République Algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master
En Génie Civil
Option : Construction et Matériaux

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION(S-SOL+R+6)

Proposé par :
- Bureau d'étude BOUKHALFA

Dirigé par :
- Mr. BOUDINA Abd allah
- Dr .MANAA LAZIZI

Etudié par :

Mr. SLIMANE FISSA Ali

Mr.ALLOUNE Omar

Promotion 2011-2012

بسم الله الرحمن الرحيم

الله لا إله إلا هو الحي القيوم لا تأخذه

سنة ولا نوم له ما في السموات وما في

الأرض من ذا الذي يشفع عنده

إلا بإذنه يعلم ما بين أيديهم وما خلفهم

ولا يحيطون بشيء من علمه إلا بما شاء

وسع كرسيه السموات والأرض ولا

يؤوده حفظهما وهو العلي العظيم

صدق الله العظيم ٢٤ ١٤

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur ***Dr. MANAA LAZIZE et Mr .BOUDINA ABD ALLAH*** *qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.*

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui on contribue à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que tous ceux qui nous ont aidés de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

MERCI

Dédicace

A lumière de ma vie, aux prunelles de mes yeux à ma raison d'être, à vous qui m'avez appris à continuer de marcher vers la lumière nonobstant les aléas de la vie courante, A vous dont le ventre chaleureux a toujours été le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, vous dont l'inquiétude exagéré ne décelait que l'amour, A vous les personnes les plus dévouées.

Que dieu me vous protège. A vous chers parents

Je dédie ce modeste travail

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé.. Que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté. Puisse dieu te permettre de jouir du produit de ton effort.

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A toute la famille SLIMANE FISSA CHIKER

A mes frères Ahmed,Fares et Abd ellfateh pour les encouragements dont ils m'ont fait signe durant tout le cursus.

A mon binôme et sa famille (ALLOUN) qui nous a toujours soutenus et encouragé.

A tous mes amis Amin, Abd elrzak , Redouane, Abd elrani ,ibrahim ,morad,Ismail,Sofian ,Hossin ,Redha . et
A toute la click

A mes amis de promotion constriction-2012 pour tous les moments vécus a leur cotés.

A tous ceux qui m'ont soutenu de près on de loin en pensées et prière, Merci.

SLIMANE FISSA Ali

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui a beaucoup

Souffert pour nous élever et qui ma soutenue moralement

A mes frères et mes sœurs et leurs enfants

A mon binôme SID ALI que j'estime énormément.

Et mes amies: –HAMZA –TOUFIK–RIAD–ADGLANA–

RAFIK–AMINE– DGAMEL– ZAKI

KALED_YOUNESSE

A toute la promotion de génie civil 2012

OMAR

ملخص

هذا المشروع هو دراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من طابق تحت ارضي + طابق ارضي+سبعةطوابق والمقرر انجازها ببلدية دالي إبراهيم الواقعة بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ***III*** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA99 version 2003)***

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر.

- *القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل*
- قانون الخرسانة المسلحة

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج ***(SAP2000 version12)***.

- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment à usage D'habitation composé (RDC+6+ sous_ sol), ce projet sera implantée à la commune de Delly Brahim dans la wilaya d'Alger, cette région est classé en zone ***III*** selon le **(*RPA99 version 2003*).**

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur *(CBA93, RPA99 version 2003).*

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version12 »***.

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

This project is a study and design of a building of use of residential containing (under ground +first floor+6floors), within the will be established with the commune of Delly Brahim in the wilaya of Algiers, this area is classified in zone ***III*** according to ***(RPA99 version 2003),***

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments into force *(CBA93, RPA99 version 2003).*

The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version12"***.

Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

RESUME

REMERCIEMENT

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX, FIGURES ET NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE **1**

Chapitre I

I.1. Introduction **2**

I.2. Situation **2**

I.3. Description de l'ouvrage **2**

I.4. Caractéristiques du bâtiment **2**

I.4.1 Les dimensions des blocs de bâtiment en plan et en élévation **2**

I.4.2 Ossature **2**

I.4.3 plancher **2**

I.4.4 Maçonnerie **2**

I.4.5 L'acrotère **3**

I.4.6 Les escaliers **3**

I.4.7 L'infrastructure **3**

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux **3**

I.5.1. Béton **3**

I.5.1.1. Caractéristique du Béton **4**

I.5.1.2. ciment **4**

I.5.1.3. Granulats **4**

I.5.1.4. Eau de gâchage **4**

I.5.1.5. Dosage du béton **4**

I.5.2. Béton armé **5**

I.5.2.1. Résistance du béton **5**

I.5.2.2. Module de déformation longitudinale **5**

I.5.2.3. Coefficient de poisson **6**

I.5.3. ACIERS **6**

I.6. Principe de calcul du C.B.A.93 **6**

I.6.1 Contrainte du béton en compression **6**

I.6.2. Contrainte ultime de cisaillement 7
I.6.3. Contrainte limite de l'acier 7
I.6.4 E.L.S de compression de béton 8
I.6.5 E.L.S de contrainte limite de l'acier 8

Chapitre II

II.1- Introduction 9
II.2- Prédimensionnement du plancher 9
II.2.1 Plancher à corps creux 9
II .2.2- dalle pleine 10
II.3- Evaluation des charges et surcharges 12
II.3.1- plancher terrasse 12
II.3.2- Plancher courant 12
II.3.3- Dalle pleine 13
II.3.4- Maçonneries 13
II.4- Pré dimensionnement des poutres 14
II.4.1- poutres principales 15
II.4.2- poutres secondaires 15
II.5- Prédimensionnement des Poteaux 16
II.5.1- Etapes de pré dimensionnement 16
II.5.2- Vérification vis-à-vis du RPA 99-version 16
II.5.3- Effort normal ultime de résistance 16
II.5.4- Justification des poteaux 18
II.6 . Pré dimensionnement des voiles 19

Chapitre III

III .1- L'ACROTERE 21
III.1.1- Principe de calcul 21
III.1.2- Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 22
III.1.3 Charge d'exploitation 22
III.1.4 Calcul des efforts 22
III.1.5- Calcul de ferraillage 23
III.1.6 Vérification à l'E.L.S 25
III.1.6.1 Calcul des efforts à l'ELS 25
III.1.7 Vérification au cisaillement 27
III.2. Escalier 28

III.2.1 Introduction **28**
III.2.2 Dimensionnement: **28**
III.2.3Calcul des escaliers de sous-sol **28**
III.2.4 Epaisseur de la paillasse et du palier **29**
III.2.5 Evaluation des charges et surcharges **29**
III.2.5.1 Charges permanentes du palier **29**
III.2.5.2 Charges permanentes de la paillasse **30**
III.2.5.3 Surcharge d'exploitation **30**
III.2.5.4 Détermination des efforts **30**
III.2.6 Calcul des escaliers de 2^{éme}volée **32**
III.2.6.1 Epaisseur de la paillasse et du palier **33**
III.2.6.2 Evaluation des charges et surcharges **33**
III.2.6.3 Charges permanentes de la paillasse **33**
III.2.7 Calcul des escaliers des étages courant **36**
III.2.7.1 Epaisseur de la paillasse et du palier **37**
III.2.7.2 Evaluation des charges et surcharges **37**
III.2.7.3 Charges permanentes du palier **37**
III.2.7.4 Charges permanentes de la paillasse **37**
III.2.7.5 Surcharge d'exploitation **37**
III.2.7.6 Détermination des efforts **37**
III.2.8 Ferraillage des escaliers **39**
III.2.8.1 Les armatures principales: **40**
III.2.8.2 Vérification à l'E.L.S **41**
III.2.8.3 Vérification de la flèche **42**
III.2.9 Plan de ferraillage d'escalier **43**
III.3 Planchers a corps creux **44**
III.3.1 Calcul des poutrelles **44**
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges **44**
III.3.2.1 Charge permanente **44**
III.3.2.2 Surcharge d'exploitation **45**
III.3.3 Ferraillage **45**
III.3.4 Calcul des étaiements **46**
III.3.4.1 Pour un seul étai au milieu : **46**

III.3.4.2 Pour deus étais **46**
III.3.4.3 Pour trois étais **46**
III.3.4.4 Pour quatre étais **47**
III.3.4.5 Pour cinq(05) étais **47**
III.3.4.6 Pour six(06) étais **48**
III.3.5 Méthodes de calcul **48**
III.3.5 .1 1er Type : Poutrelles à trois travées **49**
III.3.5.2 Evaluation des charges et surcharges **49**
III.3.5 .3 2eme Type : Poutrelles à deux travées **50**
III.3.6 Ferraillage des poutrelles **51**
III.3.6.1 Armatures longitudinales **52**
III.3.6.2 Armatures transversales **53**
III.3.6.3 Vérifications nécessaires **54**
III.3.7 Vérification à l'ELS **55**
III.3.8 La table de compression **56**
III.4 Les dalles pleines **56**
III.4.1 Introduction **56**
III.4.2. Évaluation des charges : **56**
III.4.3 Méthode de calcul **57**
III.4.3.2 Calcul du ferraillage **59**
III.4.3.3 Vérification à l'E.L.S **61**
III.4.3.4 Vérification à l'E.L.S **61**
III .4.4 Ferraillage de balcon **61**
III4.4.1 Évaluation des charges **61**
III4.4.2 Combinaison des charges **62**
III4.4. 3 Calcul des armatures **62**
III.4.5 Vérification à l'E.L.S **63**
III.4.5.1 Vérification de la flèche **63**
III.5 La dalle machine **64**
III.5.1 Introduction **64**
III.5.2 Prédimensionnement **64**
III.5.3 charges permanentes et charges d'exploitation **65**
III.5.3.1 Charges permanentes G **65**
III.5.3.2 Poids de la machine supportée **65**

III.5.3.3 La charge d'exploitation 66
III.5.4 Méthode de calcul 66
III.5.4.1 Principe de calcul 66
III.5.4.2 Calcul du ferraillage 67
III.5.4.3 Vérification à l'E.L.S 69
III.5.4.4 Vérification du poinçonnement 69

Chapitre IV

IV.1 Introduction 70
IV.2 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 70
IV.3 Etude dynamique 71
IV.3.1 Caractéristique dynamique propre 71
IV.3.2. Chois de la méthode dynamique d'analyse 71
IV.4 Modalisation de la structure 71
IV.4.1 Choix de modèle mathématique 71
IV.4.2. Méthode de la superposions modale 71
IV.5. spectre de réponse 73
IV.5. 1 Introduction 73
IV.6.but de l'étude dynamique 73
IV.6.1. choix de la méthode du calcul dynamique 74
IV.6.2. Caractéristique dynamique 76
IV.6.3 Nombre de modes à considérer 76
IV.6.4 vérification des comportements modales 77
IV.6.5 vérification réglementaire 79
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 79
b) Vérification des déplacements inter-étage 80
c) Vérification de la stabilité au renversement 80
d) Vérification vis à vis de l'effet P-$\underline{\Delta}$ 84

Chapitre V

V.1 Introduction 85
V.2. Ferraillage des poutres 85
V.2.1 Introduction 85
V.2.2. Recommandation du R.P.A99 85
V.2.2.1 Armatures longitudinales 85
V.2.2.b. Armatures transversales 86

V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service 87
V.2.4Justification vis-à-vis de l'effort tranchant 89
V.2.5Calcul des armatures transversales 91
V.3 Ferraillages des poteaux 94
V.3.1 Introduction 94
V.3.2 Etat limite de stabilité de forme 94
V.3.3 Détermination des armatures longitudinales 95
V.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS 97
V.3.5 Justification de la contrainte de cisaillement 97
V.3.6 Détermination des armatures transversales 98
V.4 Ferraillage des voiles 101
V.4.1 Introduction 101
IV.4.2. Les hypothèses de conception des voiles 101
IV.4.3. La disposition des voiles 101
IV.4.3.1Condition d'application 102
IV.4.3.2Les démarches à suivre pour le calcul d'un voile 102
IV.4.3.3Vérification des contraintes 103
V.5.Méthode de calcul 103
V.5.1.Recommandations des règlements: 104
V.5.2Armatures verticales 105
V.5.3Les armatures horizontales 112
V.5.3.1Contraintes limites de cisaillement dans les voiles 112
V.5.3.2Calcul les armatures horizontales 113

Chapitre VI

VI.1 Calcul des fondations 114
VI.1.1 généralités 114
VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol 114
VI.1.3 Choix du Type de fondation 114
a.Semelle isolée 114
b.Semelles filantes 115
C. Radier général 116
VI.1.4 Pré dimensionnement du radier général 116
2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) 117

VI.1.5 Caractéristiques géométriques du radier 119
VI.1.6 Vérifications nécessaires 119
1. Vérification de la stabilité du radier 119
2. Vérification des contraintes dans le sol 120
VI.1.7 Ferraillage du radier 122
b. Ferraillage du débord 126
b.1 .Evaluation des charges et surcharges 126
b.2-.Calcul des efforts 126
b.3.Ferraillage 126
B.4. Vérifications nécessaires 127
C. Ferraillage des nervures 127
C.1. Calcul des efforts 127
C.2. Calcul du ferraillage 129
C.3. Vérifications nécessaires 129
C.4. Détermination des armatures transversales 130
C.5- Calcul des armatures de peau 131
C.6.Vérification de la flèche 131
VI.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE 131
VI.2.1. introduction 131
VII.4.2. Pré dimensionnement 132
VI.2.3. Détermination des sollicitations 132
VI.2.4. Méthode de calcul 132
VI.2.5.Calcul des moments 133
VI.2.6. Calcul du ferraillage 135
VI.2.7. vérification nécessaire 135
CONCLUSION GENERALE 136
BIBLIOGRAPHIE 137

LISTE DES TABLEAUX :

- **Tableau II.1:** charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)……12
- **Tableau II.2 :** charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..12
- **Tableau II.3 :** charges permanentes du plancher dalle pleine……...13
- **Tableau II.4:** charges permanentes du mur double cloison……..13
- **Tableau II.5 :** Charges permanentes du mur intérieur simple-cloison…….14
- **Tableau II.6 :** Loi de dégression des charges Q……17
- **Tableau II.7 :** Effort normale ultime pour chaque niveau…….18
- **Tableau II.8 :** Vérification la section des poteaux de chaque niveau……..19
- **Tableau III.1:** Charges permanentes……22
- **Tableau III.2 :** différentes charges……22
- **Tableau III.3 :** calcul des efforts……23
- **Tableau III.4:** Dimensions et caractéristiques des matériaux……...24
- **Tableau III.5** Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier...29
- **Tableau III.6** Evaluation des charges permanentes du palier de repos…….30
- **Tableau III.7** Combinaison des charges pour l'escalier……..30
- **Tableau III.8** Combinaison des charges pour l'escalier (sous sol)……...33
- **Tableau III.9** Combinaison des charges pour l'escalier……..37
- **Tableau III.10** Les armatures principales……40
- **Tableau III.11** Vérification à l'E.L.S……41
- **Tableau III.12** Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants ELU)

  1er Type ……49
- **Tableau III.13** Poutrelles à cinq travées (les moments et les efforts tranchants ELS)

  1er Type……..50
- **Tableau III.14** Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU)

2eme Type……50

- **Tableau III.15** Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 2eme Type…….51
- **Tableau III.16** Les moments et les efforts tranchants max de chaque type des poutrelles……51
- **Tableau III.17** Armatures longitudinales……..52
- **Tableau III.18** Les sections adoptées des armatures longitudinales……52
- **Tableau III.19** Vérification de contrainte de cisaillement……53
- **III.20** Vérification à l'ELS…….54
- **Tableau III.21** Évaluation des charges……56
- **Tableau III.22** ferraillage des dalles……59
- **Tableau III.23 :** Vérification à l'E.L.S……..60
- **Tableau III.24 :** ferraillage de balcon……...61
- **Tableau III.25** Vérification à l'E.L.S……62
- **Tableau III.26** Charges permanentes G (dalle machine)……..63
- **Tableau III.27** Poids de la machine supportée……..64
- **Tableau III.28** Différente charges…….65
- **Tableau III.29** ferraillage de la dalle……67
- **Tableau III.30.** Vérification à l'E.L.S……...68
- **Tableau IV.1.** Calcul Centre de Rigidité & Centre de Masse……...69
- **Tableau IV.1 :** Calcul de l'excentricité…….70
- **Tableau IV. 3 :** calcul du facteur qualité……...75
- **Tableau IV.4** Périodes et facteurs de participation massique……...76
- **Tableau IV.5** Vérification des déplacements……80
- **Tableau IV.6 :** Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages……81

- **Tableau IV.7 :** moment de reversement……82
- **Tableau IV.8 :** moment de stabilité suivant(x)et(y)……..83
- **Tableau IV.9** Vérification l'effet P-Δ sens (X) et (y)……84
- **Tableau V.1** différentes caractéristiques de béton et d'acier……85
- **Tableau V.2** ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis…….86
- **Tableau V.3** ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis……87
- **Tableau V.4** ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis à L'ELS…..88
- **Tableau V.5** ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis à L'ELS….89
- **Tableau V.6 :** Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres principales……90
- **Tableau V.7 :** Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres secondaires……..90
- **Tableau V.8** Valeurs des armateurs transversales…….91
- **Tableau V.9:** Vérification de la flèche des poutres……...92
- **Tableau V.10** Les Armatures longitudinaux des poteaux…….96
- **Tableau V.11:** Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..97
- **Tableau V.12:** Valeurs des contraintes limites de cisaillement……98
- **Tableau V.13:** Armatures transversales des poteaux……99
- **Tableau V.14 :** Les valeurs du rapport **(l_f/ l_0)** dans un mur non raidi latéralement….102
- **Tableau V.15** : Ferraillage verticale du voile 1……106
- **Tableau V.16** : Choix des barres d'aciers……106
- **Tableau V.17** : Ferraillage verticale du voile 2……106
- **Tableau V.18** : Choix des barres d'aciers**……**…..107
- **Tableau V.19** : Ferraillage verticale du voile 3…….107
- **Tableau V.20** : Choix des barres d'aciers……..107

- **Tableau V.21** : Ferraillage verticale du voile 4……..108
- **Tableau V.22** : Choix des barres d'aciers……108
- **Tableau V.23 :** Ferraillage verticale du voile 6……108
- **Tableau V.24** : Choix des barres d'aciers ……109
- **Tableau V.25**: Ferraillage verticale du voile 6……109
- **Tableau V.26** : Choix des barres d'aciers……...109
- **Tableau V.27** : Ferraillage verticale du voile 7……...110
- **Tableau V.28** : Choix des barres d'aciers ……110
- **Tableau V.29** : Ferraillage verticale du voile8…….110
- **Tableau V.30** : Choix des barres d'aciers ……111
- **Tableau V.31** : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins…112
- **Tableau V.32** : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins ainsi leurs espacements……113
- **Tableau VI.1** : section des semelles isolées……..115
- **Tableau VI.2 :** Section des semelles filantes……..115
- **Tableau VI.3 :** Contraintes sous le radier à l'ELU……..120
- **Tableau VI.4 :** Contraintes sous le radier à l'ELS……..121
- **Tableau VI.5 :** ferraillage des panneaux……124
- **Tableau VI.6 :** vérification des contraintes de L'ELS……..125
- **Tableau VI.7** Vérification des contraintes de L'ELS……127
- **Tableau VI.8. :** valeurs des efforts à L'ELU…….127
- **Tableau VI.9 :** valeurs des efforts à L'ELS……128

- **Tableau VI.10 :** calcul le ferraillage……..128
- **Tableau VI.11 :** vérification des contraintes de L'ELS……129
- **Tableau VI.12 :** calcul des armatures transversales……130
- **Tableau VI.14 :** ferraillage voile périphérique……...134
- **Tableau VI.15 :** vérification de L'ELS……..136

