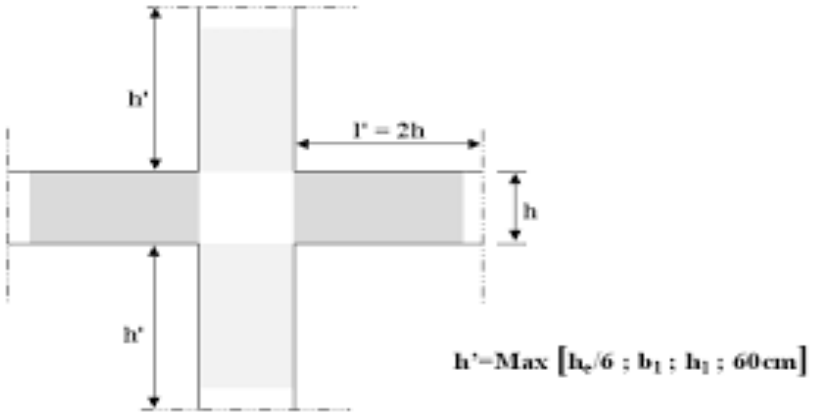


Figure V. 1: Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ M_{y\ correspondant}$.
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ M_{y\ correspondant}$.
- $M_{X\ max}\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspondant}$.
- $M_{y\ max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspondant}$.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans les tableaux suivant :

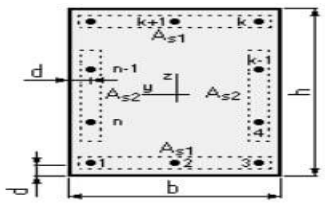


Figure V. 2: La section des poteaux.

Tableau V.8: La section d'armatures des poteaux.

Dimension	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{total} (Cm²)	A_{min} (Cm²)	$A_{choisie}$ (Cm²)
45x45	$N_{max} \rightarrow M_{Corr}$ **ELU**	2621,14	-0,08	12,76	7,2	18,2	**8HA16+4HA14 = 20.36**
	$N_{min} \rightarrow M_{Corr}$ **0,8G+ Edx**	-3053,58	2,56	-59,63			
	$M_{x\,max} \rightarrow N_{Corr}$ **G+Q+Edy**	-919,23	4,40	-153,52			
	$M_{y\,max} \rightarrow N_{Corr}$ **G+Q+Edy**	-229,71	78,44	11,78			
40x40	$N_{max} \rightarrow M_{Corr}$ **ELU**	701,5014	-1,0563	3,6292	9,4	14,4	**8HA12+4HA14 = 15,21**
	$N_{min} \rightarrow M_{Corr}$ **0,8G+ Edx**	-980,3134	-13,6328	5,141			
	$M_{x\,max} \rightarrow N_{Corr}$ **G+Q+Edy**	-493,9964	1,0313	-150,7595			
	$M_{y\,max} \rightarrow N_{Corr}$ **G+Q+Edy**	-125,229	87,5488	17,4147			
35x35	$N_{max} \rightarrow M_{Corr}$ **ELU**	254,8142	-0,0804	4,0004	12,2	11,02	**8HA12+4HA14 = 15,21**
	$N_{min} \rightarrow M_{Corr}$ **0,8G+ Edx**	-469,7216	-2,0008	-0,5424			
	$M_{x\,max} \rightarrow N_{Corr}$ **G+Q+Edy**	-117,8937	0,7453	-104,9711			
	$M_{y\,max} \rightarrow N_{Corr}$ **G+Q+Edy**	-29,363	75,5068	19,9676			

V.3.1.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau V.9: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Cas	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \sigma_s$
45x45	$N_{max} \rightarrow M_{Corr}$	-38,95	-4,71	-14,54	2,8	15	27,8	201,6	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{Corr}$	-1077,65	-0,70	2,15	5,3		78,3		
	$M_{x\,max} \rightarrow N_{Corr}$	-407,16	-0,61	-15,82	2,9		40,5		
	$M_{y\,max} \rightarrow N_{Corr}$	-694,40	14,60	-3,53	4,4		62,4		
40x40	$N_{max} \rightarrow M_{Corr}$	-69,8997	-3,1199	-0,1676	0,7	15	9,5	201,6	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{Corr}$	-697,1712	-1,3257	2,1184	4,4		65,1		
	$M_{x\,max} \rightarrow N_{Corr}$	-174,7397	-0,161	-15,9565	2,5		31,6		
	$M_{y\,max} \rightarrow N_{Corr}$	-214,9131	-11,9897	2,8247	2,6		33,7		
35x35	$N_{max} \rightarrow M_{Corr}$	-8,7489	-0,1239	-11,3382	3,1	15	19,7	201,6	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{Corr}$	-342,0789	-1,4265	-0,3811	2,8		41,5		
	$M_{x\,max} \rightarrow N_{Corr}$	-25,3547	-0,0512	19,2072	5,3		36,0		
	$M_{y\,max} \rightarrow N_{Corr}$	-45,9443	-13,4576	1,6678	4,3		36,7		

V.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le « RPA99V2003 Article7.4.2.2 »

$$A_t = \frac{\rho_a \times S_t \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u : effort tranchant.

ρ_a : est coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,5 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$; $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\theta_l\right] \end{cases}$$

t : est l'espacement des armatures transversales.

θ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1: hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures **:** La section d'armatures transversales des poteaux.

Transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\,\% \; si \; \lambda \geq 5$$

$$0{,}8\,\% \geq \frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}3\,\% \; si \; 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq 0{,}8\,\% \; si \; \lambda < 5$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3,5), donc : $\lambda > 5$ pour tous les poteaux : $A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$

Tableau V. 10: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section (Cm²)	**Zone**	**t** (Cm²)	$A_{t\,choisie}$ (Cm²)
45x45	**Nodale**	10	4ϕ8 = 2,01
	Courante	15	4ϕ8 = 2,01
40x40	**Nodale**	10	4ϕ8 = 2,01
	Courante	15	4ϕ8 = 2,01
35x35	**Nodale**	10	4ϕ8 = 2,01
	Courante	15	4ϕ8 = 2,01

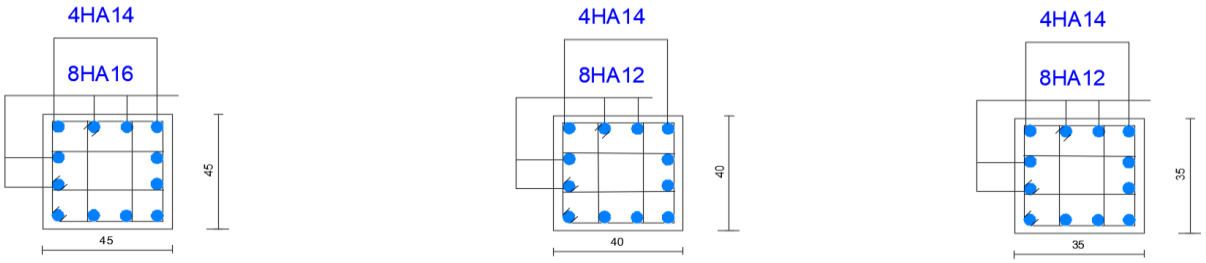


Figure V. 3: Ferraillage des poteaux.

V.4 Ferraillage des voiles

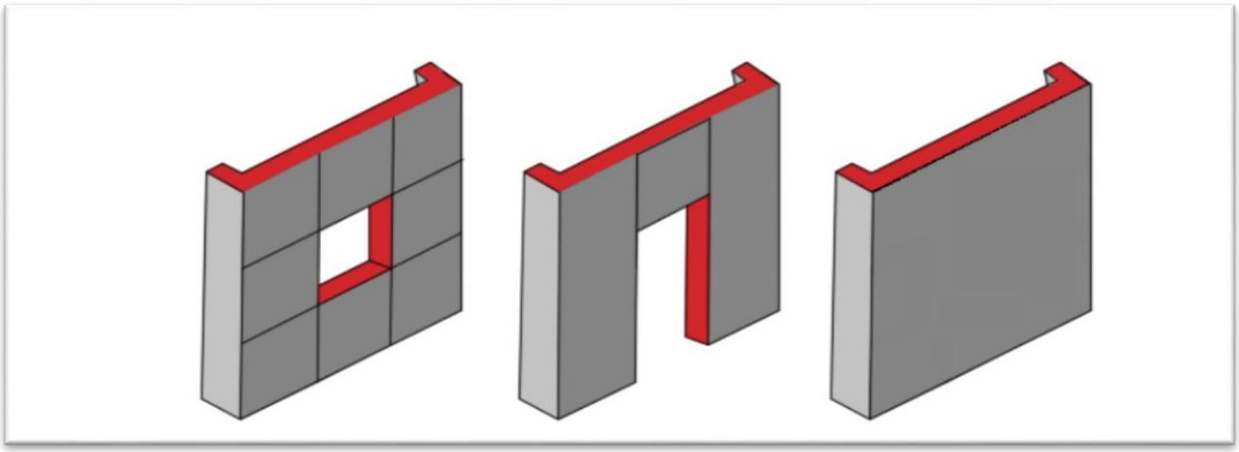
Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticale « G » et « Q » et horizontales « E », les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleines), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction / compression.

Figure IV.7: Types des voiles a ferraillé.