LISTE DES FIGURES :

- **Figure I.1 :** Escalier de trois paliers…….3
- **Figure I.2 :** Diagramme contrainte –déformation du béton…….6
- **Figure I.3 :** La contrainte limite de l'acier……...7
- **Figure II.1 :** Plancher à corps creux (16+4)…….9
- **Figure II.2** Vue du panneau la plus sollicitée…….**.....**11
- **Figure II.3** dimensions a respecté par les poutres……..15
- **Figure II.4** Les charges et surcharges de poteau la plus sollicitée……..17
- **Figure II .5**: Coupe de voile en plan (gauche)…….**.....**20
- **Figure III.1:** L'acrotère……...21
- **Figure III.2 : Les** diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal……23
- **Figure III.3:** Section de béton armé à l'E.L.U…….23
- **Figure III.4 :** Section de béton armé à l'E.L.S…….25
- **Figure III.5** : Plan de ferraillage……..27
- **Figure III.6 :** Coupe sur d'escalier et ASC……..28
- **Figure III.7 :** Modélisation d'escaliers 1ere volée ……...28
- **Figure III.8 :** Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U**……..**31
- **Figure III.9 :** Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S……..32
- **Figure III.10 :** Modélisation d'escaliers (Escalier de s-sol)……...32
- **Figure III.11 :** Diagramme des sollicitations de l'escalier s-sol (type 1) à l'E.L.U….35
- **Figure III.12 :** Diagramme des sollicitations de l'escalier s-sol (type 1) à l'E.L.S…..36
- **Figure III.13 :** Modélisation d'escaliers……..36
- **Figure III.14 :** Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U**…….**38
- **Figure III.15 :** Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S……...39
- **Figure III.16 :** Diagramme des moments……40
- **Figure III.17 :** Plan de ferraillage d'escalier……43

- **Figure III.18 :** collage des poutrelles…….45
- **Figure III.19 :** Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)……49
- **Figure III.20 :** Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)…….50
- **Figure III.21 :** Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)……...50
- **Figure III.22 :** Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……51
- **Figure III.23 :** coupe des poutrelles……..52
- **Figure III.24 :** Ferraillage des poutrelles (pour les deux types des travées)……..55
- **Figure III. 25 :** Diagramme de moment à L'ELU……...57
- **Figure III. 26 :** Diagramme de moment à L'ELS……...58
- **Figure III. 27 :** Schéma de console……..61
- **Figure III.28** : La dalle machine…….....63
- **Figure III.29** : Poids De La Dalle Machine…….64
- **Figure III.30 :** Ligne de la rupture d'une dalle machine…….65
- **Figure III.31 :** Schéma de la vérification du poinçonnement…….69
- **Figure IV.1 :** spectre de réponse……..75
- **Figure IV.2** : premier mode……76
- **Figure IV.3 :**deuxième mode ……76
- **Figure IV.4 :** troisième mode……...77
- **Figure IV.5 :** la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage……..80
- **Figure IV.6:** moment de reversement……..81
- **Figure V.1**: Ferraillage des poutres secondaires……..92
- **Figure V.2**: Ferraillage des poutres principales……...94
- **Figure V.3**: Définition de la zone nodale dans les poteaux……..96
- **Figure V.4**: Ferraillage des poteaux……100
- **Figure V.5 :** disposition des voiles……101

- **Figure V.6** : Diagramme des contraintes (SPC)……104
- **Figure V.7**: Diagramme des contraintes (SET)……..104
- **Figure V.8** : Diagramme des contraintes (SEC)……104
- **Figure V.9 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles……105
- **Figure VI.1** Vue en plan de la surface du bâtiment……...116
- **Figure VI.2 :** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux ……..117
- **Figure VI.3 :** Contraintes sous le radier……120
- **Figure VI.4 :** Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité…..122
- **Figure VI.5 :** Les lignes de ruptures dans le panneau……122
- **Figure VI.6** : Schéma statique du débord……..125
- **Figure VI.8 :** la forme de la nervure du radier……...128
- **Figure VI.9 :** voile périphérique……...131
- **Figure VI.10 :** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité……132
- **Figure VI.11 :** Les lignes de ruptures dans le panneau……..133

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Chapitre I

Introduction

INTRODUCTION GENERALE

Le présent travail consiste en la conception, l'étude, le dimensionnement et la vérification d'un bâtiment (R+6+ SOUS-SOL) à usage d'habitation à Alger.

L'étude de ce projet sera basée sur les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitre, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité, périodes et modes), pour l'étude dynamique, on a utilise le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) comme outil de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des charges verticaux et horizontaux et le choix du ferraillage; cette étape fait l'objet du chapitre V.

- vérification des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

-Finalement; on terminera le travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction:

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bloc (RDC+6+SOUS-SOL) en béton armé avec contreventement mixte voiles-portique, à usage d'habitation.

I.2. Situation :

Le projet est implanté à Alger (commune Delly Brahim). Est classée, selon le règlement parasismique algérienne (RPA-99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (*zone III*).
Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé *C.B.A.93* (DTR-B.C-2.4.1)
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" (DTR-B.C-2.2)
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"(DTR-B.C-2.4.8)
- DRT Fondation superficielles (DTR-B.C-2.3.3.1)

I.3. Description de l'ouvrage :

Notre projet contient d'un bloc, ce bloc est régulière est composé d'un sous-sol en infrastructure et six (6) niveaux sur rez-de-chaussée.

I.4. Caractéristiques du bâtiment :

I.4.1 Les dimensions des blocs de bâtiment en plan et en élévation :

- Longueur (suivant X) …….. **L = 30.20 m**
- Largeur (suivant Y) ……. **l = 18.92 m**
- Hauteur d'étage ……... **h = 03.40 m**
- Hauteur de RDC …… **Hr = 3.06 m**
- Hauteur du sous-sol …… **Hs = 4.35m**
- Hauteur totale du bâtiment …….. **H = 27.81 m**

I.4.2 Ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).TABLEAU 4.3

I.4.3 plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
Notre bâtiment comporte deux types de planchers :
- plancher dalle pleine.
- plancher corps creux.

I.4.4 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

Ils sont composés de :

Double parois en briques (*10 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparées par une lame d'air de *5 cm* d'épaisseur.

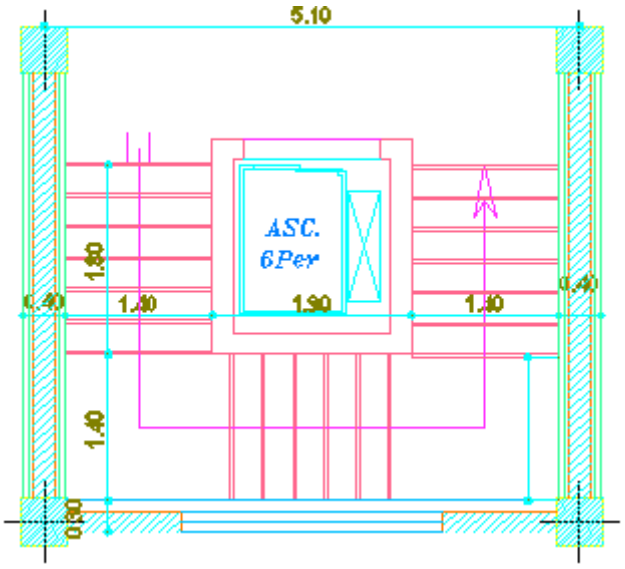
I.4.5 L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place.

I.4.6 Les escaliers:

La circulation verticale est assurée par des escaliers :

Escalier constitué de trois paliers.



FigI.1 Escalier de trois volées

I.4.7 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.5.1. Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier, avec du ciment et de l'eau.).

I.5.1.1. Caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.5.1.2. ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes.

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment CPJ 42,5MPa

I.5.1.3. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 3 mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25)

I.5.1.4. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.5.1.5. Dosage du béton :

L'augmentation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités. La conception d'un m^3 de béton de dosage de 350 Kg/m3 de ciment CPJ42.5 est:

- ✓ 800 L de graviers (3/8 ; 8/15 ; 15/25).
- ✓ 400 L de sable ($\Phi \leq 3$ mm).
- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 42,5.
- ✓ 175 à 200 L d'eau de gâchage.

Pour un dosage de 350 kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours **(Art A. 2.1.13 CBA93).**

I.5.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".
Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.2.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction

I.5.2.1.1 Résistance du béton à la compression:(Art : 2.1.1.1 CBA93)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «*J*» jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \le 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\ MPa$

I.5.2.1.2 Résistance du béton à la traction :

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation **(Art : 2.1.1.2 CBA93) :**

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad (MPa)$$

$f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}1\ MPa$

I.5.2.2. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à **(Art : 2.1.2.1 CBA93) :**

$$E_{ij}(Mpa) = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

Où : f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *Mpa* .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{Vj}[Mpa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{Vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}\ Mpa$$

I.5.2.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

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

- E.L.U : $v = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $v = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.3. ACIERS :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE400*
- Barres ronde lisse(RL) : *FeE235*
- Treillis soudés (TS) : *TLE520* $\varnothing = 6$ *mm* pour la dalle de compression.

I.5.3.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le règlement (**CBA93, Art : 2.1.1.1**) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2.10^5$ *Mpa*

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;
Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du C.B.A.93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - L'Equilibre statique
  - La résistance de l'un des matériaux
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

➢ **E.L.U de résistance :**

I.6.1 Contrainte du béton en compression :

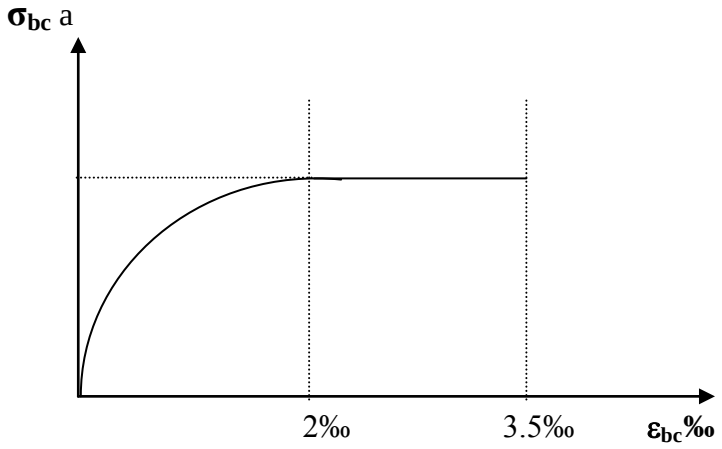


Fig1.2 Diagramme contrainte –déformation du béton.

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle ;

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.6.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ Mpa\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ Mpa\right)$

I.6.3. Contrainte limite de l'acier:

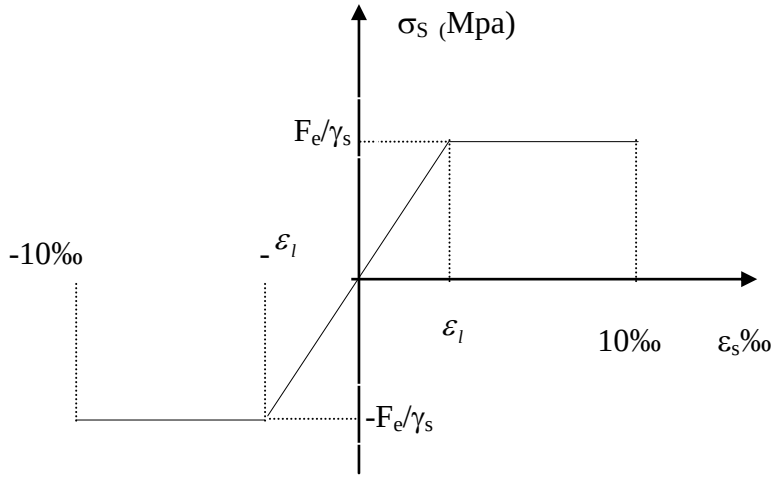


Fig1.3 : La contrainte limite de l'acier.

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

- $\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

- **A l'E.L.S :**

I.6.4 E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj} à l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$

I.6.5 E.L.S de contrainte limite de l'acier :

- **Contrainte limite de l'acier :**

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2/3\, f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[Mpa]*

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[Mpa]*

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

Chapitre II

Prédimensionnement et Evaluation des charges

II.1- Introduction

La phase de prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement préalable de la structure.

II.2- Prédimensionnement du plancher :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages, sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs. Et satisfaire la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. La hauteur « h » des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{L/25 \leq h_t \leq L/20} \quad [1]$$

Le règlement CBA93 [2] exige que cette hauteur reste inférieur ou égale à L /22.5

Avec : L: longueur max de poutrelle mesurée entre nu des appuis

$L = 4.65$ m. $18.6 \leq h_t \leq 23.25$

$h_t \geq 20$ cm

-Condition d'isolation acoustique : [1]

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 16$ cm

Dans notre cas, et afin de satisfaire la condition d'isolation acoustique, on adopte pour un plancher à corps creux (16+4), soit une hauteur des poutrelles $h = 20$ cm $> h_{min} = 16$ cm .

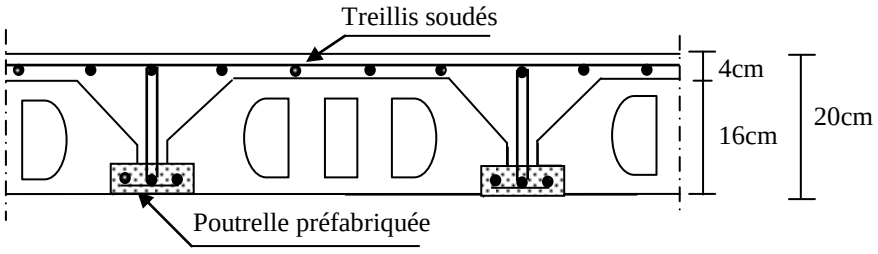


Figure II.1 : Plancher à corps creux (16+4)

II .2.2- dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants : [1]

- Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(L/45) \leq e_p \leq (L/40) \quad \text{avec} \quad L=\max(Lx, Ly)$$

- et pour une dalle reposant sur deux appuis :

$$(L/35) \leq e_p \leq (L/30)$$

ep : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas ;

la dalle pleine repose sur 4cotés :

L= 4.65 m $(465/45) \leq e_p \leq (465/40)$ alors $10.33\ cm \leq e_p \leq 11.62\ cm$

Alors on prend $e_p = 15$ cm

la dalle pleine repose sur 2cotés :

L=4.65 m $(465/35) \leq e_p \leq (465/30)$ alors $13.28\ cm \leq e_p \leq 15.5\ cm$

Alors on prend $e_p = 15$ cm

Condition de résistance :

- ✓ **condition de Sécurité contre l'incendie :**

h = 7cm : peut assurer un coupe - feu d'une heure.
h = 11cm : peut assurer un coupe - feu de deux heures.
h =17,5 cm : peut assurer un coupe - feu de quatre heures.

On prend h =15.00 cm.

- ✓ **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique une épaisseur "e_p" supérieure ou égale à 13 cm **($e_p \geq 13cm$)**. **On prend h =15.00 cm.**

- ✓ **Condition de la flèche :**

Nous devons vérifier la condition suivant :[2]

Si $L > 5m \Rightarrow F \leq \frac{L}{1000} + 0.5cm$ Selon **CBA93 :B6.5.3**

Dans notre cas : L_{max}=465 cm, donc :

$\bar{f}$ = 0.5 cm + L_{max} /1000=09.65mm

On a : $F = \frac{5qa^2 b^2}{384\ D} K(\rho)$

Avec : $D = \frac{E_v h^3}{12(1-\nu^2)}$

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} Mpa$ =10818.86 *(MPA)*

K(ρ) :c'est un coefficient en fonction de (ρ), avec $\rho = \frac{a}{b}$

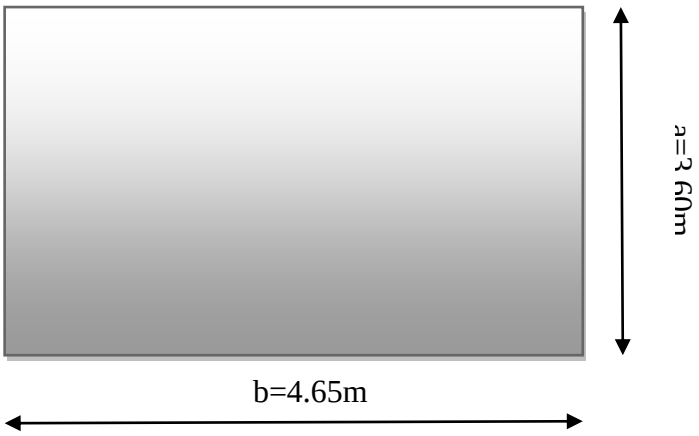


Fig II.2 Vue du panneau la plus sollicitée.

Ona : $\rho = \frac{a}{b} = \frac{3.6}{4.65}$=0.779

Donc : **K(ρ) =0.296**

Charge permanente : G=6.58 (KN/m)

Surcharge d'exploitation : Q = 5 kN/ml

à l'ELS : q = G+Q =11,58 kN/ml, et ν=0.2

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{5q.b^2.a^2.12(1-\nu^2).K(\rho)}{384.E_v.\bar{f}}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{5x11.58x(3.6)^2x(4.65)^2x12(1-(0.2)^2)x0.296}{384x10818.86x9.65}} = 0.111m)$$

Conclusion : donc on adopte **h = 15 cm.**

II.3- Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1- plancher terrasse :

- **Charge permanente :** [3]

Tableau II.1: charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé 15 /25	0.05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche (36S)	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.50
4	Forme de pente	0.1	22	2,2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	par-vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16 + 4)	0.16 + 0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente « G »				**7,09**

II.3.2- Plancher courant :

- **Charge permanente :**

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.3	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	/	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur simple	0.14	/	1.46
G_C				5.80

II.3.3- Dalle pleine:

- **charges permanentes :**

Tableau II.3 : charges permanentes du plancher dalle pleine

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.20	25	05.00
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente «G »				6.58

- **Surcharges d'exploitation ; [3]**

- Les planchers terrasse est inaccessible : **Q = 1 kN/m²**
- les planchers courant à usage d'habitation, **Q = 1.5 kN/m²**
- RDC, **Q = 5 kN/m²** a usage de service.
- les balcons, Q=**3.5 kN/m²**
- les escaliers, Q=**2.5 kN/m²**

II.3.4- Maçonneries ;

Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.4: charges permanentes du mur double cloison

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3) [4]	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
3	Brique creuse	0.10+0,15	9	2.25
4	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente « G »				**2.81**

Murs intérieurs (simple-cloison) :

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur intérieur simple-cloison **:**

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.46

II.4- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfaite les conditions de résistance et de la flèche imposées par les règles (C.B.A.93) et les exigences des règles parasismiques.