V.4.1 Ferraillage des voiles pleins.

Tableau V.11: La section d'armatures verticales des voiles.

Voile	L	a	L/10	N	M	Cas	A	A'
V1	275	20	27,5	183,9035	-86,8959	S.P.C	11,8	0
V6	290	20	29,0	242,6564	-59,8464	S.P.C	12,4	0

Tableau V.12: la section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ (Cm²)	$A'_{calculé}$ (Cm²)	$A_{choisie}$ (Cm²)	$S_t/2$ (Cm)	$A_{courante\ choisie}$ (Cm²)	S_t (Cm)	$A_{V\ globale}$ (Cm²)
V1	11,8	0,00	2x(4HA14) =12,32	9,5	2x(12HA14) =36,94	19	61,58
V6	12,4	0,00	2x(6HA12) =13,57	12,5	2x(10HA12) =22,62	25	49,76

V.4.1.2 Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau V.13: Vérification des contraintes normales des voiles à l'ELS.

Voile	N	M	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \sigma_s$
V1	134.2072	15.3737	0,9	15	10,8	201,63	**CV**
V6	178.468	-47.186	3,4	15	31,1	201,63	**CV**

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ELA

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \; ; V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau V.14: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	L	a	T (KN)	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
V1	275	20	763,83	2,16	5	**CV**
V6	290	20	625,78	1,67	5	**CV**

V.4.1.4 Calcul des armatures horizontales

Le doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant dans le voile.

Selon le D.T.R.B.C.2.4.2 (Art 2.233-b)

$$A_h = Max\left\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}5\,\% \times a \times h_e\right\}$$

Le calcul de A_l et d'espacement se fait selon l'annexe E.

Tableau V. 15: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	$A_{V\ globale}$ (Cm²)	$A_{h\ cal}$ (Cm²)	S_t (Cm)	$A_{\ h\ choisie}$ (Cm²)
V1	61,58	41,05	15	2x(20HA12) =45,24
V6	49,76	33,17	15	2x(16HA12) =36,20

V.4.1.5 Armatures d'attache

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des acier d'attache (épingles) dont le diamètre des armatures ϕ_l est tel que $\phi_l \geq \frac{\phi_v}{3}$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à 40. Ømax en zone III.

V.5.1 Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\boldsymbol{\tau_b \leq 0{,}06 \times f_{c28}}$ Flexion simple.

$\boldsymbol{\tau_b \geq 0{,}06 \times f_{c28}}$ Traction/Compression.

$$V_u = \frac{V}{b_0 \times d}\ ; V = 1{,}4 \times T$$

V.5.1.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau_b \leq 0{,}06 \times f_{c28}}$)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.5.1.1.1 Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e} \; ; Z = h - 2\text{d}' ; M = 1{,}4M_u$$

V.5.1.1.2 Aciers transversaux

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{1}{h} \rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 \; linteau \; long \\ \lambda < 1 \; linteau \; couer \end{cases}$$

linteaux longs

$$\text{S} \leq \frac{\text{A}_\text{t} \times \text{f}_\text{e} \times \text{Z}}{\overline{\text{V}}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

Z = h-2d'; $\overline{\text{V}} = 1{,}4V_u$

linteaux Courts

$$\text{S} \leq \frac{\text{A}_\text{t} \times \text{f}_\text{e} \times \text{l}}{\overline{\text{V}} + (\text{A}_\text{t} \times \text{f}_\text{e})} \; ; \qquad V = Min(V_1 ; \; V_2)$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \; ; \qquad V_2 = 2 \times V_u$$

Avec

$M_{ci} \; et \; M_{cj}$: moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par $M_c = \; V \times \text{f}_\text{e} \times \text{Z}$

V.5.2. Ferraillage des linteaux en traction /compression $\boldsymbol{\tau_b \geq 0,06 \times f_{c28}}$

a) Aciers diagonales

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement :

$$A_D = \frac{V}{2\text{f}_\text{e} sin\alpha} \; ; \alpha = arctg \; (\frac{h - 2d'}{l})$$

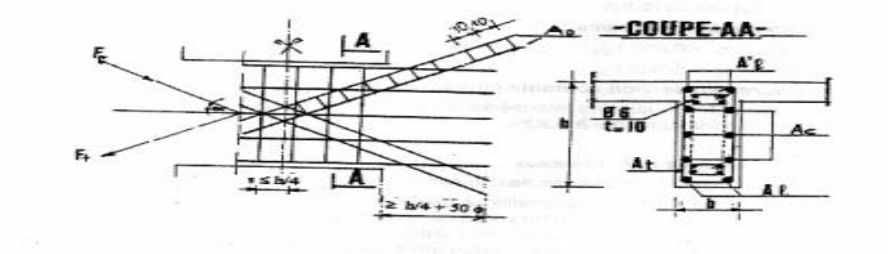


Figure V. 4: Armatures du linteau selon RPA99

Ferraillage minimal RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

b) Armatures longitudinales

$$(A_l; A'_l) \geq 0{,}15\,\%\,(b \times h)$$

c) Armatures transversales

Pour : $\boldsymbol{\tau_b \leq 0{,}025 \times f_{c28}} \rightarrow A_t \geq 0{,}0015 b \times h$

Pour : $\boldsymbol{\tau_b > 0{,}025 \times f_{c28}} \rightarrow A_t \geq 0{,}0025 b \times h$

S : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$A_c \geq 0{,}002 b \times S$: les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V. 16: Choix de la méthode de calcul.

Voile	e (Cm)	h (Cm)	L (Cm)	V (KN/ml)	M (KN/ml)	τ_b (Mpa)	$\tau_b \leq 0{,}06 \times f_{c28}$	Cas
V2	20	200	120	571,51	360,01	0,70	**Oui**	**Flexion simple**
V3	20	150	125	725,56	551,32	1,6	**Oui**	**Flexion simple**
V4	20	120	50	832,65	733,33	1,1	**Oui**	**Flexion simple**
V5	20	150	140	654,22	312,74	0.9	**Oui**	**Flexion simple**

Flexion simple :

Tableau V. 17: La section d'armatures des linteaux.

Voile	$A_{calculée}\ Cm^2$			$A_{choisie}\ Cm^2$			
	A_l	A_t	A_c	A_l	S_t (Cm)	A_t	A_c
V2	6,00	0,45	8,00	2(3HA12) = 6,78	15	1HA8=0,50	2(4HA12) = 9,04
V3	4,5	0,45	6,00	2(3HA12) = 6,78	15	1HA8=0,50	2(3HA12) = 6,78
V4	3,6	0,45	4,80	2(2HA12) = 4,52	15	1HA8=0,50	2(3HA12) = 6,78
V5	4,5	0,45	6,00	2(3HA12) = 6,78	15	1HA8=0,50	2(3HA12) = 6,78

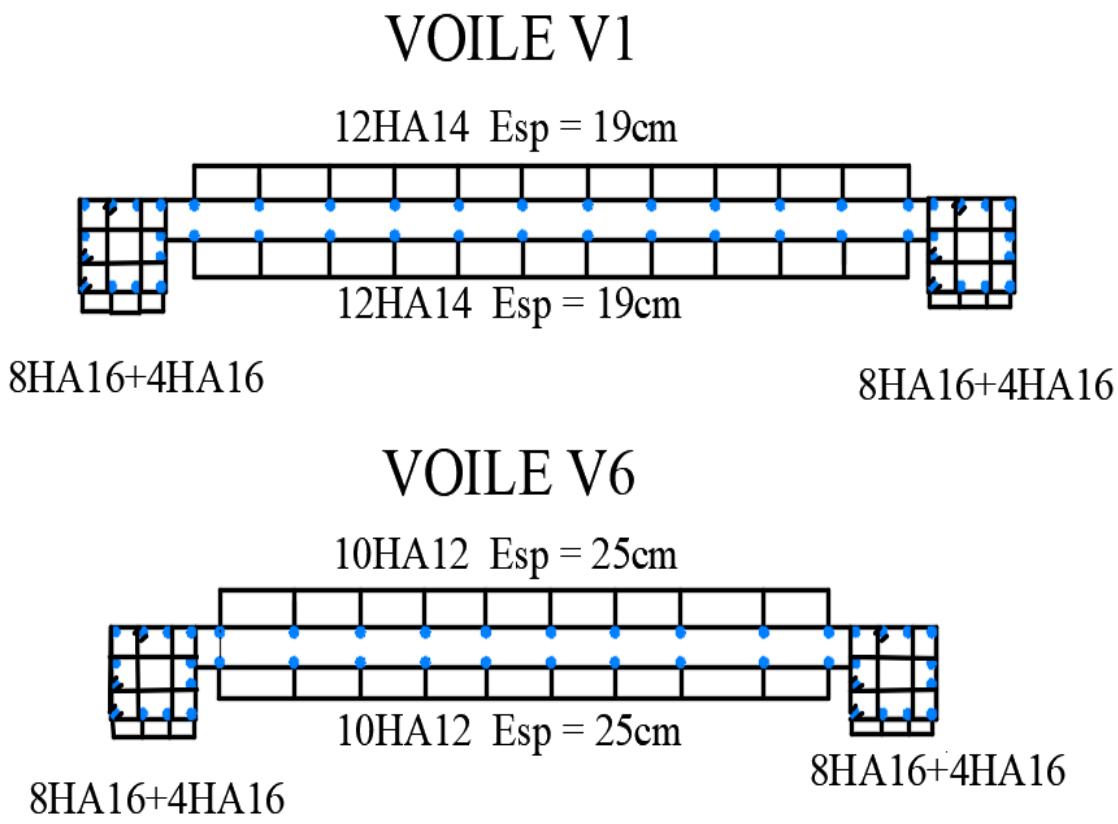


Figure V.5: Détail de ferraillage des voiles.

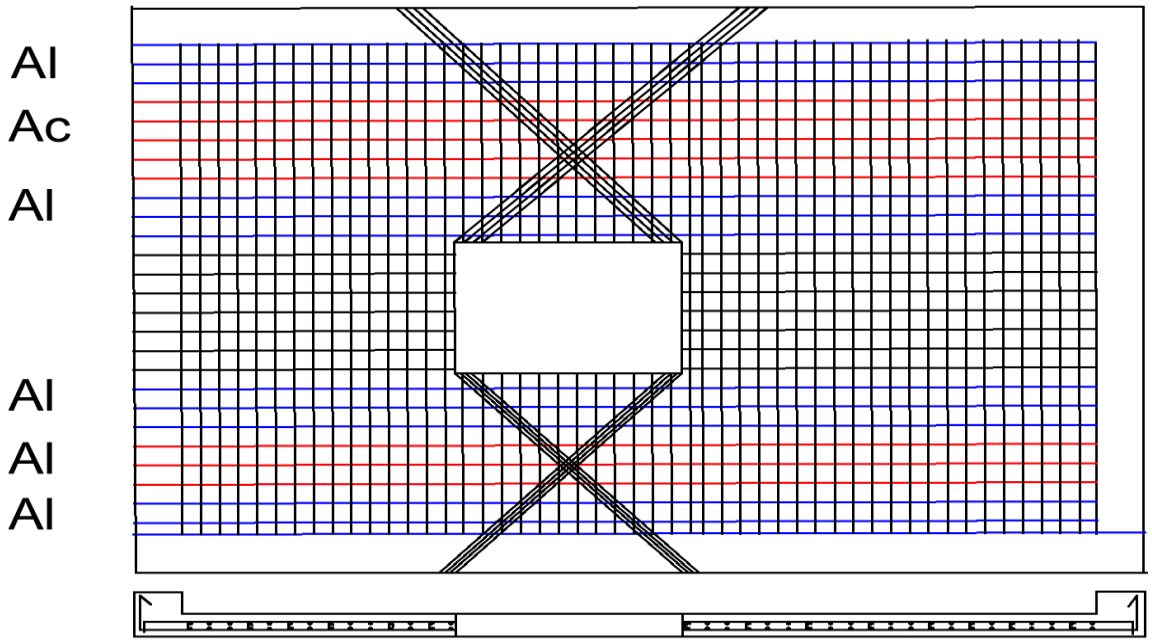


Figure V. 6: Ferraillage des voiles ouvertures.

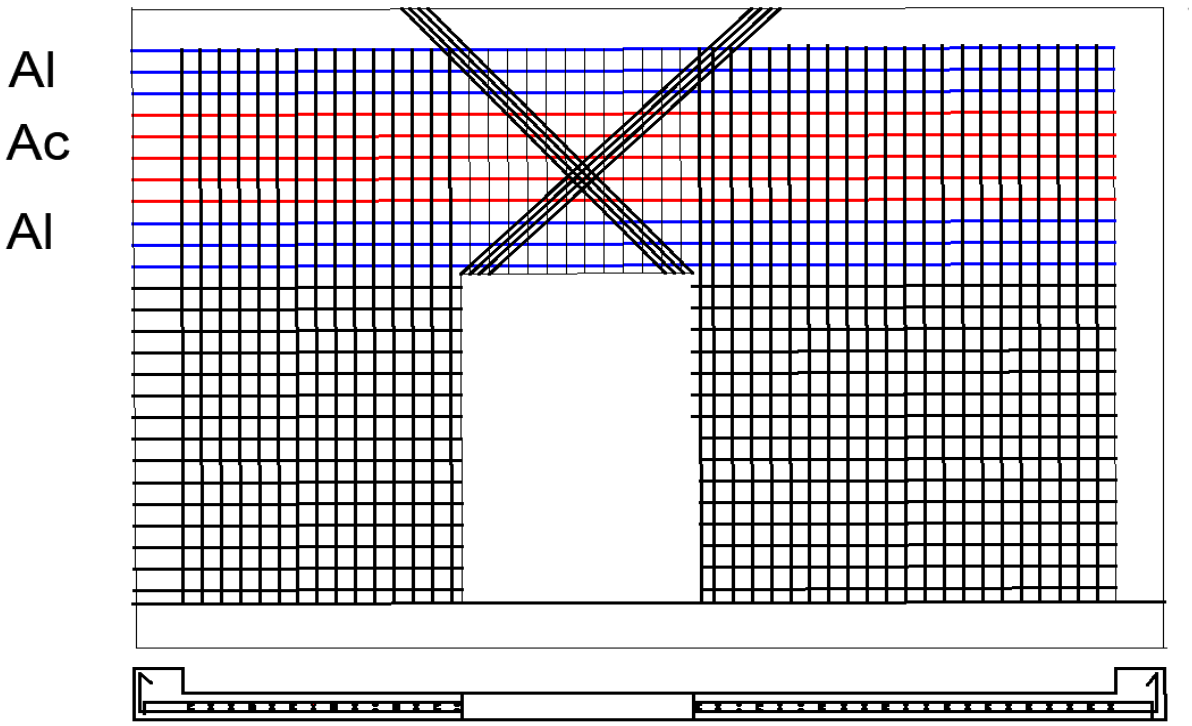


Figure V. 7: Ferraillage des voiles ouverture

Chapitre VI :

Etude de

L’infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe d transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonne conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction) édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- De faible a fort humidité et de faible a fort compacité (w =12,5 %).
- L'angle de frottement est de (φ =22 °).
- Le PH est proche de la neutralité (PH =7,72).
- Le pourcentage n sulfates indique que l'agressivité est nulle (5,36%).
- Le taux de carbonates st moyen (28%).

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2,40 bars la profondeur d'ancrage de 1,50 m par rapport au niveau du sol.
pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes t le radier t on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.3.1 Calcul des semelles isolées

VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul de « A et B » de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contraint située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2 .

$$\sigma_m = \frac{3\delta_2 + \delta_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale alla contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{N}{A*B}\left(1 + \frac{3e_{0b}}{B}\right) < \bar{\sigma}_{sol}$$

Si on remplace A par :

$$A = \left(\frac{a}{b}\right)B \rightarrow \frac{N}{a*b}\left(1 + \frac{3e_{0b}}{B}\right) < \bar{\sigma}_{sol}$$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

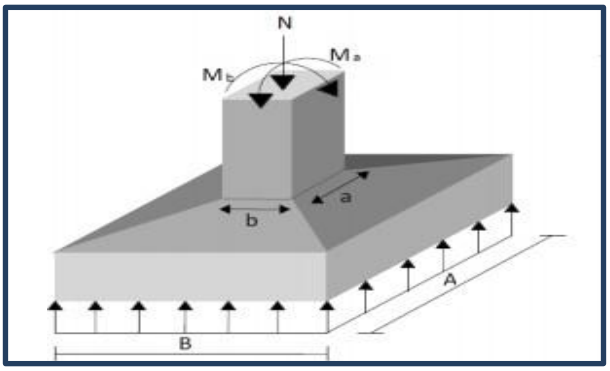
$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right]A^3 - N \times A - (3 \times 3e_{0b} \times N) \geq 0$$

- Diagramme trapézoïdale :

  $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$ (Même pour A).

- Diagramme triangulaire :

  $\left[1{,}995\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right]B^3 - \left[3{,}99 \times \frac{a}{b} \times e_{0b} \times \bar{\sigma}_{sol}\right]B - [2N] \geq 0$ (Même pour A).



Figures VI. 1: Semelle isolée.

Les résultats des effort normaux appliqués aux fondation et section des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

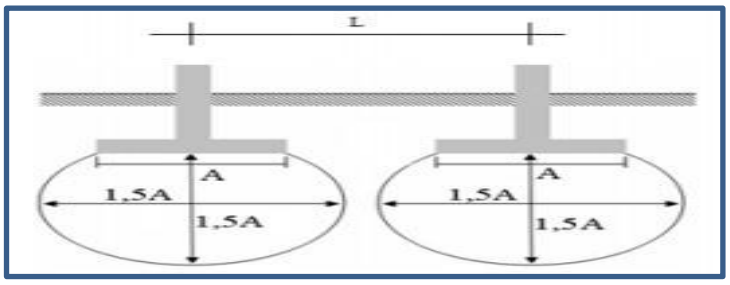
Tableau VI. 1: Vérification de chevauchement des semelles isolées.