La hauteur « h » peut être estimée dans la fourchette suivante : [1]

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

La largeur « b » peut être estimée dans la fourchette suivante:

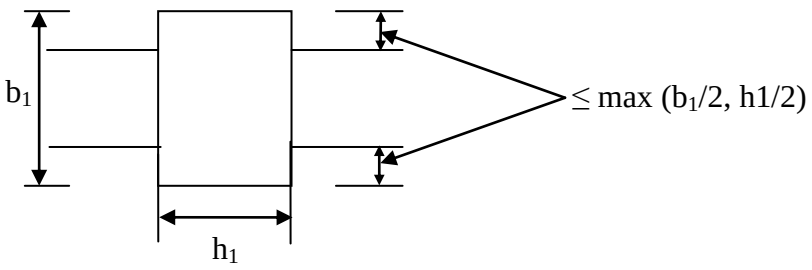
$$0.6\,h \leq b \leq h$$

Vérification après le RPA99-2003 [4]

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq (1.5h+b_1)$
- $e \leq \max(b_1/2 ; h_1/2)$ avec :

b_1 : la largeur du poteau et

h_1 : la hauteur du poteau



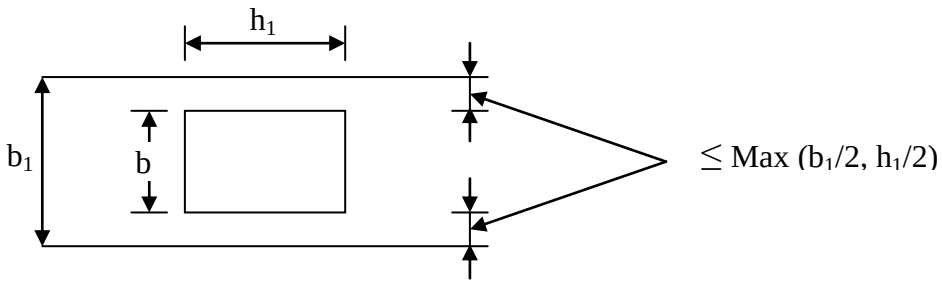


Fig II.3 dimensions a respecter par les poutres.

II.4.1- poutres principales :

Celles qui supportent les poutrelles elles sauvant à supporter la charge totale du plancher sous forme charge uniformément répartie.

On a L_{max}= 4,65 m alors

465/15≤ h ≤ 465/10 ⇒ 31 ≤ h ≤46.5 on prend h = 45 cm

0.6*45 ≤ b ≤ 45 ⇒27 ≤ b ≤ 45 on prend b = 35 cm

Vérification [4] :

- b = 35 > 20 cm (c.v.)
- h = 45 > 30 cm (c.v.)
- h/b = 1.28 ≤ 4 (c.v.)

Donc on adoptera pour les poutres principales la section **(35 * 45) cm²**

II.4.2- poutres secondaires :

Celles qui ne supportent pas les poutrelles .elles ne supporterait qui leurs poids propre sous forme de charge uniformément répartie.

On a L_{max}= 4.00 m, alors

400/15≤ h ≤ 402/10 ⇒ 26.8 ≤ h ≤ 40 on prend h = 35cm

0.6*35 ≤ b ≤ 35 ⇒ 21≤b≤ 35 on prend b = 30 cm

Vérification selon le R .P.A 99 :

- b = 30 > 20 cm (c.v.)
- h = 35> 30 cm (c.v.)
- h/b = 1.16 ≤ 4 (c.v.)

Donc on adoptera pour les poutres secondaires la section **(30 * 35) cm²**

II.5- Prédimensionnement des Poteaux :

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pour quoi le prédimensionnement des poteaux se fait sous un effort normal ultime de compression.

II.5.1- Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.

II.5.2- Vérification vis-à-vis du RPA 99-version

Le Prédimensionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone **III**

Le règlement préconise :

- Min $(b_1, h_1) \geq 30$ cm.
- Min $(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = 415/20 = 20.75cm$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

On choisit pour le sous-sol et RDC et 1er étage une section de (45*45) cm

2ème et 3ème et 4ème étage une section de (40*40) cm

5ème et 6 ^{ème} une section de (35*35) cm

II.5.3- Effort normal ultime de résistance :

Notre bâtiment comporte des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et plusieurs files de poteaux intermédiaires, donc l'effort doit être majoré de (10%) [4]

$N_u = 1.1P_u$ $P_u=1.35G+1.5Q$

Tableau II.6 Loi de dégression des charges Q

Niveaudes planches	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge(kn/m^2)
T	Q_0	$\sum_0 = Q_0$	1
P6	Q_1	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
P5	Q_2	$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85
P4	Q_3	$\sum_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
P3	Q_4	$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
P2	Q_5	$\sum_5 = Q_0 + 0.8\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.0
P1	Q_6	$\sum_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots + Q_6)$	7.75
RDC	Q_7	$\sum_7 = Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots. + Q_7)$	10.99

On calcul les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprise par le poteau la plus sollicité représente dans la figure (II.6):

Le poteau la plus sollicitée est intermédiaire.

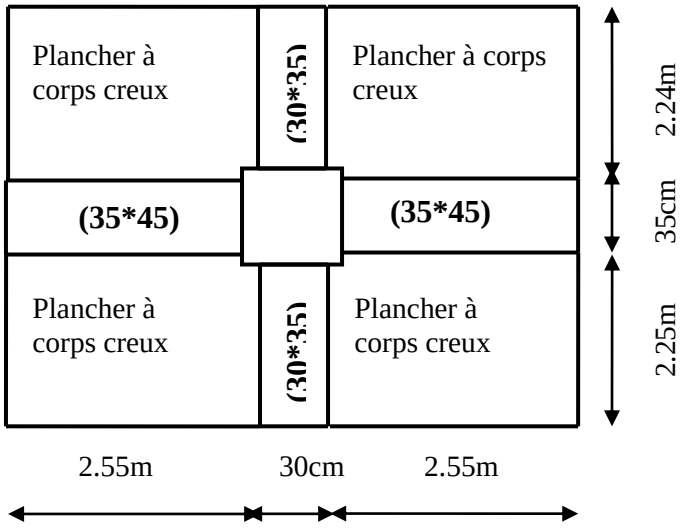


Fig II.4 Les charges et surcharges de poteau la plus sollicitée

Tableau II.7 : Effort normale ultime pour chaque niveau ;

Niv	Eléments	Poids (kN)	Gi (kN)	Gci (kN)	Qi (kN)	Qci (kN)	P_U (kN)	N_U (kN)
6	PLANCHER	112.66	148.56	148.56	15.89	15.89	224.39	246.83
	P.P	15.55						
	P.S	9.94						
	POTEAU	10.41						
5	PLANCHER	88.67	124.73	273.29	23.83	39.72	428.52	471.37
	P.P	15.55						
	P.S	9.94						
	POTEAU	10.41						
4	PLANCHER	88.67	127.13	400.42	23.83	61.16	632.30	695.53
	P.P	15.19						
	P.S	9.67						
	POTEAU	13.6						
3	PLANCHER	88.67	127.13	527.55	23.83	80.23	832.53	915.79
	P.P	15.19						
	P.S	10.10						
	POTEAU	13.6						
2	PLANCHER	88.67	127.13	654.68	23.83	96.91	1029.18	1132.10
	P.P	15.19						
	P.S	10.10						
	POTEAU	13.6						
1	PLANCHER	88.67	130.05	784.73	23.83	111.21	1226.20	1348.82
	P.P	14.76						
	P.S	9.41						
	POTEAU	17.21						
RDC	PLANCHER	88.67	128.33	913.06	23.83	123.12	1417.31	1559.04
	P.P	14.76						
	P.S	9.41						
	POTEAU	15.49						
SOUS SOL	PLANCHER	88.67	134.86	1047.92	79.43	174.69	1676.72	1844.39
	P.P	14.76						
	P.S	9.41						
	POTEAU	22.02						

II.5.4- Justification des poteaux : [2]

L'effort normal ultime N_u, agissant sur le poteau doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$N_U \leq N_{Uadm} = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * Fe}{\gamma_s} \right]$$

Tableau II.8 : Vérification la section des poteaux de chaque niveau ;

Niveau	Section	A (cm^2)	Lf (m)	λ	α	B_r (cm^2)	N_{Uadm} (kN)	N_u^* (kN)	$N_u < N_{Uadm}$
6ème étage	35*35	1.225	2.38	23.55	0.779	1089	1604.17	246.83	C.V.
5ème étage	35*35	1.225	2.38	23.55	0.779	1089	1604.17	471.37	C.V.
4ème étage	40*40	1.6	2.38	20.61	0.794	1444	2167.40	695.53	C.V.
3ème étage	40*40	1.6	2.38	20.61	0.794	1444	2167.40	915.79	C.V.
2ème étage	40*40	1.6	2.38	20.61	0.794	1444	2167.40	1132.10	C.V.
1er étage	45*45	2.025	2.38	18.32	0.805	1849	2813.07	1348.82	C.V.
RDC	45*45	2.025	2.142	16.48	0.813	1849	2841.03	1559.04	C.V.
SOUS-SOL	45*45	2.025	3.045	23.44	0.780	1849	2725.71	1844.39	C.V.

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.
On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, **: [Art 7.7.1]** exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

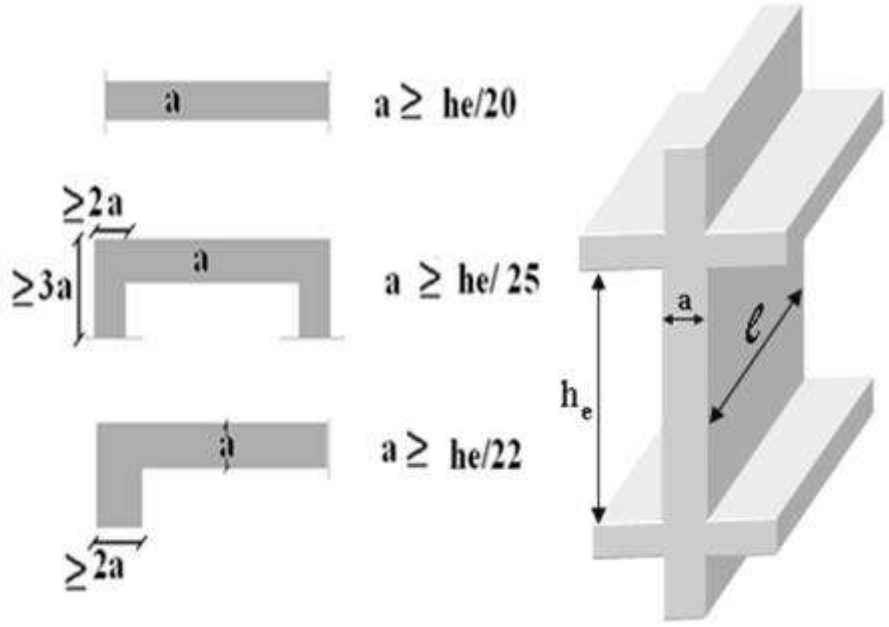


Figure II .5: Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

- ✓ **Pour sous sol:**

he= 4.35-0.4=3.95 m.

a ≥ MAX(15 *cm* ; he/22)

a ≥MAX(15 *cm* ;17.95 *cm*)

Donc a ≥17.95 cm **On adopte : a =18 *cm***

- ✓ **Pour RDC:**

he= 3.06-0.4=2.66m.

a ≥ MAX(15*cm* ; 12.09 *cm*)

Donc a≥15.00 *cm* **on adopte: a =18 cm**

- ✓ **Pour les étages courants :**

he= 3.40-0.4=3.00m

a ≥ MAX(15*cm* ; 13.63 *cm*)

Donc a≥15.00 *cm* **on adopte: a =18 cm**

Pour assure la continuité des voiles on adopte a = 18 cm

Sur toute la hauteur de la structure.

Chapitre III

Calcul les élements secondaires

III .1- L'ACROTERE:

III.1.1- Principe de calcul :

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de largeur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

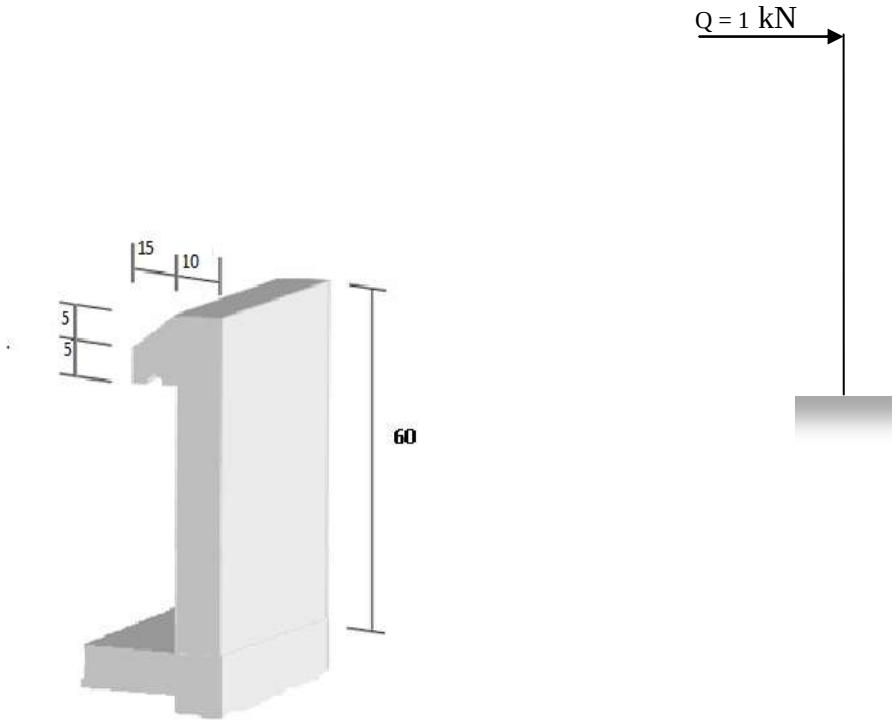


Fig III.1: L'acrotère

III.1.2- Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III.1: Charges permanentes

Surface (m^2)	Poids de l'crotère (KN/ml)= $\rho_b$xs G_1	Poids de revêtements En ciment(e=02cm, ρ=18kN/m^3) G_2	Poids totale (KN/ml)
(0,6x0,1)+[(0,05*0,15)+(0,15*0,05)/2] →S=0,071	25x0, 071=1,78	18x1, 56x0, 02=0,56	2,34

III.1.3 Charge d'exploitation :

- Q_M=1,00(kN/ml) (main courante)
- des forces horizontales : (F_p)

L'action des forces horizontales est données par :

F p = 4 A C p W P …….. (6.3)

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage; groupe 2B ……**A= [0,25].**

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)…… [**C_p=0,8].**

W_p : Poids de l'acrotère.

Avec :

- **Q_u=Max (1,5Q_M ; F_p)**.

Tableau III.2 différentes charges

1,5xQ_M (kN/ml)	Force horizontale F_p (kN/ml)	Q_u (kN/ml)
1,5	2,24	2,24

III.1.4 Calcul des efforts:

Le calcul se fait par une bande de 1m de largeur :

Tableau III.3 calcul des efforts

L'E.L.U	L'E.L.S
N_U =1,35.G = 1,35× 2,34 = 3,15 KN.	N_{ser} = G = 2, 34 KN
M_U =1,5.Q_u .h = 1,50× 2,24 ×0,60 = 2,01KN.m	M_{ser} = Q_u.h =2, 24×0, 6 = 1,34KN.m
T_U =1,5.Q_u = 1,5×2,24 = 3,36 KN.	

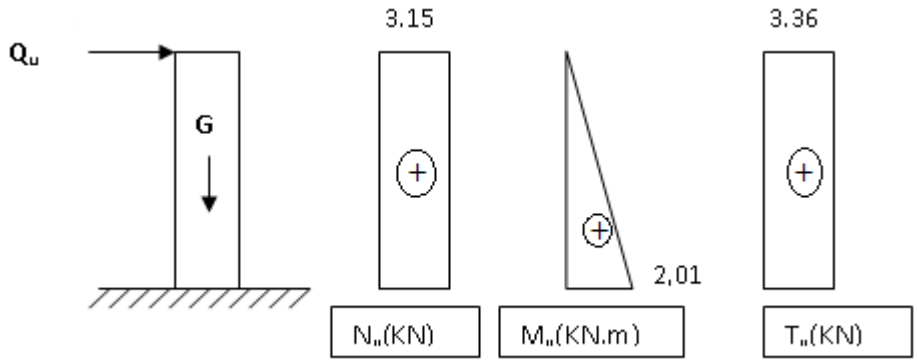
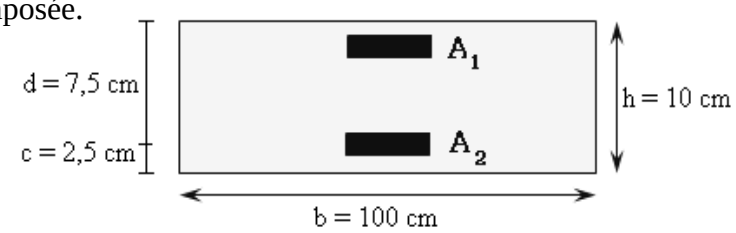


Fig III.2 : Les diagrammes de moment d'effort tranchant et l'effort normal

III.1.5- Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la flexion composée.



FigIII.3: Section de béton armé à l'E.L.U

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau III.4

Tableau III.4: Dimensions et caractéristiques des matériaux

Notation	**L_f (m)**	**b (cm)**	**h (cm)**	**C (cm)**	**F_{c28} (MPa)**	**F_e (MPa)**	**L_0 (m)**
Valeur	1,2	100	10	2,5	25	400	0,6

Calcul de l'excentricité:

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{2{,}01}{3{,}15} = 63{,}80cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2{,}4 = 2{,}6cm \end{array}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la **flexion simple** en équilibrant le moment fictif M_f.

- ✓ **Calcul du moment fictif " M_f " :**

$M_f = N \times e$

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

$\mathbf{e} = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow \quad \mathbf{e} = 0{,}66$ m

$M_f = N \times \mathbf{e} \Rightarrow M_f = 2.09$ kN.m

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \quad \mu = 0{,}027 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A'_1 = 0.$$

Donc : ß = 0,986

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow \quad A_1 = 0{,}768 \text{ cm}^2.$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \dfrac{N}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}681$ cm².

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow \quad A' = 0$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.681\,\text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

- ✓ **Condition de non fragilité :[2]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0.681\,\text{cm}^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ \text{cm}^2$

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2,01 cm².**

- ✓ **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : **A_r = 4HA6 = 1,13 cm²**

- ✓ **Espacement :**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

$S_{rép}$=25 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.6 Vérification à l'E.L.S:

III.1.6.1 Calcul des efforts à l'ELS :

- ✓ **Calcul de l'excentricité :**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,35 \times 10^2}{2.34} = 57,69cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2,5 = 2,5\,cm < e_0 = 57,69\,cm$

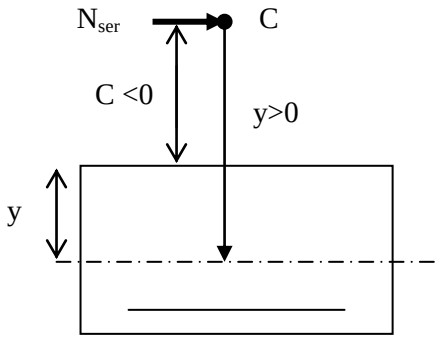


Fig III.4 : Section de béton armé à l'E.L.S

Egalement, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1030, 15cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5.08$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4.92$ cm.

$I_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I_G = 8552.72cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.68$ cm.

Donc: e_0= 57,69cm ≥ $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$=1,68 cm.

Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où :

$\sigma_b = k.y_1$ Avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" Tels que:

y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **$C = h/2 - e_0 = -52,69cm < 0$**".

- ✓ **Application numérique** :

$$\begin{cases} p = -8219,82 \text{ cm}^2 \\ q = 286006,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 8219.82\,y_2 + 286006,04 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4,78x10^8 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,997 \Rightarrow \varphi = 175,62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 104,688 \end{cases}$$

Les racines de l'équation "*" sont: $y_2 = \begin{cases} 54,63 \text{ cm} \\ -104,65 \text{ cm} \\ 50,01 \text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 54,63 \text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 01,94 \text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right] = 20,54 cm^3.$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2,23}{30,33} = 0,113\,(N/mm^3).$$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (0,113 \times 19,4) = \mathbf{2,20} < \overline{\sigma}_b = 0,6\, f_{c28} = 15$ MPa……. **(c.v).**

Et : $\sigma_s = 15\, k\, (d - y_1) = 15 \times 0,113\, (75 - 19,4) =$ **94,24 MPa.**

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$\sigma_s = 94,24\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$ **……. (c.v).**

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

III.1.7 Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

-Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée en fonction de l'inclinaison des armatures transversales. Le préjudice de la fissuration devra aussi être considéré.