Semelle	a=b	N_{ser} (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Diagramme	A_{cal} (m)	A_{ch} (m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (Cm)	h_{ch} (Cm)
S1(B,7)	45	743,00	-1,32	1,29	Trapézoïdale	1.75	1.80	1.75	1.80	44.41	45
S2(C,7)	45	777,36	-1,52	0,47	Trapézoïdale	1.80	1.80	1.80	1.80	44.41	45
S3(D,7)	45	776,51	1,55	0,30	Trapézoïdale	1.82	1.90	1.82	1.90	36.25	40
S4(E,7)	45	809,35	-1,12	0,37	Trapézoïdale	1.83	1.90	1.83	1.90	36.25	40
S5(f,7)	45	744.01	-0.95	-0.36	Trapézoïdale	1.76	1.80	1.76	1.80	44.41	45
S6(B,6)	45	1004.69	-0.87	-1.89	Trapézoïdale	2.04	2.10	2.04	2.10	41.25	45
S7(C,6)	45	954.88	-0.78	0.75	Trapézoïdale	1.99	2.00	1.99	2.00	49.41	50
S8(D,6)	45	936.43	-0.61	-0.04	Trapézoïdale	1.97	2.00	1.97	2.00	49.41	50
S9(E,6)	45	894.53	-0.47	0.21	Trapézoïdale	1.93	2.00	1.93	2.00	49.41	50
S10(B,5)	45	1077.65	-0.70	-2.15	Trapézoïdale	2.12	2.20	2.12	2.20	54.41	55
S11(C,5)	45	1017.89	-1.02	0.43	Trapézoïdale	2.06	2.10	2.06	2.10	41.25	45
S12(D,5)	45	870.72	-2.05	-0.34	Trapézoïdale	1.90	1.90	1.90	1.90	46.91	50
S13(B,4)	45	1017.13	-0.31	-2.02	Trapézoïdale	2.05	2.10	2.05	2.10	41.25	45
S14(C,4)	45	903.00	0.14	-0.33	Trapézoïdale	1.93	2.00	1.93	2.00	49.41	50
S15(B,3)	45	871.79	-0.30	-1.32	Trapézoïdale	1.90	1.90	1.90	1.90	46.91	50
S16(C,3)	45	776.11	-0.36	-0.026	Trapézoïdale	1.79	1.80	1.79	1.80	44.41	45

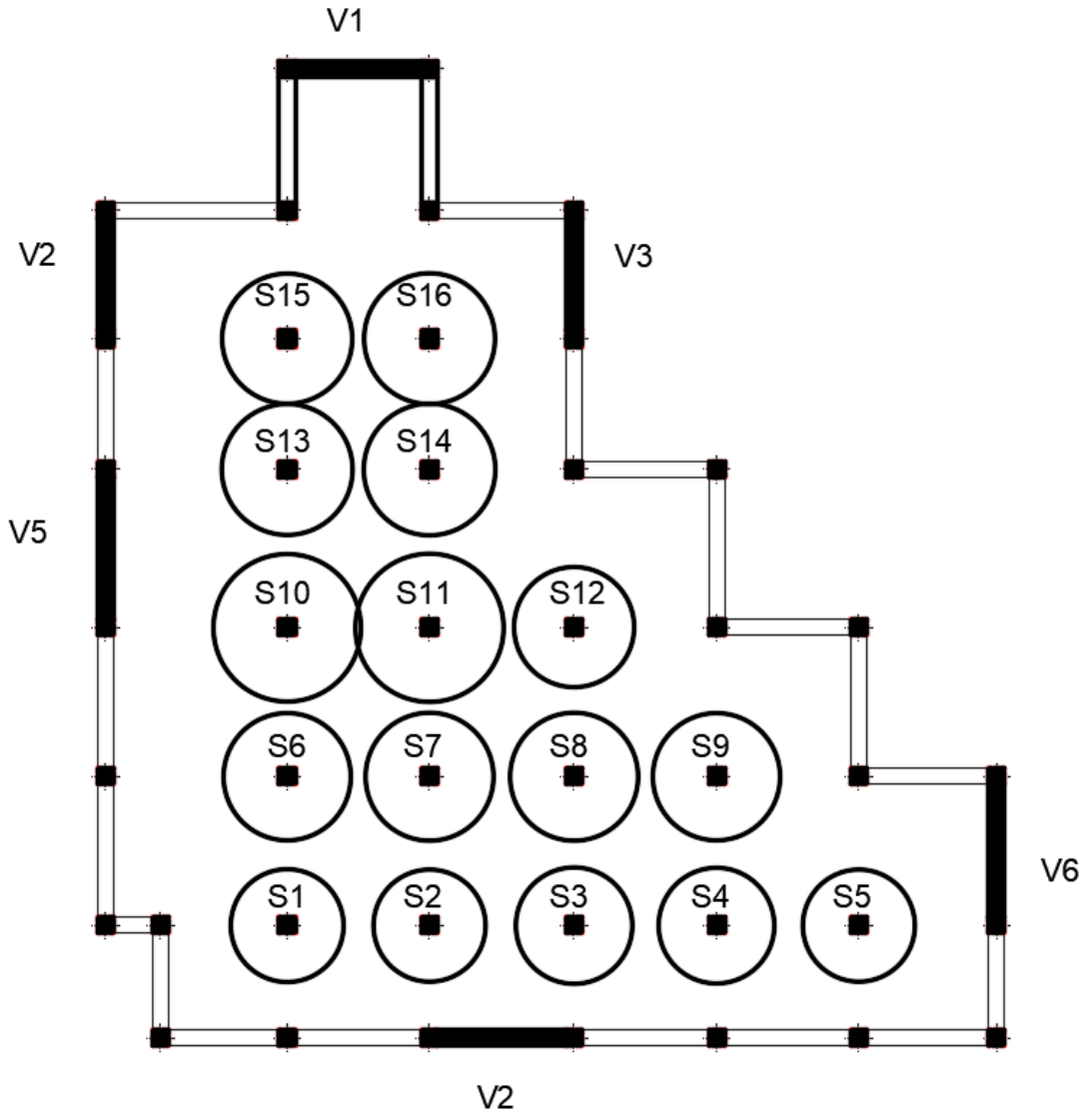
VI.3.1.2 Vérification de chevauchement entre les semelles isolée à L'ELS

Tableau VI. 2: Vérification de chevauchement des semelles isolées.

Semelle	L	A_1	A_2	$\frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$	L≥ $\frac{A_1+A_2}{2} \times 1.5$
S1-S2	3.10	1.80	1.80	2.70	**Vérifiée**
S2-S3	3.15	1.80	1.90	2.77	**Vérifiée**
S3-S4	3.10	1.90	1.90	2.85	**Vérifiée**
S4-S5	3.10	1.90	1.80	2.77	**Vérifiée**
S6-S7	3.10	2.10	2.00	3.07	**Vérifiée**
S7-S8	3.15	2.00	2.00	3.00	**Vérifiée**
S8-S9	3.10	2.00	2.00	3.00	**Vérifiée**
S10-S11	3.10	2.20	2.10	3.22	**Non Vérifiée**
S11-S12	3.15	2.10	1.90	3.00	**Vérifiée**
S13-S14	3.10	2.10	2.00	3.07	**Vérifiée**
S15-S16	3.10	1.90	1.80	2.77	**Vérifiée**



Figures VI. 2: Les bulles de pression.



Figures VI. 3: Les bulles de pression sous la semelle.

VI.3.1.3 Les Semelles isolées

S_1 :A_{ch}= 1.80 m ; B_{ch}= 1.80 m ;h_{ch}= 45 cm

S_2 :A_{ch}= 1.80 m ; B_{ch}= 1.80 m ;h_{ch}= 45 cm

S_3 :A_{ch}= 1.90 m ; B_{ch}= 1.90 m ;h_{ch}= 40 cm

S_4 :A_{ch}= 1.90 m ; B_{ch}= 1.90 m ;h_{ch}= 40 cm

S_5 :A_{ch}= 1.80 m ; B_{ch}= 1.80 m ;h_{ch}= 45 cm

S_6 :A_{ch}= 2.10 m ; B_{ch}= 2.10 m ;h_{ch}= 45 cm

S_7 :A_{ch}= 2.00 m ; B_{ch}= 2.00 m ;h_{ch}= 50 cm

S_8 :A_{ch}= 2.00 m ; B_{ch}= 2.00 m ;h_{ch}= 50 cm

S_9 :A_{ch}= 2.00 m ; B_{ch}= 2.00 m ;h_{ch}= 50 cm

S_{10} :A_{ch}= 2.20 m ; B_{ch}= 2.20 m ;h_{ch}= 55 cm

S_{11} :A_{ch}= 2.10 m ; B_{ch}= 2.10 m ;h_{ch}= 45 cm

S_{12} :A_{ch}= 1.90 m ; B_{ch}= 1.90 m ;h_{ch}= 50 cm

S_{13} :A_{ch}= 2.10 m ; B_{ch}= 2.10 m ;h_{ch}= 45 cm

VI.3.1.4. Vérification des contraintes

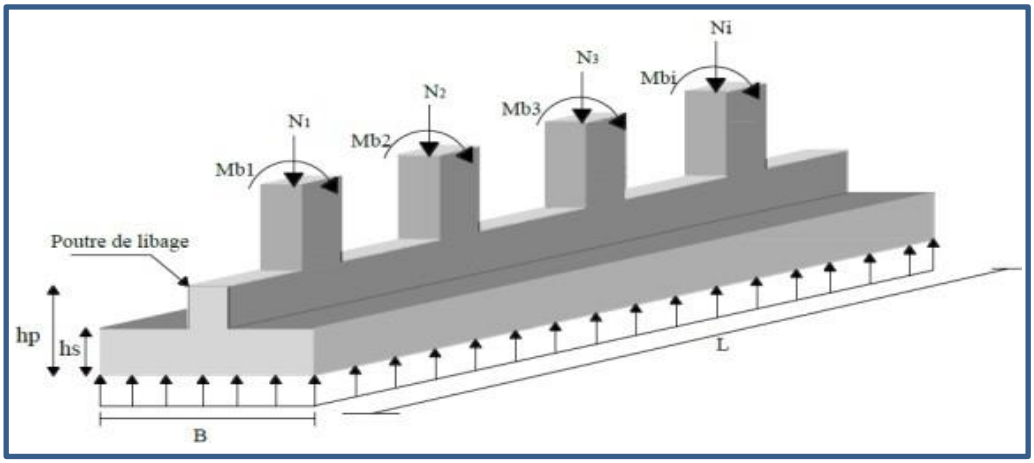
On vérifie $\sigma \leq \sigma_{sol}$; $\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblai}}{A \times B}$

Tableau VI. 3: Vérification des contraintes des semelles isolées.