-Comme pour le calcul de l'acrotère, la fissuration étant préjudiciable, la contrainte est donnée par :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,MPa\right] = 2,5\,MPa$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{3,36 10^3}{1000 \times 75} = 0,044$ MPA .donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

-Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant

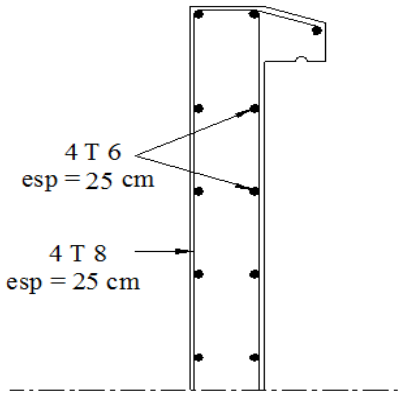


Fig III.5 : Plan de ferraillage

III.2. Escalier :

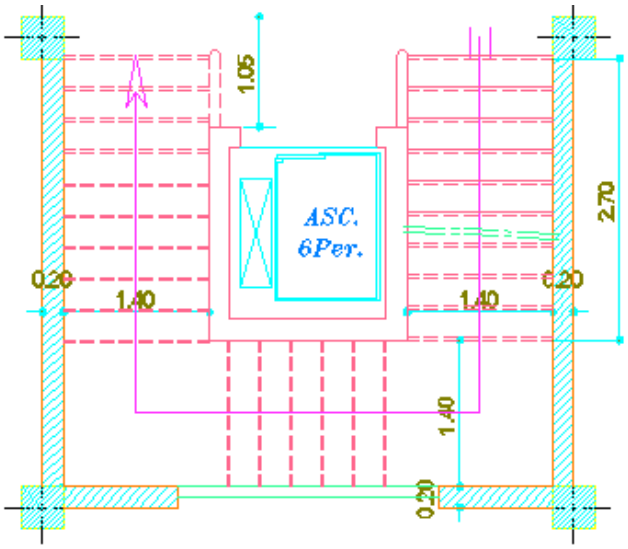


Fig III.6 : Coupe sur d'escalier et ASC

III.2.1 Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, pour notre projet il y a un seul type d'escalier, par monte charge pour les rayonnages et par escaliers pour les personnes.

III.2.2 Dimensionnement:

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,cm \le g + 2h \le 66\,cm$

III.2.3Calcul des escaliers de sous-sol :

Ce type d'escalier porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

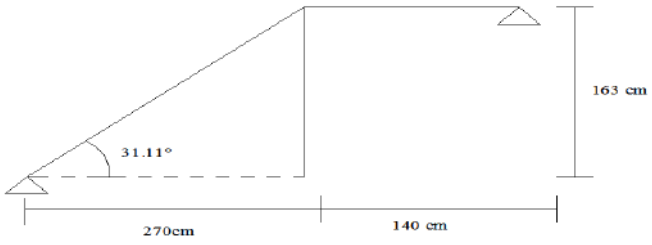


Fig III.7 : Modélisation d'escaliers 1ere volée

On pose :

$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1) + n.L = x.n.(n-1)$

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

Pour la formule générale: $59\,cm \le g + 2h \le 64\,cm$ on prend $g + 2h = 64\,cm$

$64.n^2 - (64 + 2\times153 + 270).n + 2\times153 = 0$

$64n^2 - 640.n + 306 = 0$

La résolution de l'équation donne :

n_1=9,49 et n_2=0.50

On adopte : n = 10, $h = \frac{H}{n} = \frac{163}{10} = 16.3\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\,cm$

On choisit : **h**=17 et **g = 30 cm**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 66\,cm$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{163}{270} = 0.603 \Rightarrow \alpha = 31{,}11°$$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{270}{\cos 31.11} = 315{,}38\,cm$$

L_{total}= 315,38 +140 = 455,38 cm

III.2.4 Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 455,38cm

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 13{,}01cm \le e \le 15{,}17\ cm$$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 15cm.

III.2.5 Evaluation des charges et surcharges :

III.2.5.1 Charges permanentes du palier:

Tableau III.5 Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

	Composants	**Epaisseur**	**Poids volumique (KN/m²) [4]**	**Poids surfacique (KN/m²)**
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**5.49**

III.2.5.2 Charges permanentes de la paillasse :

Tableau III.6 Evaluation des charges permanentes du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.30
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**8.16**

III.2.5.3 Surcharge d'exploitation :

$Q = 2,5\ KN/m^2$

III.2.5.4 Détermination des efforts:

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_u = G + Q$

Tableau III.7 Combinaison des charges pour l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2,50	11,16	7,99
Paillasse	8.16	2,50	14,76	10,66

A l'E.L.U:

Le calcul se fait par un mètre de largeur

Les équations d'équilibres donnent :

$R_A = 29,39\ KN$

$R_B = 26,07\ KN$

- ✓ **Effort tranchant :**

Pour $0 \le x \le 2,70$ m: $T(x) = 29,39 - 14,76\ x$

Pour $0\ m \le x \le 1,40$ m: $T(x) = 26,07 - 11,16x$

✓ **Moment fléchissant:**

Pour $0 \le x \le 2{,}70$ m: $M(x) = 29{,}39x - 14{,}76\frac{x^2}{2}$

Pour 0 m≤x≤1,40 m: $M(x) = 26{,}07x - 11{,}16\frac{x^2}{2}$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 2,70 m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 29{,}39 - 14{,}76x = 0 \Rightarrow x = 2.00\,\text{m}$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.00) = 29{,}66\text{KN.m}$

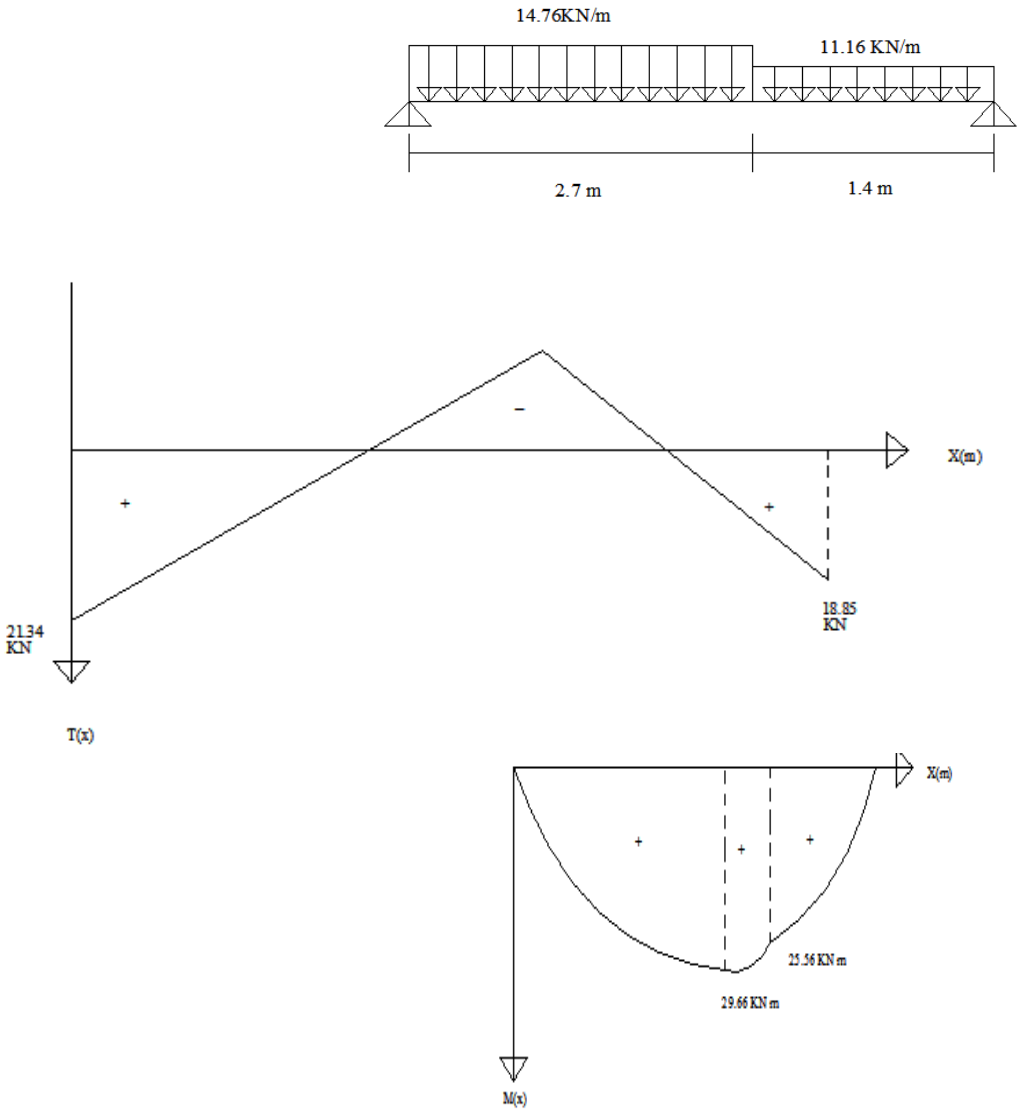


Fig III.8 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U

A l'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 21,34 KN

R_B = 18,85 KN

✓ **Moment fléchissant:**

Pour $0 \leq x \leq 2{,}70$m: $M(x) = 21{,}34x - 5{,}33x^2$

Pour 0 m$\leq x \leq 1{,}43$ m: $M(x) = 18{,}85x - 3{,}99x^2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 0 m $\leq x \leq 2{,}70$ m.

D'où: $M_{max} = M(x = 2.00) = 21{,}34$KNm

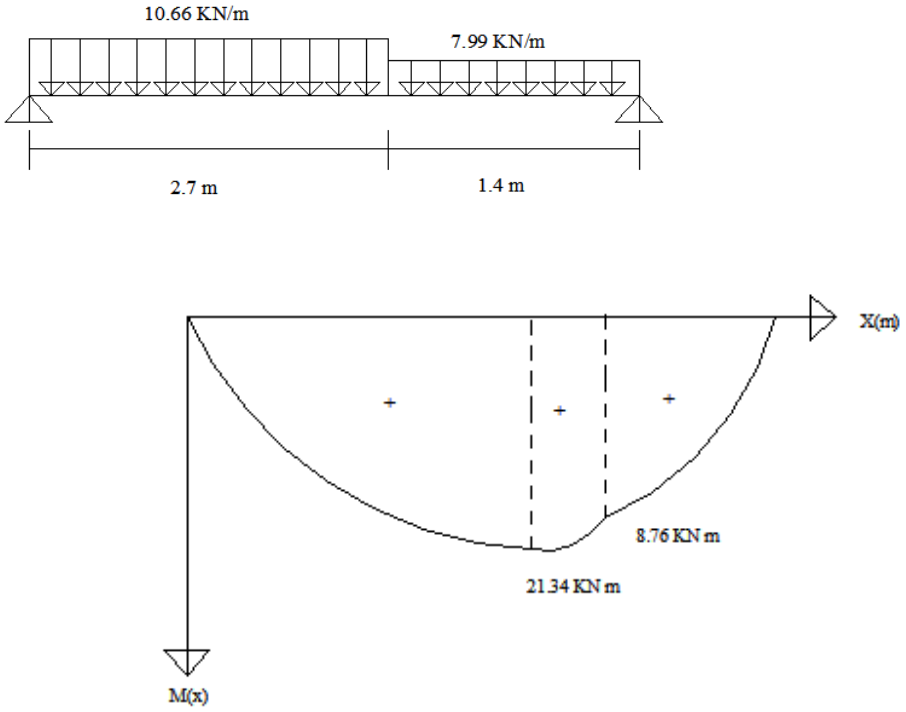


Fig III.9 : Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S

III.2.6 Calcul des escaliers de 2éme volée

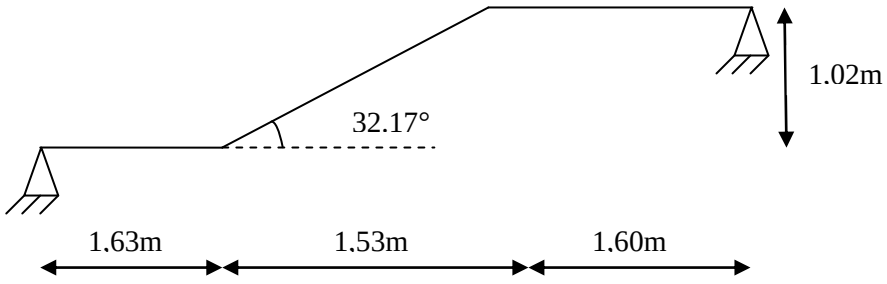


Fig III.10 : Modélisation d'escaliers (Escalier de s-sol)

Pour l'escalier de sous-sol on obtient :

$$\mathbf{n = 6},\ h = \frac{H}{n} = \frac{101}{6} = 17{,}00\,cm, \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{153}{5} = 30.00\,cm$$

On choisit : **h = 17 cm et g = 30 cm**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 66\,cm$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{101}{153} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33{,}43°$$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L_0 »**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{153}{\cos 33{,}43} = 183{,}33\,cm$$

L_{total}= 183,33 +160+163 = 506,33 cm

III.2.6.1 Epaisseur de la paillasse et du palier :

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 14{;}46cm \le e \le 16{,}87\ cm$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 15 cm.

III.2.6.2 Evaluation des charges et surcharges:

Charges permanentes du palier: **G=5.49 (KN/m^2)**

III.2.6.3 Charges permanentes de la paillasse :

La charge permanent de la paillasse **: G=8.16 (KN/m^2)**

Surcharge d'exploitation **: Q = 2,5 KN/m^2**

III.2.6.4 Détermination des efforts:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_u = G + Q

Tableau III.8 Combinaison des charges pour l'escalier (sous sol).

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.49	2,5	11,16	7.99
Paillasse	8.16	2,5	14,76	10,66

- **A l'E.L.U:**

R_A = 29,30 KN ; R_B = 29,33 KN ;

- ✓ **Effort tranchant :**

Pour $0 \le x \le 0.1.63$ m: $T(x) = 29,30 - 11,16\,x$

Pour 1,63 m $\le x \le$ 3,16 m: $T(x) = 29,30 - 11,16(1,63) - 14,76(x - 1,63)$

Pour $0 \le x \le 1,60$ m: T(x)= 29,33-11,16x

- ✓ **Moment fléchissant:**

Pour $0 \le x \le 1,63$ m: $M(x) = 29,33x - 11,16\frac{x^2}{2}$

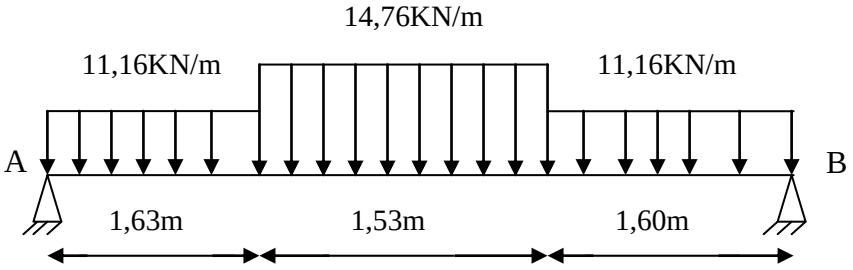
Pour 1,63m≤x≤3,16 m: $M(x) = 29,30x - 11,16(1,63)\left(x - \frac{1,63}{2}\right) - 14,76\left(\frac{x - 1,63}{2}\right)^2$

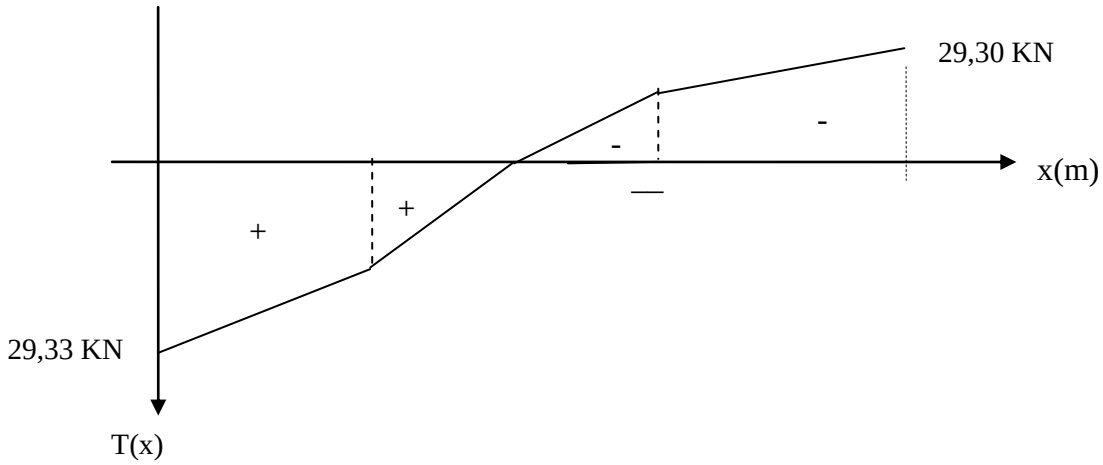
Pour $0 \le x \le 1,60$ m: $M(x) = 29,33x - 11,16\frac{x^2}{2}$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle:1,63 m ≤ x ≤ 3,16m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 29,30 - 11,16(1,63) - 14,76(x - 1,63) = 0 \Rightarrow x = 2,47\text{ m}$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2,47) = 39,31\text{KNm}$





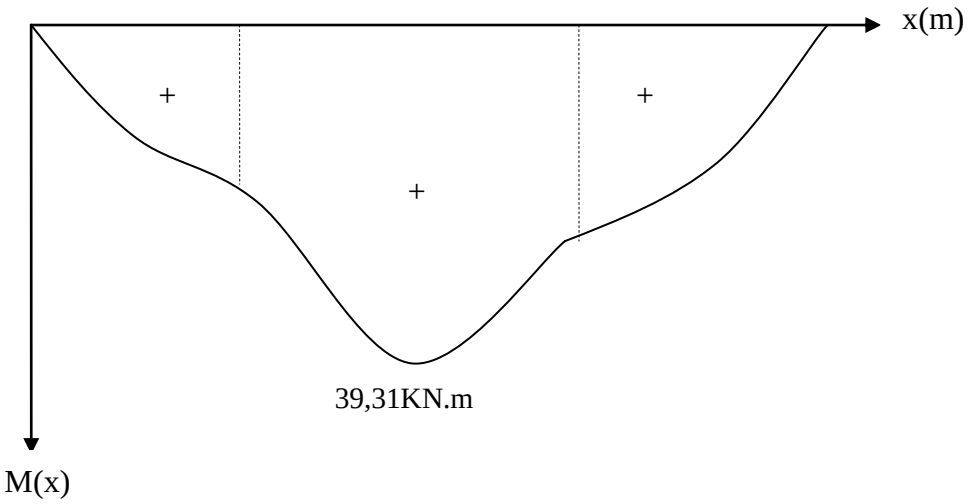


Fig III.11 : Diagramme des sollicitations de l'escalier s-sol (type 1) à l'E.L.U

- **A l'E.L.S:**

R_A = 21,04 KN ; R_B = 21,07 KN ;