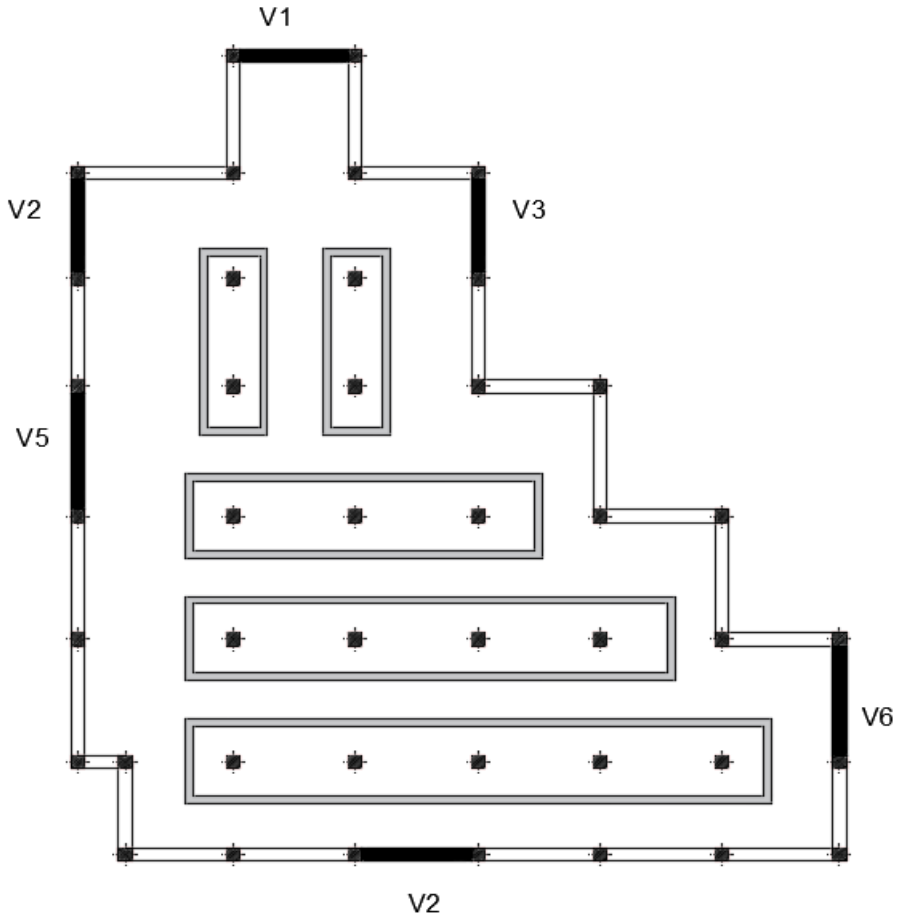
Les semelles	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{morceaux\ poteau}$	$P_{remblai}$	σ (MPA)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S_1	743.00	36,45	5,06	87,48	0,267	**Non vérifiée**
S_2	777.36	36,45	5,06	87,48	0,278	**Non vérifiée**
S_3	776.51	36,10	4,50	97,47	0,280	**Non vérifiée**
S_4	809.35	36.10	4,50	97,47	0,291	**Non vérifiée**
S_5	744.01	36,45	5,06	87,48	0,267	**Non vérifiée**
S_6	1004.69	49,61	5,06	119,07	0,362	**Non vérifiée**
S_7	954.88	50,00	5,62	108,00	0,343	**Non vérifiée**
S_8	936.43	50,00	5,62	108,00	0,337	**Non vérifiée**
S_9	894.53	50,00	5,62	108.00	0,324	**Non vérifiée**
S_{10}	1077.65	66,55	6,18	130.68	0,393	**Non vérifiée**
S_{11}	1017.89	49,61	5,06	119,07	0,366	**Non vérifiée**
S_{12}	870.72	45,12	5,62	97,47	0,312	**Non vérifiée**
S_{13}	1017.13	49,61	5,06	119,07	0,365	**Non vérifiée**

Commentaire

D'après le tableau : toutes les semelles isolées du tableau ne respectent pas la contrainte admissible du sol, donc on passe à l'étude des semelles filantes



Figures VI. 4: Schéma semelle filantes.



Figures VI. 5: Schéma présenté les semelles filantes.

VI.3.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

Tableau VI. 4: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	B_{calcul} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h_{calcul} (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
S-F1	2.45	497.04	3.18	1.23	1.50	25.75	30
S-F2	2.45	787.68	4.50	1.48	1.90	32.00	40
S-F3	3.10	1230.29	7.02	2.22	2.50	50.5	55
S-F4	2.90	1993.72	9.31	2.58	3.00	59.5	65
S-F5	2.80	1284.72	7.69	2.18	2.50	49.5	55
S-F6	2.75	1219.64	6.98	2.23	2.50	50.75	55

VI.3.2.1.1. Vérification des contraintes

Tableau VI. 5: Vérification des contraintes des semelles.

Les semelles	N_{ser} (KN/ml)	$P_{Semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S-F1	497.04	41.07	47.16	0.21	Vérifiée
S-F2	787.68	74.21	79.21	0.19	Vérifiée
S-F3	1230.29	85.93	90.43	0.18	Vérifiée
S-F4	1993.72	92.54	97.91	0.20	Vérifiée
S-F5	1284.72	85.93	90.01	0.18	Vérifiée
S-F6	1219.64	85.93	90.21	0.18	Vérifiée

VI.3.2.1.2 Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondation, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI. 6: Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles.

Les semelles	$Nser$ (KN)	M_{ser} (KN.m)	e_0 (Cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (Cm)	Vérification
S-F1	497.04	3.18	6.39	1.50	375	**Vérifiée**
S-F2	787.68	4.50	5.71	1.90	475	**Vérifiée**
S-F3	1230.29	7.02	5.70	2.50	625	**Vérifiée**
S-F4	1993.72	9.31	4.66	3.00	750	**Vérifiée**
S-F5	1284.72	7.69	5.98	2.50	625	**Vérifiée**
S-F6	1219.64	6.98	5.72	2.50	625	**Vérifiée**

VI.3.2.1.3 Ferraillage de semelles filantes sous voiles

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules des ferraillages d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

Tableau VI. 7: Choix de méthode de calcul.

Les semelles	N_u (KN)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{18}(cm)$	La méthode
S-F1	785.43	5.67	7.21	8.33	**Des bielles**
S-F2	980.54	6.87	7.00	10.55	**Des bielles**
S-F3	1498.56	9.14	6.09	13.88	**Des bielles**
S-F4	2128.67	12.87	6.04	16.66	**Des bielles**
S-F5	1478.43	9.03	6.10	13.88	**Des bielles**
S-F6	1397.43	8.88	6.35	13.88	**Des bielles**

Armateurs principaux :

Tableau VI. 8: Ferraillage des semelles filantes.

Les semelles	Nu (KN)	B (m)	$A_{calculée}$ (Cm^2)	$A_{choisie}$ (Cm^2)	St (Cm)
S-F1	785.43	1.50	9.2	10HA12=11.31	14,56
S-F2	980.54	1.90	11.02	10HA12=11.31	14,56
S-F3	1498.56	2.50	13.23	12HA12=13.57	11,05
S-F4	2128.67	3.00	16.43	16HA12=18.1	7,50
S-F5	1478.43	2.50	13.09	12HA12=13.57	11,05
S-F6	1397.43	2.50	12.65	12HA12=13.57	11,05

Les armateurs de Répartitions :

Tableau VI. 9: Armatures de répartition des semelle filantes.

Les semelles	A_b (KN)	B (m)	$A_{Rép}$ (Cm^2)	$A_{choisie}$ (Cm^2)	St (Cm)
S-F1	11.31	1.50	7.70	10HA10= 7.85	15
S-F2	11.31	1.90	7.70	10HA10= 7.85	15
S-F3	13.57	2.50	9,23	12HA10= 9.42	10
S-F4	18.1	3.00	12,05	8HA14= 12.32	5
S-F5	13.57	2.50	9,23	12HA10= 9.42	10
S-F6	13.57	2.50	9,23	12HA10= 9.42	10

VI.3.2.2 Dimensionnement des semelles filante sous plusieurs poteaux

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures (e≥ $3cm$)
- Non poinçonnement

Le calcul de la largeur 'B' de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow \sigma \frac{\sum N_{ser}}{S} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\rightarrow S = B \times L \rightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

- NB : Toutes les semelles sont des semelles filantes sous plusieurs des poteaux

Tableau VI. 10: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS « sous porteur (X.Y).