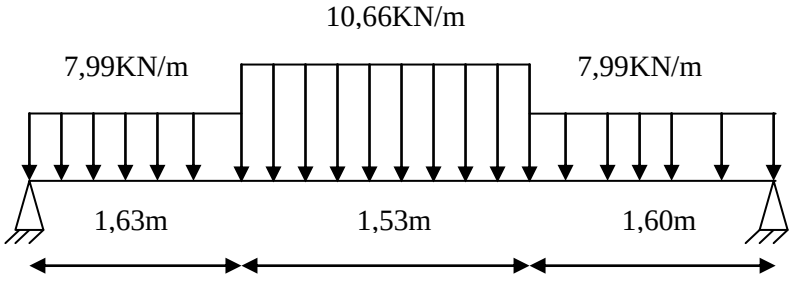
- ✓ **Moment fléchissant :**

Pour $0 \le x \le 1{,}63$ m: $M(x) = 21{,}04x - 7{,}99\frac{x^2}{2}$

Pour 1,63 m≤x≤3,16 m: $M(x) = 21{,}04x - 7{,}99(1{,}63)\left(x - \frac{1{,}63}{2}\right) - 10{,}66\left(\frac{x - 1{,}63}{2}\right)^2$

Pour $0 \le x \le 1{,}60$ m: $M(x) = 21{,}07x - 7{,}99\frac{x^2}{2}$

D'où : $M_{max} = M(x = 2{,}47) = 28{,}11\text{KNm}$



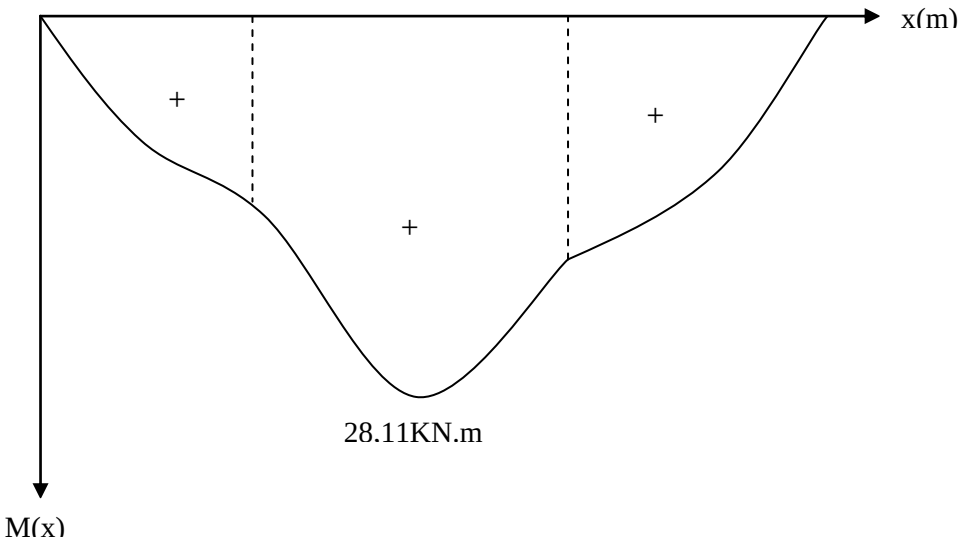


Fig III.12 : Diagramme des sollicitations de l'escalier s-sol (type 1) à l'E.L.S

III.2.7 Calcul des escaliers des étages courant :

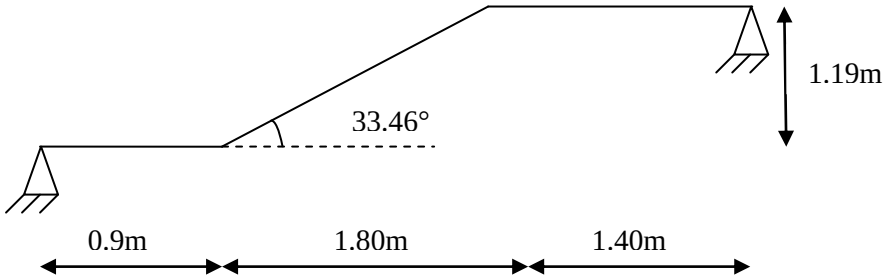


Fig III.13 : Modélisation d'escaliers

Pour l'escalier des étages courant on obtient :

$$n = 7,\quad h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17{,}00\,cm, \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30\,cm$$

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 66\,cm$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33.46°$$

✓ **Longueur de la paillasse « L_0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{180}{\cos 33.46} = 220{,}75\,\text{cm}$$

L_{total}= 220,75 +240 = 460,75 cm

III.2.7.1 Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 453,21cm

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 13{,}14\ cm \le e \le 15{,}33\ cm$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 15cm.

III.2.7.2 Evaluation des charges et surcharges:

III.2.7.3 Charges permanentes du palier:

Charges permanentes du palier: **G=5.49 (KN/m^2)**

III.2.7.4 Charges permanentes de la paillasse :

La charge permanente de la paillasse **: G=8. 35 (KN/m^2)**

III.2.7.5 Surcharge d'exploitation :

Q = 2,5 KN/m^2

III.2.7.6 Détermination des efforts:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_u = G + Q

Tableau III.9 Combinaison des charges pour l'escalier

	G (KN/m^2)	**Q (KN/m^2)**	**P_u (KN/m^2)**	**P_{ser} (KN/m^2)**
Palier	5.49	2,50	11,16	8.00
Paillasse	8.35	2,50	15,02	10,85

A l'E.L.U:

Le calcul se fait par un mètre de largeur

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 24.87 KN

R_B = 27.83 KN

✓ **Effort tranchant :**

Pour $0 \le x \le 0.9$ m: $T(x) = 24.87 - 11{,}16\,x$

Pour $0.9\ \text{m} \le x \le 2.7$ m: $T(x) = 14{,}82 - 15{,}02(x - 0.9)$

Pour $0 \le x \le 1.4$ m: $T(x) = -27.83 + 11.16(x)$

- ✓ **Moment fléchissant:**
- ✓ Pour $0 \le x \le 0.9$ m: $M(x) = 24.87x - 11,16\frac{x^2}{2}$

Pour 0.9 m≤x≤2.7 m: $M(x) = 24.87x - 11,16(0.9)\left(x - \frac{0.9}{2}\right) - 15,02\left(\frac{x - 0.9}{2}\right)^2$

Pour $0 \le x \le 1.4$ m: $M(x)=27.83x-5.58x^2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle:$0.9m \le x \le 2.7$ m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 0 \Rightarrow 14.82 - 15.02(x - 0.9) = 0 \Rightarrow x = 1.9\,m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 1.9) = 25.18KN.m$

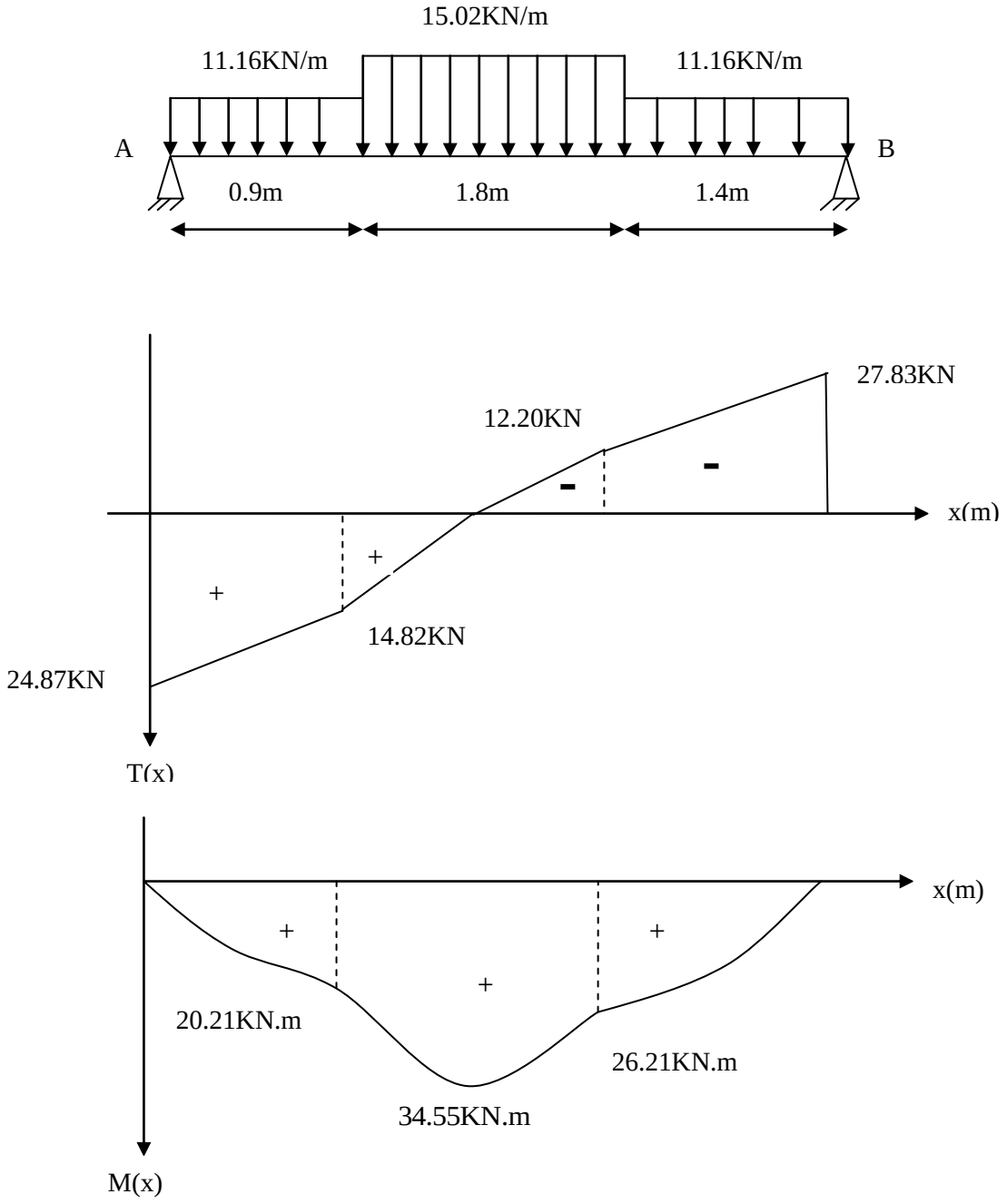


Fig III.14 : Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U

- **A l'E.L.S :**

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 19.27KN

R_B = 18.65 KN

- ✓ **Moment fléchissant:**

Pour $0 \le x \le 0.9$ m: $M(x) = 19.27x - 8x^2/2$

Pour 0.9m≤x ≤ 2.7 m: $M(x) = 19.27x - 8(0.9)\left(x - \frac{0.9}{2}\right) - 10.85\left(\frac{x - 0.9}{2}\right)^2$

Pour $0 \le x \le 1.4$ m: $M(x)=18.65x-4x^2$

La position du moment max se trouve dans l'intervalle: 0.9m ≤ x ≤ 2.7 m.

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 19.27 - 8(0.9) - 10.85(x - 0.9) = 0 \Rightarrow x = 2.01\,m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.01) = 25.54KNm$

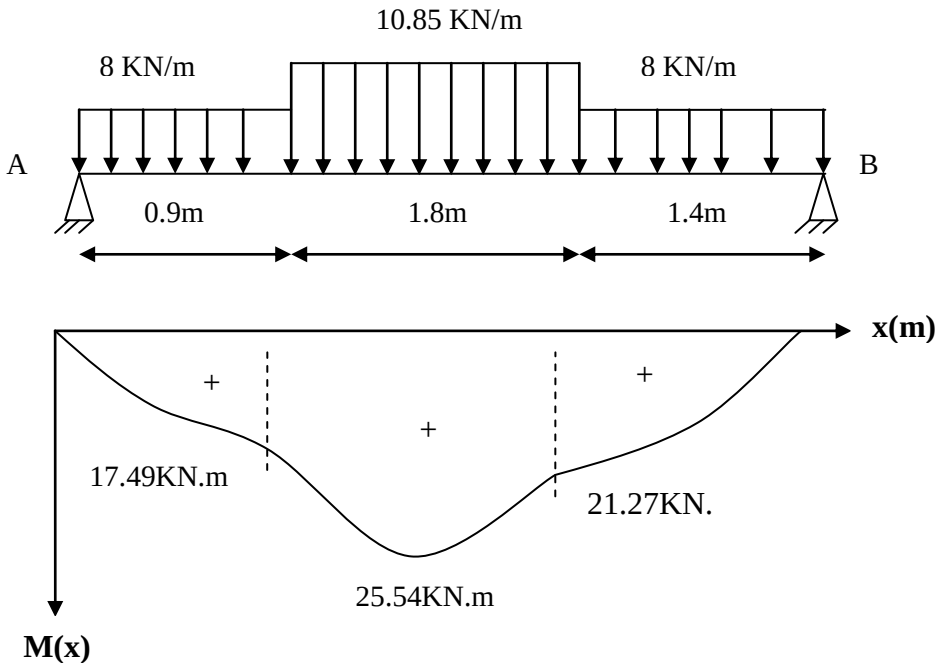


Fig III.15 : Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S

III.2.8 Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage des escaliers, on prend la volée la plus sollicitée

(l'escalier de sous –sols) , les appuis sont considérée semi encastrée.

Moment en travée: $M_t = 0,85\,M_{max} = 0,85 \times 39,31 = 33,41(KN.m)$

Moment sur appuis: $M_a = 0,50\,M_{max} = 0,50 \times 39,31 = 19,65(KN.m)$

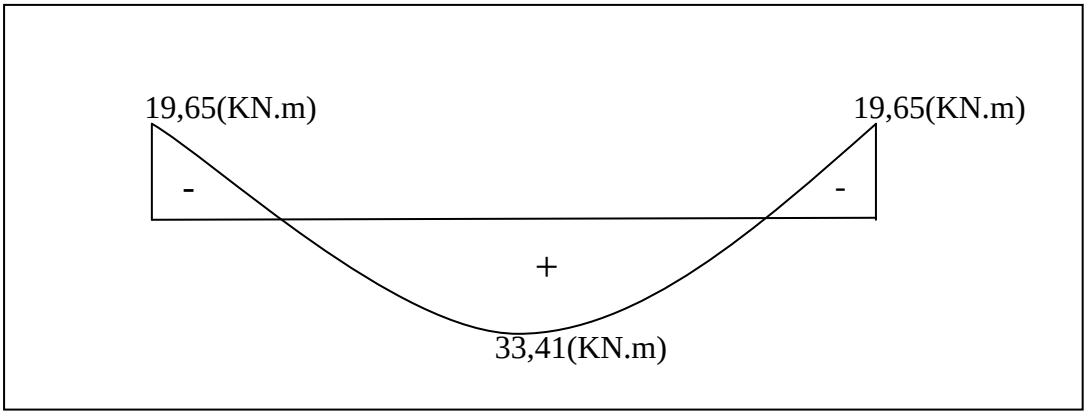


Fig III.16 : Diagramme des moments

III.2.8.1 Les armatures principales:

Béton: $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1 MPa

b = 100 cm; h = 15 cm ; d = 12,9 cm ; c=2,1cm.e=1,5cm.

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; γ_s = 1.15; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.10 Les armatures principales

	M_u KN.m	M	A	β	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
En travée	33,41	0,141	0,1923	0,923	8,06	0	1.50	**8 T 12**
								9,05
En appuis	19,65	0,083	0,1264	0,949	4,61	0	1.50	**6 T10**
								4,71

✓ **Condition de non fragilité: [2]**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 9{,}05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ …….. **(c.v)**

En appuis: $A = 04{,}71 cm^2 \geq A_{min} = 1.50\,cm^2$ ……. **(c.v)**

✓ **Les armatures de répartition:**

En travées: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{09{,}05}{4} = 2{,}26\,cm^2$ on adopte: **5T 8 = 2,31 cm².**

En appuis: $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}179\,cm^2$ on adopte: **3T 8 = 1,50 cm².**

✓ **Vérification de l'espacement:**

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 10cm < Min[3h = 45cm ; 33cm] = 33cm$ ….. (c.v)

Sur appuis: $S_t = 20cm < Min[3h = 45cm ; 33cm] = 33cm$ ….. (c.v)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 17cm < Min[4h = 60cm ; 45cm] = 45cm$ ….. (c.v)

Sur appuis: $S_t = 35cm < Min[4h = 60cm ; 45cm] = 45cm$ …. (c.v)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{29,33 \times 10^3}{1000 \times 129} = 0,227\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0,227MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

III.2.8.2 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la

Condition : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.11 Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm²)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	23,89	9,05	4,93	13803,73	9,75	Vérifiée
Appui	14,05	4,71	3,90	8977,03	6,97	Vérifiée

III.2.8.3 Vérification de la flèche:

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{476} = 0{,}031 \geq \frac{23{,}89}{20 \times 28{,}11} = 0.042 \ \ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.n.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{09{,}05}{100 \times 12{,}9} = 0.0070 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.v)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- ✓ **Calcul de la flèche :**

$M_{ser} = 23{,}89 kN.m, \quad A = 09{,}05 cm^2$

$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}0070 \rightarrow \beta = 0{,}946$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 240 MPa$

$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}583$

$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}2$

$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0) + (b_0.(d-c))} = 10{,}20\, cm$

$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A(d-y)^2 = 40049{,}617\, cm^4$

$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 16025{,}674\, cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 07{,}55\, mm$

$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 25920{,}55\, cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 19{,}30\, mm$

$\Delta f = f_v - f_i = 19{,}30 - 10{,}50 = 08{,}80\, mm = 0{,}88\, cm \prec \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{476}{500} = 0{,}952(cm)$

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie. (c.v)

III.2.9 Plan de ferraillage d'escalier :

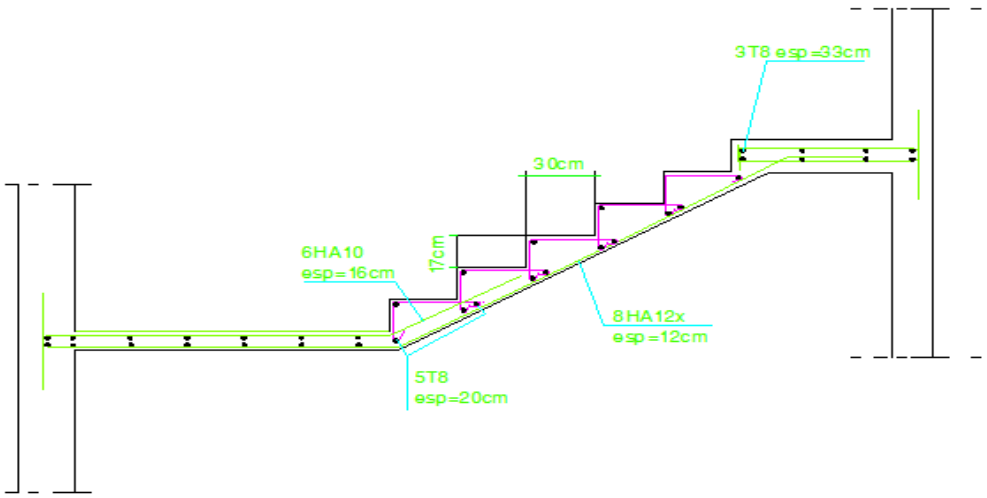


Fig III.17 : Plan de ferraillage d'escalier

III.3 Planchers a corps creux

Notre plancher comporte une hauteur totale: ht = 16+ 4 = 20cm, il est constitué d'un corps creux de dimensions (16 x 65) cm².qui repose sur des poutrelles préfabriquées.

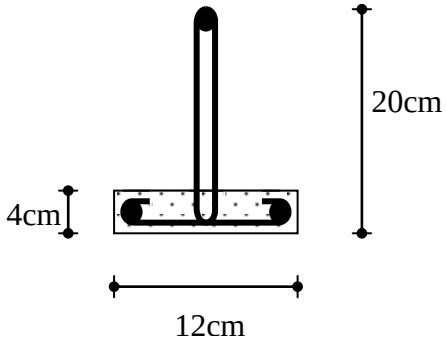
III.3.1 Calcul des poutrelles:

On à deux type des poutrelles, le premier type de trois travées et l'autre de deux travées, le calcul des poutrelles s'effectue par deux étapes:

- ✓ Etape 1: avant coulage.
- ✓ Etape 2: après coulage.

a- Etape 1 :

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

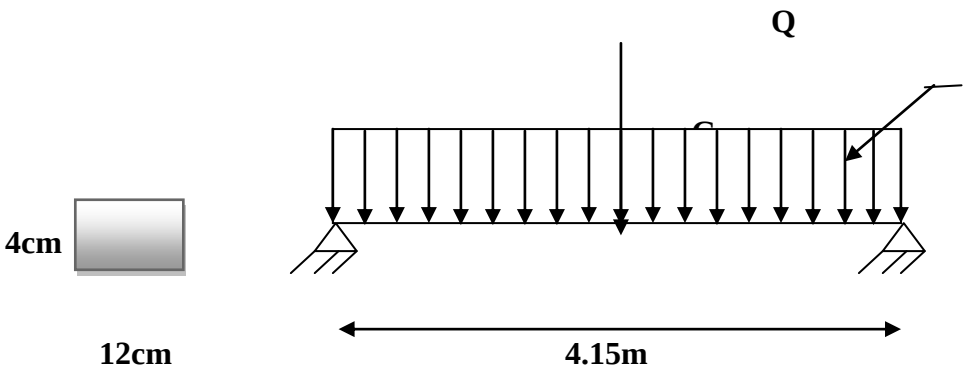


III.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

III.3.2.1 Charge permanente:

- Poids du corps creux: $G_1 = 0.65 \times 1 = 0.65$ KN/ml.
- Poids de la poutrelle: $G_2 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$KN/ml.

Donc: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.65 = 0.77$ KN/ml.



III.3.2.2 Surcharge d'exploitation:

- L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 0.5 x 4,15] → Q = 2,07 KN.

Vérification de la flèche :

$F=F_G+F_Q$; $F_G=\frac{5\times G\times L^4}{384\times E\times I}$; $F_Q=\frac{Q\times L^3}{48\times E\times I}$ [2]

$E=11000(f_{c28})=32164$ MPa $I=64$ cm^4;

$F_{lim}=L/500$ $L<5$ m.

$F=120$ mm $\leq F_{lim}=9.3$ mm (C.N.V)

Cette condition n'est pas vérifier ; alors le calcul des étaiements est nécessaire.

III.3.3 Ferraillage :

ELU :

$$M_G=\frac{G.L^2}{8}=\frac{0.77(4,15)^2}{8}=1,65KN.m$$

$$M_Q=\frac{Q.L}{4}=2,14KNm$$

$$M_u=1.35M_G+1.5M_Q=5,44 \quad KNm$$

$$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}=\frac{5,44\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2}=08,00>\mu_l=0.392$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement.

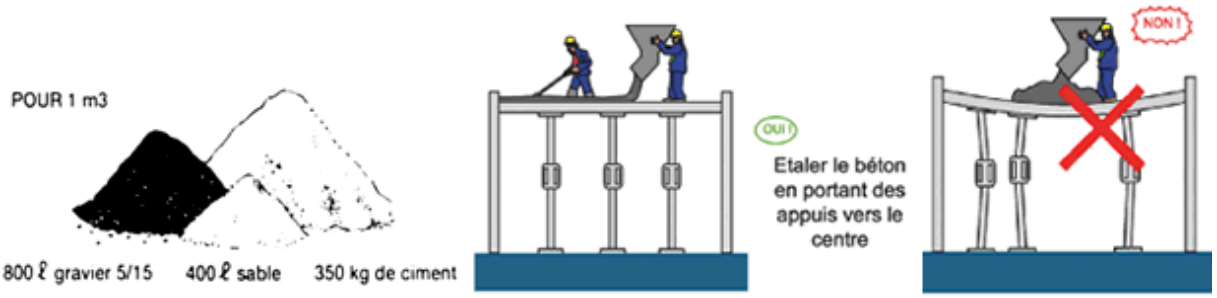
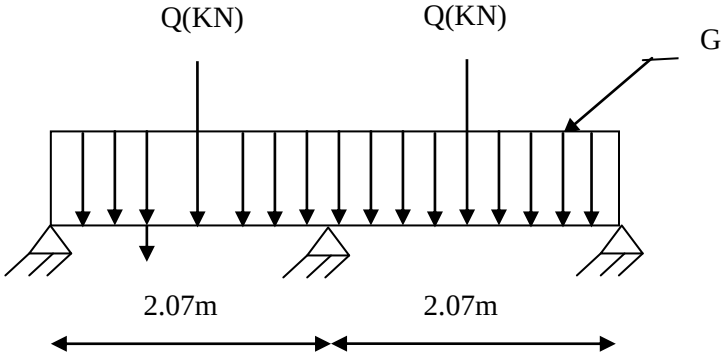


Fig III.18 : collage des poutrelles

III.3.4 Calcul des étaiements

III.3.4.1 Pour un seul étai au milieu :



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,414(KN.m)

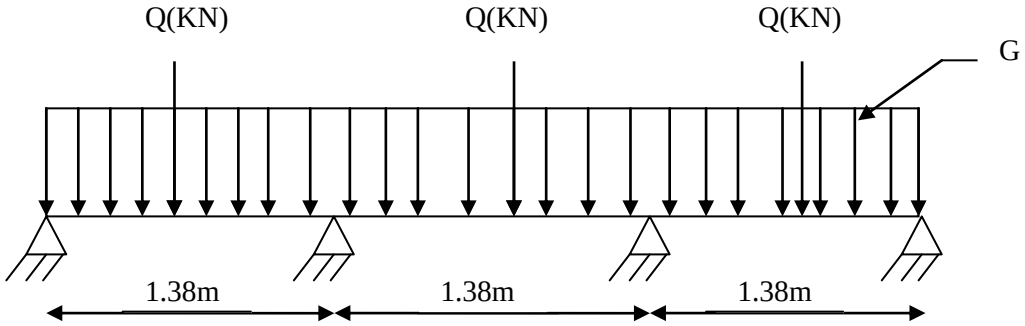
Q = Max [1 KN ; 0.5x2.07 KN] = 1,037KN→M_Q=0,538(KN.m)

Donc: M_u=1.366(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{1,366\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 02,00 > \mu_l = 0.392 \text{ (c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement.

III.3.4.2 Pour deus étais:



G = 0,77 KN/ ml→M_G=0,184(KN.m)

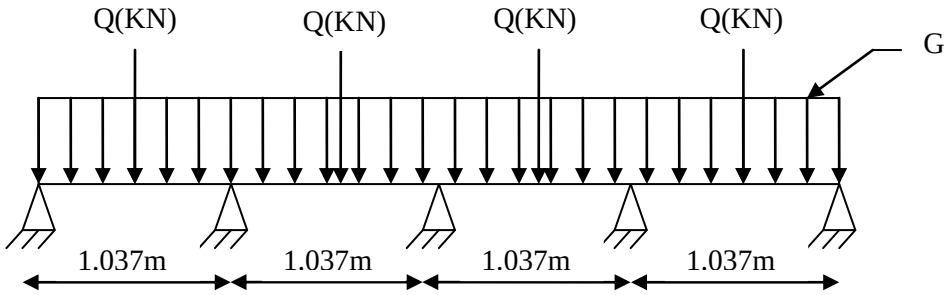
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.43 KN] = 1.00KN→M_Q=0,345(KN.m)

Donc: M_u=0,76 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,76\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 01,12 > \mu_l = 0.392 \text{ (c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.4.3 Pour trois étais:



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,103(KN.m)

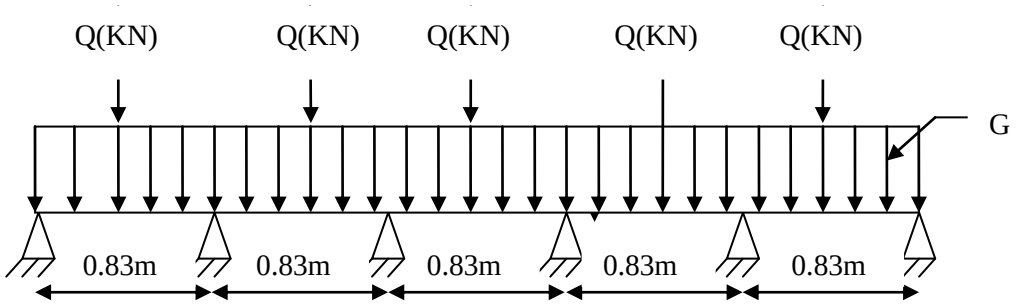
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.037 KN] = 1.00KN→M_Q=0,258(KN.m)

Donc: M_u=0,527(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,527\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0,774 > \mu_l = 0,392 \quad \text{(c.n.v)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.4.4 Pour quatre étais :



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,066(KN.m)

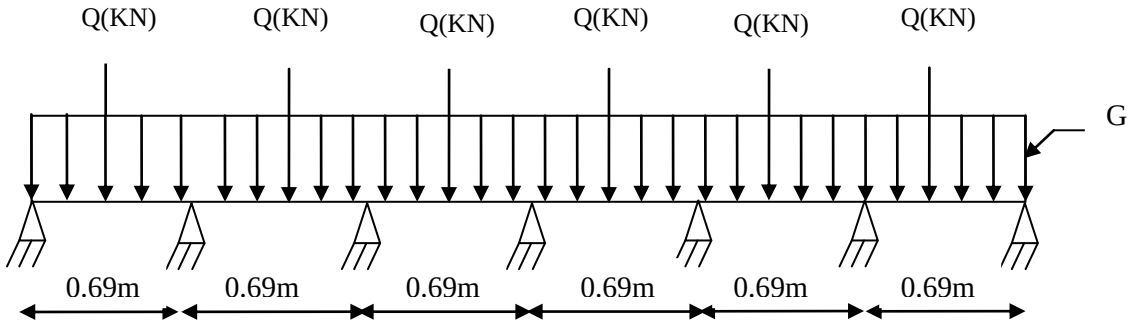
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.83 KN] = 1.00KN→M_Q=0,207(KN.m)

Donc: M_u=0,400(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,400\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0,587 > \mu_l = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.4.5 Pour cinq(05) étais :



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,0460(KN.m)

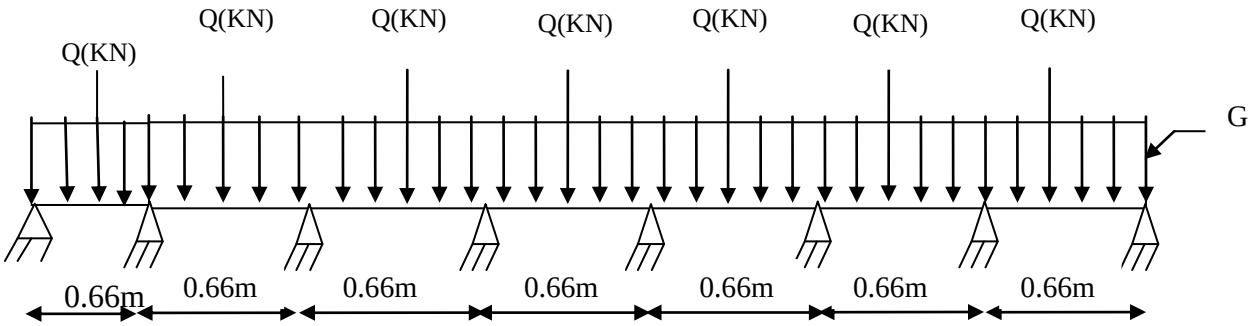
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.69 KN] = 1.00KN→M_Q=0,172(KN.m)

Donc: M_u=0,304(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,333\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0.440 > \mu_l = 0.392 \text{ (c.nv)}$$

On ajoute un autre étaiement

III.3.4.6 Pour six(06) étais :



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,0338(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.66 KN] = 1.00KN→M_Q=0,148(KN.m)

Donc: M_u=0,267(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,267\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0.273 < \mu_1 = 0.392 \text{ (c.v)}$$

Alors il faut prévoir six étaiements le long de la travée espacés de 66 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

Etape 2:

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.5 Méthodes de calcul :

Le calcul s'effectue par la méthode **forfaitaire** qui est applicable car les conditions d'applications sont vérifiées.

- ✓ **Conditions d'application:**

1- $Q \leq Min\begin{cases}2.G\\5\,KN/m^2\end{cases}$ …….. (c.v)

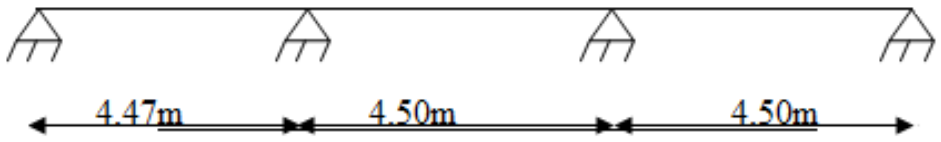
2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées…….. (c.v)

3-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… **(c.v)**

4- La fissuration doit être peu nuisible……. (c.v)

III.3.5 .1 1er Type : Poutrelles à trois travées



III.3.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

G = 5.8 kN/m^2, Q = 5kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10.64 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 7 .52 kN/ml

1) ELU

Tableau III.12 Poutrelles à trois travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	22.92	17.85	4.58	11.31	23.70	20.44
B-C	22.92	14.41	11.31	11.31	22.07	22.07
C-D	22.63	17.62	11.31	4.52	20.29	23.59

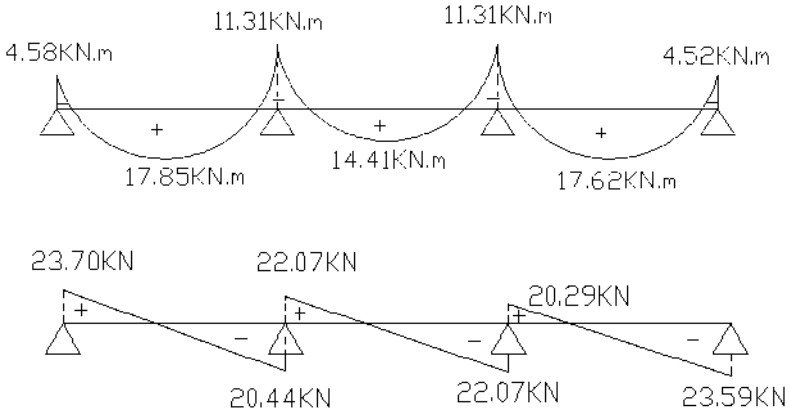


Fig III.19 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

2) ELS

Tableau III.13 Poutrelles à cinq travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	16.18	10.75	3.23	8.09
B-C	16.18	9.13	8.09	8.09
C-D	15.99	10.06	8.19	3.19

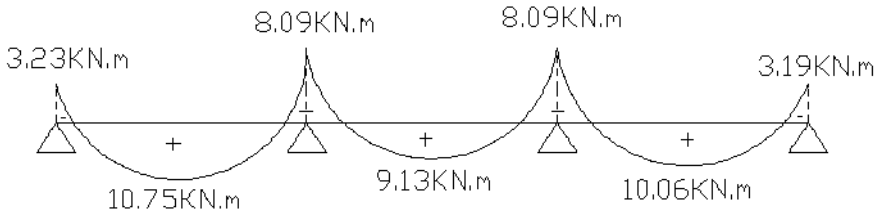
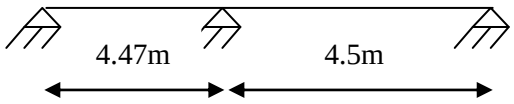


Fig III.20 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

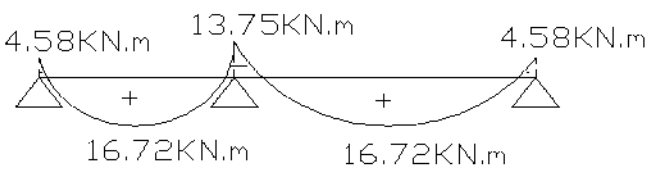
III.3.5 .3 2eme Type : Poutrelles à deux travées :



1) ELU

Tableau III.14 Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	22.92	16.71	4.58	**13.75**	24.18	19.86
B-C	22.92	**16.71**	**13.75**	4.58	19.86	**24.18**



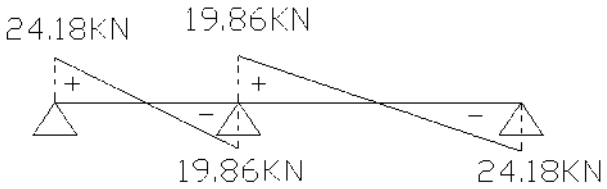


Fig III.21 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

2) ELS

Tableau III.15 Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 2eme Type

travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	16.18	11.79	3.23	**9.70**
B-C	16.18	**11.79**	**9.7**	3.23

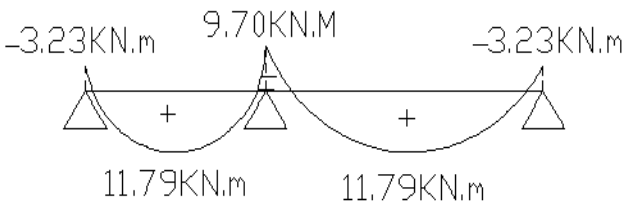


Fig III.22 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

III.3.6 Ferraillage des poutrelles :

Tableau III.16 Les moments et les efforts tranchants max de chaque type des poutrelles

Type des poutrelles	M_{tmax}(kN.m)	M_{amax}(kN.m)	T_{max} (kN)
Poutrelle de 03 travées	**17.85**	**11.31**	**23.70**
Poutrelle de 2 travées	**16.71**	**13.75**	**24.28**

III.3.6.1 Armatures longitudinales:

b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

A.N : $M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-EN travée :(b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

$M_0 < M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-Aux appuis :(b_0×h) = (12×20) cm² en flexion simple.