Sens	Semelle	L (m)	$\sum N$ (KN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	B_{adopte} (m)	h_{cal} (Cm)	h_{adopte} (Cm)
X	S-F1	12.45	3850.23	2,40	1.28	1.30	24	30
	S-F2	9.35	3790.53		1.69	1.70	34	40
	S-F3	6.25	2966.26		1.97	2.00	41	45
Y	S-F4	2.85	1888.82		2.76	2.80	61	65
	S-F5	2.85	1679.11		2.45	2.50	54	60

VI.3.2.2.1. Vérification des contraintes

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes des semelles.

	Les semelles	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$	σ (MPA)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
X	S-F1	3850.23	12,67	45,62	0,241	Non vérifiée
	S-F2	3790.53	28,90	78,03	0,245	Non vérifiée
	S-F3	2966.26	45,00	108,0	0,251	Non vérifiée
Y	S-F4	1888.82	127.4	211,68	0,279	Non vérifiée
	S-F5	1679.11	93,75	168,75	0,272	Non vérifiée

Commentaire

la condition n'est pas vérifié, il faut donc augmenter la longueur B.

VI.3.2.3 Vérification des semelles filantes sur les deux sens (X ; Y) (croisées)

VI.3.2.3.1 Dimensionnement des semelles filantes sur les deux sens (X ; Y) (croisées)

On fait le dimensionnement par la proposition du la valeur de B :

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes des semelles.

$\sum N$ (KN)	B_{cal} (m)	S (m)	$\sigma=\frac{Nmax}{S}$	$\bar{\sigma}$ (bars)	Vérification $\sigma \leq \bar{\sigma}$	h_{cal} (Cm)	h_{adopte} (Cm)
3850.23	1,40	17,43	2,20	2,40	CV	26,75	30
3790.53	1,80	16,83	2,25		CV	36,74	40
2966.26	2,10	13,125	2,26		CV	44,25	50
1888.82	3,00	8,55	2,20		CV	66,75	70
1679.11	2,70	7,69	2,18		CV	59,25	60

VI.3.2.3.2 Vérification des stabilités au renversement

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI. 13: Vérification de renversement des semelles.

Les semelles	$Nser$ (KN)	M_u (KN.m)	e_0 (Cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$ (Cm)	Vérification
S-F1	3850.23	3,20	0,08	1,40	35	**Vérifiée**
S-F2	3790.53	4,94	0,13	1,80	45	**Vérifiée**
S-F3	2966.26	5,74	0,19	2,10	52	**Vérifiée**
S-F4	1888.82	6,12	0,32	3,00	75	**Vérifiée**
S-F5	1679.11	5,89	0,35	2,70	67	**Vérifiée**

VI.3.2.3.3 Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux :

Ont vérifiée :

$$F_u \leq F_{limite} = 0{,}045 \times U_C \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 14: Vérification de poinçonnement des semelles.

La semelle filant	h	F_u	F_{limite}	Vérification
	70	2443,86	1897,5	**Condition non vérifiée**

Commentaire

La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre libage.

VI.3.2.4 Ferraillage des semelle filantes

VI.3.2.4.1 Semelle filantes (continue) sous plusieurs poteaux :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{18}$$

Tableau VI. 15: Ferraillage principales des semelles.

Les semelles	Nu (KN)	M_u (KN.m)	e_0 (Cm)	B (m)	$\frac{B}{18}$ (Cm)	Vérification
S-F1	4623,31	5,48	0,11	1,40	7,77	**Des bielles**
S-F2	4378,00	6,94	0,15	1,80	10	**Des bielles**
S-F3	3589,91	7,74	0,21	2,10	11,6	**Des bielles**
S-F4	2570,91	9,12	0,35	3,00	16,6	**Des bielles**
S-F5	2301,91	8,89	0,38	2,70	15	**Des bielles**

- **Armateurs principaux :**

Tableau VI. 16: Armatures des semelle filantes

Les semelles	Nu (KN)	B (m)	$A_{calculée}$ (Cm^2)	$A_{choisie}$ (Cm^2)	St (Cm)
S-F1	4623,31	1,40	36,21	25HA14=38,5	15
S-F2	4378,00	1,80	34,40	24HA14=36,92	15
S-F3	3589,91	2,10	29,08	19HA14=29,26	15
S-F4	2570,91	3,00	23,20	16HA14=24,64	15
S-F5	2301,91	2,70	19,98	14HA14=21,52	15

- **Les armateurs de Répartitions :**

Tableau VI. 17: Armatures de répartition des semelle filantes

Les semelles	A_b (KN)	B (m)	$A_{Rép}$ (Cm^2)	$A_{choisie}$ (Cm^2)	St (Cm)
S-F1	27,12	1,40	9,49	8HA14=12,32	15
S-F2	29,38	1,80	13,22	10HA14=15,40	15
S-F3	16,95	2,10	8,89	6HA14=9,23	15
S-F4	28,25	3,00	21,18	14HA14=21,56	15
S-F5	26,78	2,70	18,07	12HA14=18,48	15

V.I.4.Poutre de libage

VI.4.1. Dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion, La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Avec :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad ; \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton (E=32164.19 MPa)
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg /cm^3)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times I^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Tableau VI. 18: Dimensionnement poutre de libage.

Poutre de libage	$\boldsymbol{L_{max}}$ $(\boldsymbol{m})$	$\boldsymbol{h_{p\ calcul}}$ **(m)**	$\boldsymbol{h_{p\ adopt}}$ **(m)**	$\boldsymbol{b_p}$ **(m)**
	3.45	0.42	0.7	0.45

VI.4.2 Vérification de poinçonnement de la poutre de libage [CBA91 Article A.5.2.4.2]

$$F_u \leq F_{Limite} = 0.045 u_c \times h_p \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI. 19: Vérification de poinçonnement.

Poutre de libage $\boldsymbol{45 \times 70}$	**H (Cm)**	$\boldsymbol{F_u}$ **(KN)**	$\boldsymbol{F_{Limite}}$	**Vérification**
	70	2128.67	2300	**Condition vérifiée**

- Pas de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.4.3. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q égale à la somme de toutes les charges provenant des superstructures, divisée par la longueur totale L de la poutre de libage.

$$q=\frac{\sum N_u + P_{Semelle} + P_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai}}{L}$$

Pour le calcul on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, et pour que la méthode forfaitaire ne soit pas applicable on passe à méthode de Caquot.

On doit vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau} (= \min(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) = 2.5 …… (Fissuration préjudiciable)

Tableau VI. 20: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

Poutre de libage	T (KN)	$\tau\ (MPa)$	$\overline{\tau}$ (MPa)	Vérification
45×70	650.65	0.62	2.5	**Condition vérifiée**

VI.4.4 Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres, de libage a ferraillé de même section d'effort normal diffèrent. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q(KN/m²) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU}=\frac{\sum N_{u+1.35\times(P_{semelle}+P_{poutre\ libage}+P_{amorces\ voile}+P_{remblai})}}{B\times L}$$

$$\sigma_{ELU}=\frac{\sum N_{se\times(P_{semelle}+P_{poutre\ libage}+P_{amorces\ voile}+P_{remblai})}}{B\times L}$$

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q(kn/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B; F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$$

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc ont adopté une solution crée des poutres de libage à mi travée (dans la travée longs).

Tableau VI. 21: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Eléments	σ_{ELU} (MPa)	σ_{ELS} (MPa)	F_{ELU} (KN/ml)	F_{ELS} (KN/ml)
Poutre de libage	0.453	0.329	530.76	392.90

VI.4.5. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau VI. 22: Ferraillage longitudinal des poutres de libage.

Poutre de libage 45×70	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)	A_{s1} (Cm²)	A_{s1} (Cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	
	456.87	656.87	14.45	20.54	**Travée**	**Appui**
					10HA14=15.39	14HA14=21.55

VI.4.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau VI. 23: Vérification des contraintes à l'ELS.

Eléments	M_{ser} (KN/m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	318.234	4.23	50.65	15	201.63	**Vérifiée**
Appui	576.98	5.44	76.23	15	201.63	**Vérifiée**

VI.4.7 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

On doit vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\overline{\tau}(= \min(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) = 2.5 …… (Fissuration préjudiciable)

Tableau VI. 24: Vérification de cisaillement des poutres de libage.