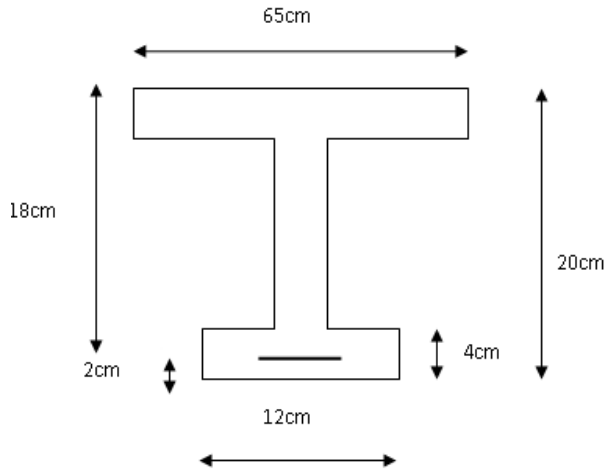


Fig III.23 : coupe des poutrelles

- **ELU :**

Tableau III.17 Armatures longitudinales

Types	position	M_u(KN.m)	μ	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)
2(travées)	**En travée**	11.79	0,213	2.05	0	1,20
	Sur appuis	13.75	0,175	1.66	0	0,24
3(travées)	**En travée**	17.85	0,323	3.36	0	1,20
	Sur appuis	11.31	0.204	1.96	0	0,24

- ✓ **Détermination des sections d'acier des poutrelles**

Tableau III.18 Les sections adoptées des armatures longitudinales

Types	En travée	Aux appuis
2(travées)	3T10=2.35 cm^2	2T12=2,26 cm^2
3(travées)	3T12=3.39 cm^2	2T12=2,26 cm^2

III.3.6.2 Armatures transversales :

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement**

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau III.19 Vérification de contrainte de cisaillement

Type des poutrelles	position	$V_{u\,max}$ (KN)	$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b_0 \ xd}$ (MPa)	τ_u	observation
2(travées)	appui	24.28	1.124	3,33	**(C.V)**
3(travées)	appui	23.70	1.097	3,33	**(C.V)**

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0{,}571\,\text{cm}; 1\,\text{cm}; \frac{b_0}{10} = 1.2\,\text{cm}\right] = 0.571\,\text{cm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\,\text{mm}$

$a_t = \frac{\pi.\varphi_t}{4} = 0{,}39cm^2$ **;** Avec : a_t : section d'une barre transversale :

$A_t = n_t \times a_t = 0{,}56cm^2 \rightarrow A_t$=2 Ø 8,

✓ **espacement :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : $\alpha = 90^0$, et avec une section d'armatures transversales : At= 2Ø8, l'espacement des armatures transversales peut être déterminé par la formule suivante :

$$S_t \le \frac{A_{st} \ x0{,}9x \ F_s}{(\tau_b - \tau_0) x b_0}$$

τ_0=0,3xF_{tj}xK=0,3x2, 1x1=0,63(MPA).

$S_t \le \frac{1 \ x0{,}9x \ 348}{(0{,}75-0{,}63)x120} = 21.75$ Donc l'espacement sera $S_t = 20(cm)$

III.3.6.3 Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \ge 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{100 \times 400}{120 \times 200} = 1.66 \text{ MPa} \ge 0.4 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.004 > 0.001 \ \ldots\ldots\ldots \textbf{(C.V)}$$

a) Au voisinage de l'appui :

a-1) Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60Kn$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

Poutrelle à deux (02) travées : $T_u = 24.28KN < 129{,}6KN$

Poutrelle à trois (05) travées : $T_u = 23.70KN < 129{,}6KN$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

a-2) Appui intermédiaire:

Poutrelle à deux (02) travées :

$A_t \geq V_u + (M_u/0.9d)/\sigma_s = 24.18 + [(11.31)/(0.9x0.18)]$;

$2.35 \geq 0.27$……. **(C.V)**

Poutrelle à trois (03) travées :

$A_t \geq V_u + (M_u/0.9d)/\sigma_s = 23.70 + [(17.85)/(0.9x0.18)]$;

$3.39 \geq 0.38$ ……. **(C.V)**

III.3.7 Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$ =1688.1 (cm^3)>0 donc l'axe neutre est la table de compression.

La vérification se fait dans le tableau suivant :

III.20 Vérification à l'ELS

types	position	M_{ser}(KN. m)	Y(cm)	A (cm^2)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	observation
2(travées)	**travée**	11.79	3.90	2.35	8293.29	5.54	15	**(cv)**
	appuis	9.70	3,84	2.26	8023.97	4.64	15	**(cv)**
3(travées)	**travée**	10.75	0.536	3.39	16246.46	0.354	15	**(cv)**
	appuis	8.19	3,84	2.26	8023.97	3.919	15	**(cv)**

✓ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

a) poutrelle à 02 travées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{415} = 0{,}048 \geq \frac{5{,}86}{15x10{,}25} = 0{,}048 \ldots\ldots \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{0{,}56}{218} = 0{,}0025 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0{,}051 \geq \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

b) poutrelle à 05 travées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{415} = 0{,}048 \geq \frac{10.75}{15x22.92} = 0{,}031 \ldots\ldots \text{(c.v)}$$

$$\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{0{,}56}{218} = 0{,}0025 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0{,}048 \geq \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

DONC : la condition sont vérifie, n'apas nécessaire de calculer la flèche.

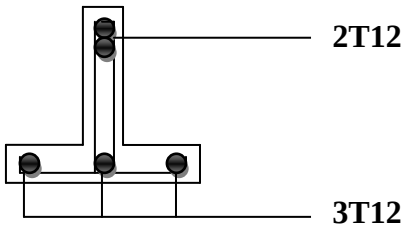


Fig III.24 : Ferraillage des poutrelles (pour les deux types des travées)

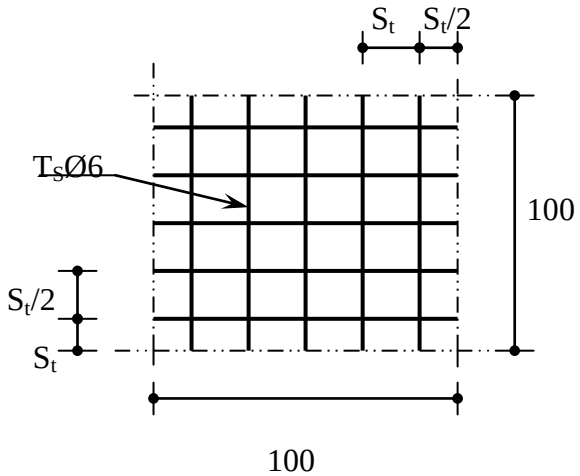
III.3.8 La table de compression :

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes.

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 20cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

-La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :



$$A_s \geq \frac{4 \times L(cm)}{f_e(Mpa)}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

As : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_s \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5(cm^2)$.

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20) cm2, et de nuance **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

III.4 Les dalles pleines :

III.4.1 Introduction:

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on a plusieurs types des dalles pleines, forme régulière (rectangulaire).

III.4.2. Évaluation des charges :

Tableau III.21 Évaluation des charges

G *(KN/m²)*	Q *(KN/m²)*	q_u *(KN/m²)*	q_{ser} *(KN/m²)*
6,58	5,00	16,38	11,58

III.4.3 Méthode de calcul :

- **La méthode forfaitaire :[2]ANNEXE E**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

1) La surcharge d'exploitation (Q) ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 *N/mm².*

$$Q=5(KN/m^2) \leq \begin{cases} 2G = 13,16 KN/m^2 \\ 5000 N/mm^2 \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(c.v)}$$

2) le rapport entre les travées successives doit être compris entre (0.8 et 1.25)…. **(c.v)**

ONA : $\frac{4,2}{4,2}$ =1,00(le petite portée), donc le rapport est vérifie.

3) la fissuration peu nuisible…… .(c.v)

Donc : on utilisée la méthode forfaitaire.

- ✓ **exposée de la méthode :**

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,2} = 0,85$

Donc la dalle travaille suivant les 02 directions

- ✓ **moment en travée :**
  - ➢ $M_{tx}=\begin{cases} 0{,}85M_x : panneau\ de\ rive. \\ 0{,}75M_x : panneau\ intermédiare. \end{cases}$
  - ➢ $M_{ty}=\begin{cases} 0{,}85M_y : panneau\ de\ rive. \\ 0{,}75M_y . panneau\ intermediare. \end{cases}$
- ✓ **moment aux appuis :**
  - ➢ Panneau intermédiaire : $M_{ax}=M_{ay}= -0{,}5M_x$. (les 02 appuis sont des appuis intermédiaires).
  - ➢ Panneau de rive :

Appui de rive : $M_{ax}=M_{ay}= -0{,}3M_x$.

Appui intermédiaire : $M_{ax}=M_{ay}= -0{,}5M_x$.

A.N: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}6}{4{,}2} = 0{,}85$

1) E.L.U → u_x=0,0481 u_y=0,6864.

$M_x= u_x.P.L^2_x$ =10,23 *KN.m*, et: $My= u_y.M_x$=07,02 *KN.m.*

2) E.L.S → u_x=0,0576 u_y=0,7794.

$M_x= u_x.P.L^2_x$ =08,20 *KN.m*, et : $My= u_y.M_x$=06,40 *KN.m.*

a) $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}6}{5{,}1} = 0{,}70$

3) E.L.U → u_x=0,0684 u_y=0,4320.

$M_x= u_x.P.L^2_x$ =13,81 *KN.m*, et: $My= u_y.M_x$=05,97 *KN.m.*

4) E.L.S → u_x=0,0743 u_y=0,5817.

$M_x= u_x.P.L^2_x$ =10,60 *KN.m*, et : $My= u_y.M_x$=06,16 *KN.m.*

- ✓ **calcul des moments en travées et aux appuis :**

1) ELU :

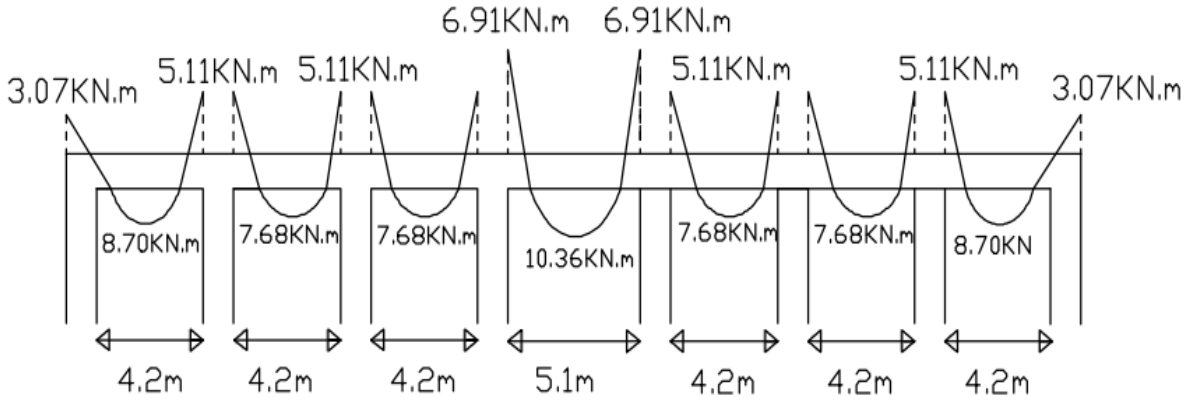


Fig III. 25 : Diagramme de moment à L'ELU

3) ELS :

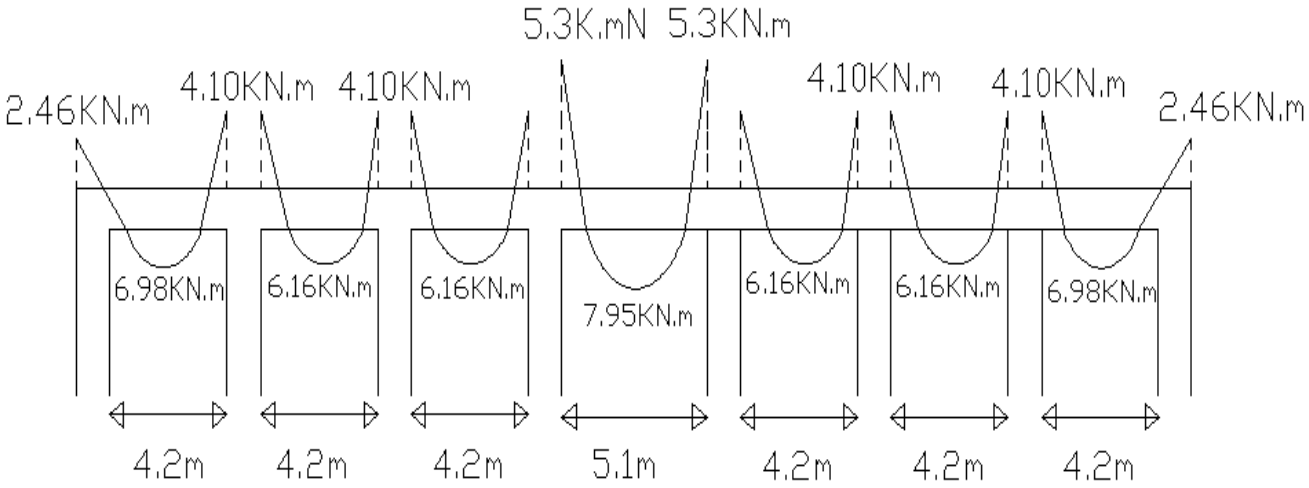


Fig III. 26 : Diagramme de moment à L'ELS

✓ **La vérification nécessaire :**

$$M_{t+}\ \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1{,}25.\, M_x$$

1) E.L.U :

Travée (A-B) et(G -H)

$$8{,}7 + \frac{3{,}07 + 5{,}11}{2} = 12{,}80 \geq 1{,}25.\,(10{,}23) = 12{,}78(KN.m) \ldots\ldots (c.v)$$

Travée (B-C)et(C-D)et(E-F)et(F-G) :

$$7{,}68 + \frac{5{,}11 + 5{,}11}{2} = 12{,}79 \geq 1{,}25.\,(10{,}23) = 12{,}78(KN.m) \ldots\ldots (c.v)$$

Travée (D-E)

$$10{,}36 + \frac{6{,}91 + 6{,}91}{2} = 17{,}27 \geq 1{,}25.\,(13{,}81) = 17{,}26(KN.m) \ldots\ldots (c.v)$$

2) E.L.S :

Travée (A-B) et(G -H)

$$6{,}98 + \frac{2{,}46 + 4{,}10}{2} = 10{,}26 \geq 1{,}25.\,(8{,}20) = 10{,}25(KN.m) \ldots\ldots (c.v)$$

Travée (B-C) et (C-D)et(E-F)et(F-G) :

$$6{,}16 + \frac{4{,}10 + 4{,}10}{2} = 10{,}26 \geq 1{,}25.(08{,}20) = 10{,}25(KN.m) \ldots\ldots (c.v)$$

Travée (D-E)

$$07{,}95 + \frac{5{,}30 + 5{,}30}{2} = 13{,}25 \geq 1{,}25.(10{,}60) = 13{,}25(KN.m) \ldots\ldots (c.v)$$

III.4.3.2 Calcul du ferraillage:

Dans cette bloque le choix de la valeur du ferraillage est la même pour les deux directions (on prendre la grande valeur du moment (panneau rectangulaire)).

b=100(cm) ; h=15(cm) ; d=12,5(cm).

Tableau III.22 ferraillage des dalles

Position	sens	M_u (kN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espacement(cm)
Travée	(x et y)	10,36	0,467	0,626	1,50	3,80	**5T10=3,92**	**20**
Appuis	(x et y)	06,91	0,311	0,807	1,50	1,96	**5T8=2,51**	**20**

- ✓ **Condition de non fragilité: [2]**

En travées :

A=3,92(cm^2) > 01,50(cm^2)…… (**c.v)**

Aux appuis :

A=2,51(cm^2) > 01,50(cm^2)…… (**c.v)**

- ✓ **Vérification de l'espacement:**

En travées :

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[3h = 60\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

Aux appuis :

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[3h = 60\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

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

a) suivant (X) :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x}$$

$$\tau_{ux} = \frac{17{,}76 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}14\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,\text{MPa} \ \ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

b) suivant (Y) :

$$\tau_{uy} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y}$$

$$\tau_{uy} = \frac{16{,}06 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}12\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,\text{MPa} \ \ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.3.3 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré comme peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

Tableau III.23 Vérification à l'E.L.S

	Sens	**M_{ser}*(KN.m)***	**A_s *(cm^2)***	**Y *(cm)***	**I *(cm^4)***	**σ_{bc}*(MPA)***	**$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPA)***	**Vérification**
Travée	x et y	07,95	3,92	3,29	6174,70	4,23	15	vérifié
Appuis	x et y	05,30	2,51	2,71	4271,94	3,36	15	vérifié

III .4.4 Ferraillage de balcon :

III4.4.1 Évaluation des charges :[3]

G = 06,58 kN/m^2

Q = 03,5 kN/m^2

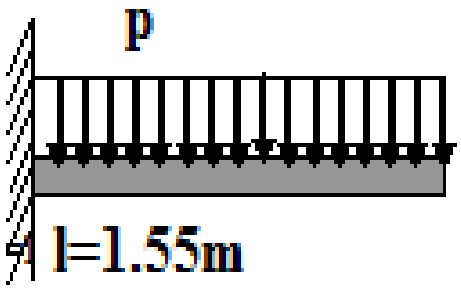


Fig III. 27 : Schéma de console

Le ferraillage se fait par une bonde d'un mètre.

III4.4.2 Combinaison des charges :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc on fera le calcul de l'E.L.U et à l'E.L.S.

$P = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 \Rightarrow Pu = 13,35$ kN/m

$M_u = (P_{u1}.L^2)/2 = 16,03\ kN\ m$

$P_{ser} = G_1 + Q_1 = 06,58 + 03,50 = 10,08$ kN /ml

$M_{ser} = (P_{ser}.L^2)/2 = 11,41$ kN m

III4.4. 3 Calcul des armatures:

a) ELU

Béton: $f_{c\,28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t\,28} = 2.1$ MPa

b = 100 cm; h = 15 cm ; d = 12,5 cm ; c=2,5cm

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MP

Tableau III.24 ferraillage de balcon

M_u *(KN.m)*	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
16.03	0.072	0.962	1.5	3.83	5T10= 3.92

✓ **Condition de non fragilité:**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

$A = 3{,}92\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ …….. **(c.v)**

✓ **Les armatures de répartition:**

$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3{,}92}{4} = 0{,}98\,cm^2$ on adopte: **3Φ 8 =01,5cm².**

✓ **Vérification de l'espacement:**

Pour les armatures longitudinales:

$S_t = 20cm < Min[3h = 45cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

Pour les armatures de répartitions:

$S_t = 33cm < Min[4h = 60\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ ….. (c.v)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{20{,}7 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}166\,MPa$$

Donc $\tau_u = 0{,}166MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(c.v)**

III.4.5 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la

Condition : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Tableau III.25 Vérification à l'E.L.S

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm²)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
11,41	3,92	7,7	29836,61	2,95	Vérifiée

III.4.5.1 Vérification de la flèche:

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{15}{155} = 0{,}096 \geq 0.05 \ \ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c.v)}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3{,}92}{100 \times 12{,}5} = 0.0031 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{(c..v)}$$

III.5 La dalle machine :

III.5.1 Introduction :

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

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2 Prédimensionnement :

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

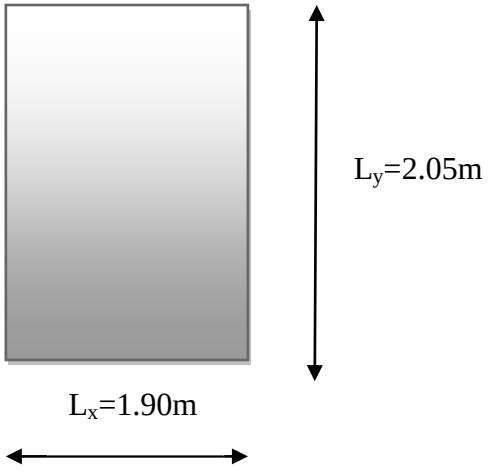


Fig III.28 :La dalle machine

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_y}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{205}{45} \leq e \leq \frac{205}{40} \Rightarrow 4{,}55(cm) \leq e \leq 5{,}12(cm)$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.5.3 charges permanentes et charges d'exploitation :

III.5.3.1 Charges permanentes G

Tableau III.26 Charges permanentes G (dalle machine)