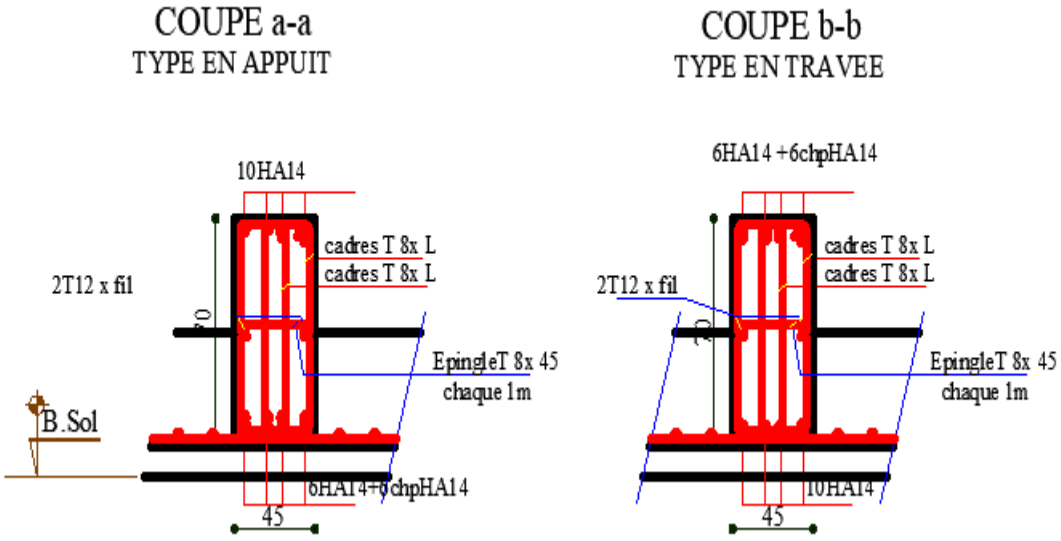
Elément				Espacement			
Poutre de libage	**T (KN)**	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	**ZN (Cm)**	**ZC (Cm)**	∅ (mm)	A_t (Cm²)
45×70 (Cm²)	1070.65	2.40	2.5	10	15	8	6HA8= 3.02

VI.4.8 Vérification de la flèche a l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées

Tableau VI. 25: Vérification préliminaire de la flèche.

Eléments	1^{ere} Condition			2^{eme} Condition			3^{eme} Condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b_0 d}$
Poutre de libage	0.20	0.062	Vérifié e	0.20	0.15	Vérifiée	0.005	0.01	Vérifiée



Figures VI. 6: Dessin de ferraillage de poutre libage.

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations dues au sol (tassement, gonflement, soulèvement) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux,

Appui continue pour les murs double cloison.

VI.4.8. Calcul de ferraillage à l'ELU ou l'ACC

Les longrines doivent calculés résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20KN$ α : (zone III / site 2) = 12

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges vertical de gravité apportées par les points d'appuis solidarisées.

$F_u = \frac{2280,45}{12} =$ 190.03 KN ; A = $\frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{\frac{Fe}{\gamma_s}} =$ 5,46 cm²

- Choix des armatures:
  - A_{RPA}= 0.6 % × (b×h) **[Art 10.1.1.b]**
  - $A_{CBA} \geq \frac{B.f_{c28}}{f_e}$

Tableau VI. 26: Ferraillage des longrines.

Eléments	$A_{calculée}$	A_{min} (cm^2)	$A_{choisée}$ (cm^2)
Longrines	5,46	5,4	4HA16= 8.04

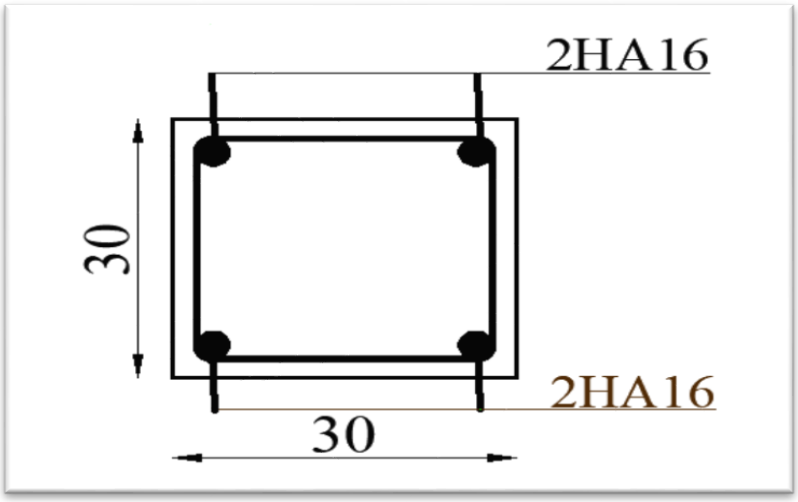
VI.4.9. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : très préjudiciable.

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \; ; \quad \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{ch}} < \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI. 27: Vérification des contraintes normales des longrines.

Sollicitation		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
N_{ser} (KN)	α	σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
1867.43	12		162.33		201.63	**Vérifiée**



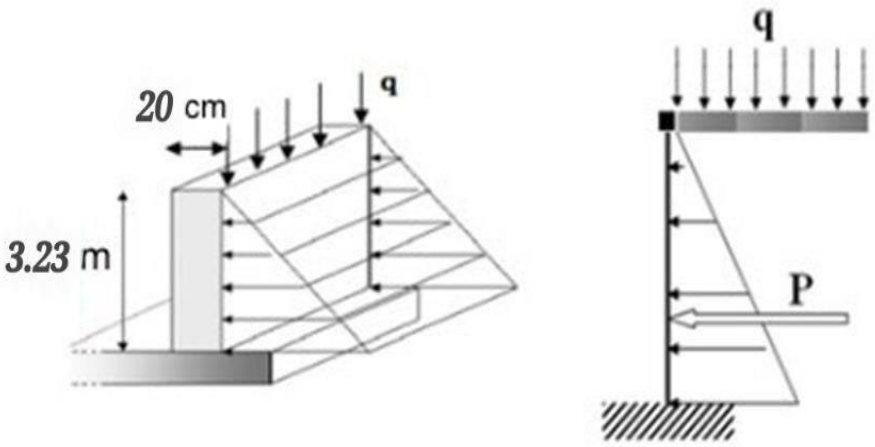
Figures VI. 7: Dessin de ferraillage des longrines.

VI.5 Voile Périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations et le niveau de base.

Evaluation des charges :

En plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5 KN/m² qui vient du parking.



Figures VI. 1: Schéma du chargement du voile périphérique.

- **Charge permanente :**
  - **Un terrain** β=0
  - Mur droit λ=0
  - Le poids volumique du terrain : γ=18.5 kN/m^3
  - L'angle de frottement interne : φ=22^o

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$$\begin{cases} P = \frac{1}{2}(k_a.\gamma.h^2) \\ G = k_a.\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte :

$$k_a = tg^2[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}]$$

$$k_a = 0.455$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = k_q.q$$

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)} = 0.455$$

Alors : Q= 0.455 x 2.5= kN/m²

- **Combinaisons d'actions :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 36.49\ kN/m^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 26.9 kN/m^2$$

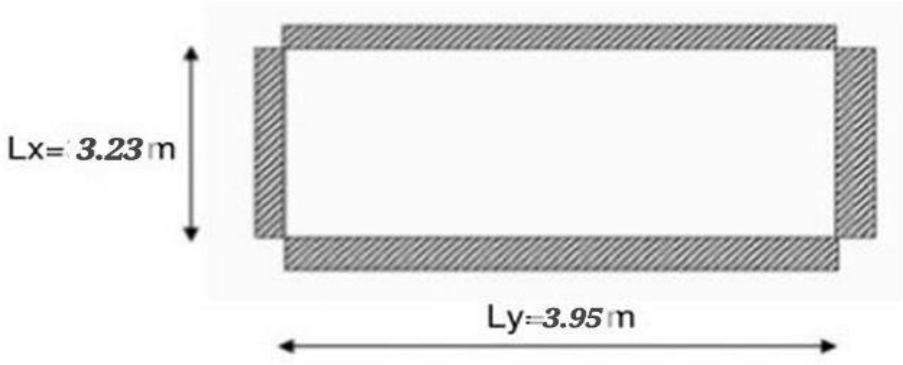
Pour une bande de **1 m**

$$q_u = 36.49\ kN/ml$$

$$q_{ser} = 26.9\ kN/ml$$

VI.5.1 Ferraillage des voiles périphériques

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.



Figures VI. 2: Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\boldsymbol{\rho} = \frac{3,23}{3,95} = 0,81 > 0,4$ Panneau de dalle portant sur deux directions

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x . q . L_x^2 \\ M_y = \mu_y . M_x \end{cases}$$

Tableau VI. 1: Les moments pour le panneau du voile périphérique.

Moment (KN.mm)	**ELU**	**ELS**
μ_X	0.0908	0.0948
μ_Y	0.25	0.405
M_x	31.024	23.878
M_y	7.756	9.671
M_{tx}	23.265	17.909
M_{ty}	5.817	7.253
M_{agx}	15.512	11.939
M_{adx}	15.512	11.939
M_{ay}	3.878	4.836

A. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VI. 2: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	Sens	M (kN.m)	d (Cm)	A_{calcul} (Cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{min}/2$ (cm^2)	$A_{calcul} \geq A_{min}/2$
Travée	X	23.265	13.5	4.08	1.5	0.75	**C.V**
	Y	5.817	13.5	1	1.5	0.75	**C.V**
Appui	X	15.512	13.5	2.69	1.5	0.75	**C.V**
	Y	3.878	13.5	1.5	1.5	0.75	**C.V**

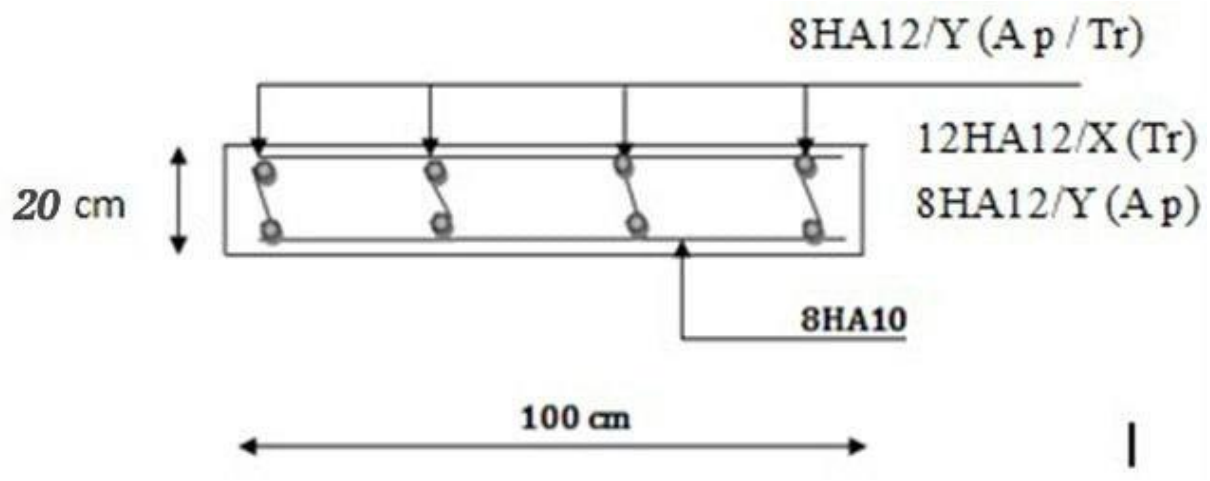
Tableau VI. 3 : Calcul des ferraillages du voile périphérique.

	Sens	$A_{final}/2(cm^2)$	$A_{final}(cm^2)$	$A_{rep}(cm^2)$	$A_{rep\ final}(cm^2)$
Travée	**X**	6HA12=6.78	**12HA12=13.57**	3.39	**8HA10**=6.28
	Y	4HA12=4.52	**8HA12=9.05**	2.26	**8HA10**=6.28
Appui	**X**	4HA12=4.52	**8HA12=9.05**	2.26	**8HA10**=6.28
	Y	4HA12=4.52	**8HA12=9.05**	2.26	**8HA10**=6.28

B. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 4 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_s (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	**X**	6.78	17.91	218.94	6.87	**C.V**	**C.V**
	Y	4.52	7.253	130.558	3.23	**C.V**	**C.V**
Appui	**X**	4.52	11.94	215.04	5.32	**C.V**	**C.V**
	Y	4.52	4.836	87.137	2.156	**C.V**	**C.V**



Figures VI. 3: Disposition de ferraillage du voile périphérique.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant le calcul. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permettre de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées. Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a était très bénéfique puis que l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Références Bibliographiques

❖ **Documents réglementaires :**

🗁 (1) : Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48)

🗁 (2) : Règle de conception et de calcul de structures CBA93 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41)

🗁 (3) : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R-B.C.22.

❖ **Logiciels**

- Logiciel d'analyse des structures « ETABS version 18 »
- Logiciel de ferraillage « ROBOT EXPERT ».
- Logiciel de dessin « AUTO CAD Structure 2018 ».

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s.f_{t28}}$ Si la valeur μ de résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28}: La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s: La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ: Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0: La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les Moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v les modules de déformation Longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} et \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} et\ F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

M_t= k. M_0

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$)

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les Matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des Fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

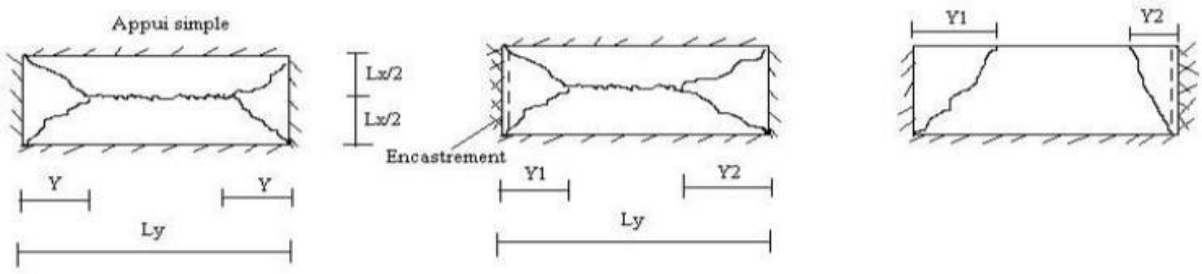
-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

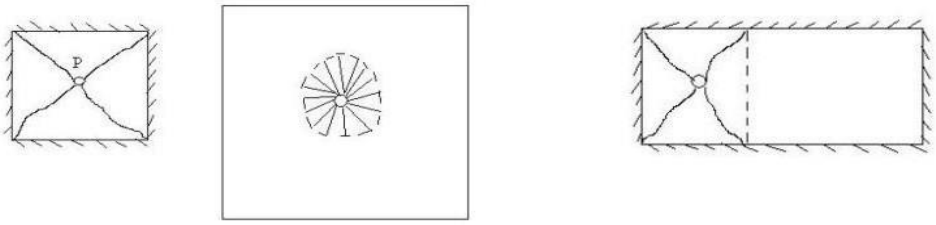
-Un encastrement par un double hachuré.

Exemples de fissuration de dalle

a) Cas des charges réparties



b) Cas des charges réparties concentrées



Le Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$\sum des\ Travaux\ Externes$-$\sum des\ Travaux\ Internes = 0$

$a)\ Travaux\ externes$:

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement.

$$T_{ext}\text{=P x f}$$

Pour le cas particulier de la charge répartie

T_{ext}= charge répartie x surface x déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int}\text{=M.1.}\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1.Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul côté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux côtés :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0.8M_0$$

$$M_a = -0.5M_0$$

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

2.Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x . q . L_{x^2}$$

$$M_y = \mu_y . L_{x^2}$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$Mtx = 0.85Mx$$

$$Mty = 0.85My$$

$$May = Max = -0.3Mx(appui\ de\ rive)$$

$$M\ ax = May = -0.5Mx(appui\ intermédiaire)$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M\text{tx} = 0.75M\text{x}$$

$$M\text{ ty} = 0.75M\text{y}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1.Dalle travaillant suivant une seule direction :

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

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e . M_w}{l}$$

2.Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{3}$$

3.Armatures transversales :

- Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{v}{b0.d} \leq \frac{0.07 f c_{28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   - Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

   - Espacement :

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm]\ (charges\ concentrées)$

   - Armatures de répartitions :

A rep$\leq \frac{A}{4}$

$a \leq Min\ [4h\ et\ 45cm]\ (charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (charges\ concentrées)$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$Mx \rightarrow Ax$$

$$My \rightarrow A\ y$$

$$\emptyset x et\ \emptyset y$$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm]\ (charges\ concentrées)$

a) Dalle encastrées sur leur contour :

b) Mtx $\rightarrow A$tx

c) M ty $\rightarrow A$ty

d) M ax $\rightarrow A$ax

e) M ay $\rightarrow A$ay

f) $\emptyset$tx ; $\emptyset$ty ; $\emptyset$ax$et\ \emptyset$ay$\leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min\ [3h\ et\ 33cm]\ (charges\ uniformément\ réparties)$

$a \leq Min\ [2h\ et\ 22cm]\ (charges\ concentrées)$

d x = h - c = h - e-$\frac{\varphi_x}{2}$

d x = dy -$\frac{\varphi x+\varphi y}{2}$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset l\right)$$

Avec :

Øt: *étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.*

At = nt × at

Avec est :

nt : le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$S_t \leq Min\,[0.9d\,;\,40cm]$ et $\frac{At.fe}{b_0.S_t} \geq 0.4MPa$ et $S_t \leq \frac{0.9.At - \frac{fe}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3.ft_{28}k)}$

Dans le cas de la flexion composée : K= 1+3× $\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales. b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

b : Largeur de la section droite .

St : Espacement des armatures transversales.

On prend : Fe = 400MPa.

Pour les poutres :

S***elon le RPA*2003** : $\text{st} \leq \frac{At}{0.003b}$

$$\text{St} \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm}\right) \text{zone nodale}$$

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par **le RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 » :**

$$A_t = \frac{\rho_a \tau_u}{h1.fe}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$2.50 \; Si : \lambda \geq 5$$

$$3.75 \; \square\square : \square < 5$$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10cm \\ Min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_t\right) \end{cases}$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{At}{b1.t} \geq 0.3\% \qquad si \; \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{At}{b1.t} \geq 0.3\% \qquad si : 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{At}{b1.t} \geq 0.8\% \qquad si : \lambda \leq 3$$

ANNEXE F

Vérification de l'effort tranchant :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}}$$

$\overline{\tau_u}$ = Min [0.20× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ = 3.33 MPa ; 5 MPa] ……Fissuration est peu nuisible

$\overline{\tau_u}$ = Min [0.15× $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2.5 MPa] ……Fissuration est peu nuisible