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
			TOTAL	**6.61**

III.5.3.2 Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

Tableau III.27 Poids de la machine supportée

P (kg.f)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

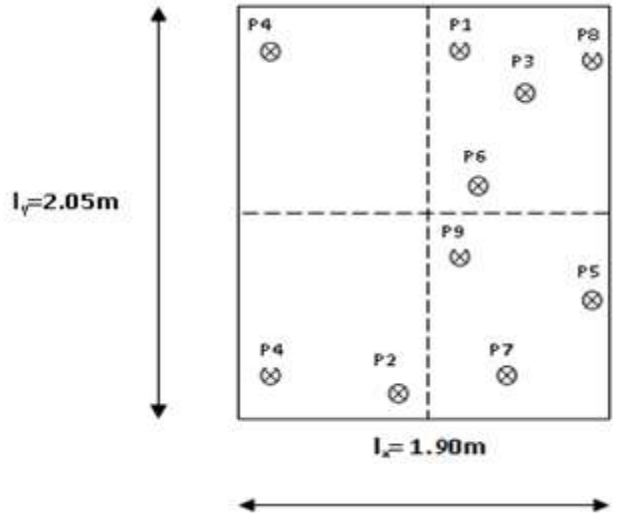


Fig III.29 :Poids De La Dalle Machine

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{17300}{3{,}89} = 4441{,}59 Kg/m^2 = 44{,}41(KN/m^2)$$

G_{tot}=6,61 + 44,41 = 51,02(KN/m^2)

III.5.3.3 La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau III.28 Différente charges

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	q_U (kN/m^2)	q_{Ser} (kN/m^2)
51,08	5	76,38	58,52

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.5.4 Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- la méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.4.1 Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.($T_{ext}=T_{int}$)

Avec : $T_{ext}=q.s.f_{cdg}$, et : $T_{int}=M.L.\theta$

- **Travail externe :**

Avec : $T_{ext}=T_{ext}^{1}+T_{ext}^{2}+T_{ext}^{3}+T_{ext}^{4}$

$\rightarrow \quad T_{ext}=q.f.L_x(\frac{L_y}{2} - \frac{y}{3})$

- **Travail interne :**

Avec : $T_{int}=T_{int}^{1}+T_{int}^{2}+T_{int}^{3}+T_{int}^{4}$

$$\rightarrow T_{int}=3M\left(\frac{L_x}{y}+2\frac{L_y}{L_x}\right)f$$

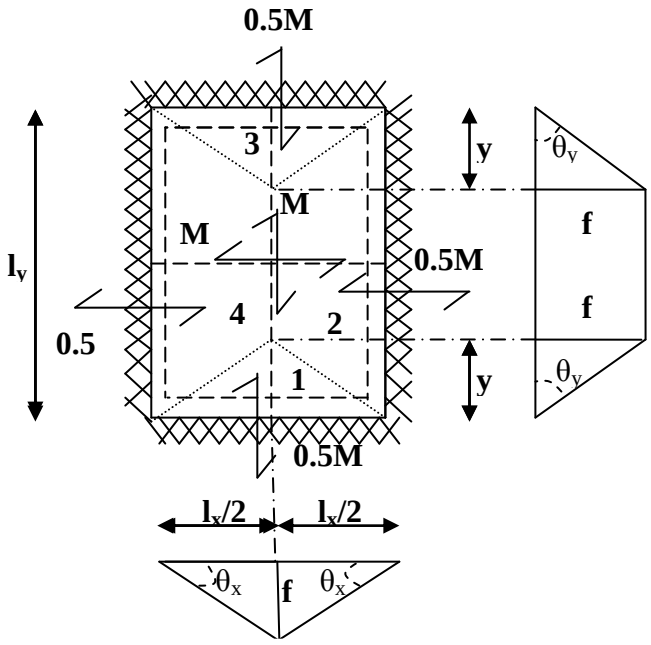


Fig III.30 : Ligne de la rupture d'une dalle machine

- ✓ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext}=T_{int}$$

$$q(y) = \frac{3M\left(\frac{L_x}{y} + \frac{2L_y}{L_x}\right)}{L_x\left(\frac{L_y}{2} - \frac{y}{3}\right)} \quad , \quad avec: L_x = 1{,}9(m), L_y = 2{,}05(m)$$

$$q(y) = 3M\frac{\left(\frac{1{,}9}{y} + 2{,}15\right)}{1{,}94 - 0{,}63y} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(*)$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4.063\,y^2 + 7.182\,y - 11.053 = 0 \Rightarrow y = 0{,}987\ m$$

On remplace " y "dans(*), on trouve : M=0.107q

$$M_t = 0{,}107 \text{ x } q = 0{,}107 \times (76{,}38) = 8{,}18\ (\text{KN.m})$$

$$M_a = 0{,}5 \text{ x } M_t = 0.5 \times 8{,}23 = 4{,}09\ (\text{KN.m})$$

III.5.4.2 Calcul du ferraillage :

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

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}90}{2{,}05} = 0{,}92$. Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

On prendre: : $\emptyset_{log} = 10(mm), \emptyset_{rep} = (10mm)$

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 1{,}5 - \frac{1}{2} = 23\ \text{cm} \\ d_y = 23 - \frac{1+1}{2} = 22\ \text{cm} \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s . d . \beta .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.29 ferraillage de la dalle

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	8,18	0,010	0,995	1,02	0	2,5
	Sur appuis	4,09	0,005	0,997	0,51	0	2,5
Sens-y	En travée	8,18	0,012	0,994	1,06	0	2,5
	Sur appuis	4,09	0,006	0,997	0,53	0	2,5

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Ona : $A_{cal} < A_{min} \rightarrow$donc la condition non vérifie.

$$\text{Donc on adopte les sections: } \begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3{,}14\,cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3{,}14\,cm^2 \end{cases}$$

✓ **Condition d'espacement:**

$$S_t = 25\,cm \le \overline{S_t} = Min[3h = 75\,cm, 33\,cm] = 33\,cm.$$

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

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 49{,}58KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{49{,}58 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0{,}215\,MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa \text{ ….. (c.v).}$$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 48{,}37KN$$

$$\tau_u = \frac{48{,}37 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0{,}219\,MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa \text{ ….. (c.v).}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4.3 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification à l'E.L.S

Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_b$
Sens (x)	6.26	3,14	4,21	19135,14	0,031	1,31	Oui
Sens (y)	6.26	3,14	4,11	17406,33	0,034	1,41	Oui

- ✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \ge \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{205} = 0{,}122 \ge 0{,}0425 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \le \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{03{,}14}{100 \times 22} = 0{,}0014 \le \frac{2}{400} = 0{,}005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

Donc la vérification de la flèche n'apas nécessaire.

III.5.4.4 Vérification du poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \le 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u(P_1)$= 84 KN ; γ_b = 1,5 ; f_{cj} = 25 MPa ; h = 25 cm

$U_c = 2(u + v)$

$u = a + 2(e + h/2)$

$v = b + 2(e + h/2)$

$Uc = 2(a+b) + 8e + 4h$

Avec : e (revêtement)=02cm ; a=b=0.

$\rightarrow U_c = 8e + 4h = 116$ cm.

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =2175 KN…… **(CV).**

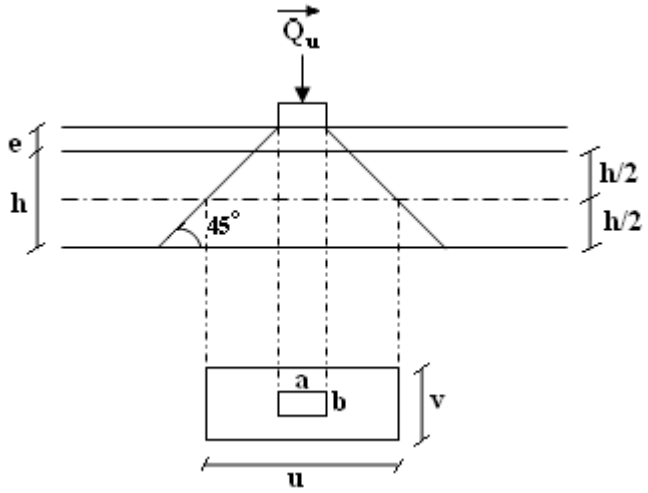


Fig III.31 : Schéma de la vérification du poinçonnement

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1 Introduction :

Les tremblements de terre restent une menace pour l'homme et leur équipements, principalement à travers leurs effets directes sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.
Le calcule d'une structure l'égard de sa sécurité sismique consiste en l'évaluation des forces sismiques susceptibles d'engendrer des désordres.

IV.2 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 30.28 m

Largeur du bâtiment = 18.93 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.54 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.84 m

Calcul Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.1. Calcul Centre de Rigidité & Centre de Masse

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme	Niveau	∑ Ix	∑ Iy	XR	YR	Masse	XG	YG
DIAPH1	29.31	0.0496	0.3963	15.13	4.26	1437.92	15.15	5.82
DIAPH2	27.81	0.1933	3.1951	14.82	8.92	4395.34	15.18	10.23
DIAPH3	24.41	0.2033	3.2051	14.82	8.01	5593.66	15.26	8.60
DIAPH4	21.01	0.2386	3.2404	14.87	8.05	5723.15	15.15	8.54
DIAPH5	17.61	0.2386	3.2404	14.87	8.05	5786.67	15.20	8.55
DIAPH6	14.21	0.2386	3.2404	14.87	8.05	5803.64	15.16	8.54
DIAPH7	10.81	0.2900	3.2918	14.90	8.07	5874.55	15.16	8.54
DIAPH8	7.41	0.2900	3.2918	14.90	8.07	5892.99	15.15	8.53
DIAPH9	4.35	6.5810	6.4916	13.84	10.21	6371.94	15.16	8.46

Calcul de l'excentricité :

Tableau IV.1. Calcul de l'excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH1	29.31	0.02	1.56	Ok
DIAPH2	27.81	0.36	1.31	Ok
DIAPH3	24.41	0.44	0.59	Ok
DIAPH4	21.01	0.28	0.49	Ok
DIAPH5	17.61	0.33	0.50	Ok
DIAPH6	14.21	0.29	0.49	Ok
DIAPH7	10.81	0.26	0.47	Ok
DIAPH8	7.41	0.25	0.46	Ok
DIAPH9	4.35	1.32	1.75	Ok

IV.3 Etude dynamique :

IV.3.1 Caractéristique dynamique propre :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir d'un système non amorti et forcé.
L'équation d'un tel système est donnée par :

$[M].\{\ddot{x}\} + [K] * \{x\} = 0$ . . . . . .

Avec :

[M] : Matrice de masse

[K] : Matrice de rigidité

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs

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

$\{x\} = \{A\} \sin(wt+\beta)$

$\{\ddot{x}\} = -w^2 \{A\} . \sin(wt+\beta)$ . . . . . (2)

D'où l'équation (1) aura l'expression :

$[[K]-W^2[M]]*\{A\} \text{ Sin } (wt+\beta) = 0$ . . . . . .(3)

Comme {A} n'est généralement pas nul , la solution de l'équation (3) est donnée par :

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

La solution de l'équation (4) nous permet d'obtenir les fréquences propres W_i :

L'équation (4) est appelée : équation caractéristique.

IV.3.2. Chois de la méthode dynamique d'analyse :

- Etude dynamique linéaire (deux dimension)
- Etude dynamique (trois dimension)

Vu la complexité géométrique de la structure et dans le but de simplifier les calcules, nous avons opte pour un calcul dynamique rapproché (spatial) en dimensions moyennant le logiciel sap 2000 v12, qui est une version améliorée.

IV.4 Modalisation de la structure :

IV.4.1 Choix de modèle mathématique :

L'une des étapes essentielles en vue du calcul et de la sécurité sismique d'une construction sur la base de la théorie dynamique .pour mieux comprendre le comportement dynamique de la structure et pour se rapprocher le plus possible de la réalité.

Notre choix s'est fixé sur le modèle à nœud maitre (modélisation par consol).

- **Notion de nœud maitre :**

Le nœud maitre coïncide avec le centre de masse du plancher. Le mouvement du plancher est donnée par le mouvement de nœud maitre l'ensemble des nœuds dit nœud esclaves ou nœud maitre par liaison rigides.

- **Elément poutre :**

Chaque poteau de la structure sera représenté par l'élément poutre .ce dernier est défié par

Et possède six degrés de liberté par nœud.

- **Etude sismique :**

La réponse de la structure au séisme a été déterminée par le logiciel sap 2000v12 au se base sur la méthode de superposition pour la résolution du mouvement de la structure nous développerons par conséquent cette méthode.

IV.4.2. Méthode de la superposions modale :

Développement de la méthode :

Cette méthode permet de transformer les équations des mouvements qui constituent de ≪ n ≫ équation différentielles couplées en un système de ≪ n ≫ équation indépendantes rapportées aux coordonnées principales.

Cette méthode est basée sur deux hypothèses :

- Le comportement de la structure est linéaire
- La réponse de la structure est une combinaison des réponses maximales , de chaque mode de vibration

- **Equation de mouvement :**

L'équation du mouvement d'un système forcée et définie par la relation :

$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = p(t)$ . . . . . .(1)

[M] : Matrice des masses

[c] : Matrice d'amortissement

[K] : Matrice de rigidité

{p(t)} :vecteur des forces extérieures

$\{x\} = [\Phi]\ \{y_i\}$ avec :

{x} : vecteur des déplacements

{y} : vecteur des déplacements généralises
[Φ] : matrice modale
L'équation (1) devra :
$[M][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [C][\Phi]\{\dot{y}\} + [K][\Phi]\{Y\} = \{p(t)\}$ . . . . . .(2)
On utilise le principe d'orthogunalité.l'équation (2) devient :
$[\bar{M}][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [\bar{C}]\{y(t)\} + [\bar{K}]\{y(t)\} = \{p(t)\}$ . . . . (3)
L'équation (3) représente une équation des couple d'un système à (n) degrés de liberté.
Pour le calcul des périodes et des pulsations propres. On utilise l'équation du mouvement d'un système libre non amorti :
$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$ . . . . . (4)
Les vecteurs x et x . . . . . (4)
Les vecteures x et ẍ ont pour expression :
$X = A \sin(wt + \beta)$ . . . . . .(5)
$\ddot{X} = W^2.A. \sin(wt + \beta)$ . . . . . .(6)
D'ou l'équation (4) aura l'expression :
$[[K] - W^2[M].\{A\}.A. \sin(wt + \beta)$ . . . . . .(7)
La résolution de l'équation (7) nous permet d'obtenir les fréquences propres w_i.
$[[K] - W^2[M] = 0$ . . . . . .(8)
De cette équation on tire :
[Φ] : matrice modale
[w] : vecteur fréquence.

- **Réponse modale :**

L'expression générale de la réponse est donnée pour chaque mode par l'intégration DUHAMEL

$$y_i(t) = \frac{1}{M_1 W_{pi}} \int_0^t p_i(t).e^{-ef}.w_i(t-\tau)d\tau$$

Avec : $w_{Di} + w_i\sqrt{1-\xi_i^2}$

Le vecteur déplacement {x} est ensuit obtenue par la superposition de toutes les réponses modales : $\{x\} = \sum y_i(t)\{\Phi\}$
Pour une excitation sismique :
$\{p(t)\} = -[M].\{\ddot{x}g\}$ l'intégrale devient alors :

$$y_i = (\tau)\frac{\{\phi\}^t[M].[R].\{\phi_i\}}{\{\phi\}^t[M].[\phi_i].w_{Di}}.\int_0^1 \ddot{x}g(t)e^{-\xi_i w_i(i-\tau)}\sin[w_{Di}(t-\tau)]d\tau$$

Posons : $T_i = \frac{\{\phi_i\}^t[M].[R].\{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^t[M].[\phi_i].}$.

$$S_{vi} = \int_0^1 \ddot{x}g(t)e^{-\xi_i w_i(i-\tau)}(t-\tau)\sin[w_{Di}(t-\tau)]d\tau$$

$\{xt\} = \{T_i\}.sd_i$

$\{\ddot{x}\} = \{T_i\}.sa_i$

Avec : sd_i ,sa_i et sv_i : sont les amplitudes maximales du déplacement et de l'accélération spectrale lue sur les spectre de réponse

IV.5. spectre de réponse :

IV.5. 1 Introduction :

Pour se mettre la structure au séisme il suffit d'introduire le spectre de réponse qui se fait comme suit :

- définir les directions d'injection du séisme (α) qui coïncide avec les axes principaux de la structure
- l'introduction des valeurs du coefficient d'amplification dynamique (D) en fonction de la période pour le type du sol donnée introduire la valeur S = A.D.Q.W qui représente le facteur de réduction de la réponse sismique.
- introduire la valeur du coefficient d'amortissement(ξ)

IV.5.2.Détermination des axes principaux :

Le séisme est injecté suivent un angle :

$$Tg\ (2\alpha) = \frac{(-2I_{xg.yg})}{I_{xg} - I_{yg}}$$

IV.6.but de l'étude dynamique:

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et sur tout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel SAP2000V12qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.
- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité.

IV.6.1. choix de la méthode du calcul dynamique:

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1***)**, ce calcul peut être mené suivant trois méthodes

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

Notre structure présente une hauteur dépassent 10m (groupe D'usage 2B ; ZONE *III*), dans se cas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 0.3\text{ s}\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3\text{ s}\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement $\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ge 0.7$.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

R : coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement)

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.25 (groupe d'usage 2B ; zone III : tableau 4.1)
- $Q=1+\sum_{}^{6}P_q$ (4.4)

Tableau IV. 3 calcul du facteur qualité

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	0	-	0	-
3 Régularité en plan	0	-	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
$\sum$	0		0	

Donc : $Q = 1$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$
- R = 5 (mixte portiques /voiles avec interaction. Cat .A.1a)

$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.7 \text{ s} \end{cases}$ ➔ Site S_4 sol très meuble

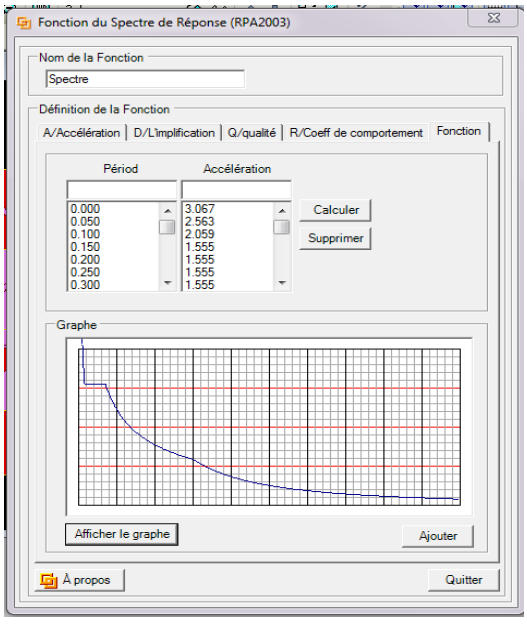


Figure IV.1 : spectre de réponse

IV.6.2. Caractéristique dynamique :

IV.6.3 Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99 version 2003 (ART 4.3.4) **:** le nombre de modes propres de 69.3vibrations à retenir pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit 90% au moins de la masse totale de la structure ; les périodes et les coefficients de participation massiques obtenus pour chaque mode de vibration sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 Périodes et facteurs de participation massique

Nombre des modes		**Période Sec**	**UX**	**UY**	**∑UX %**	**∑UY %**
Mode	1	0.664	0.688	0.000	68.8	0.00
Mode	2	0.545	0.005	0.616	69.3	61.6
Mode	3	0.524	0.020	0.081	71.3	69.7
Mode	4	0.225	0.106	0.000	81.8	69.7
Mode	5	0.219	0.000	0.000	81.8	69.7
Mode	6	0.164	0.003	0.103	82.2	80.0
Mode	7	0.157	0.006	0.062	82.8	86.2
Mode	8	0.128	0.050	0.000	87.8	86.2
Mode	9	0.095	0.000	0.000	87.8	86.3
Mode	10	0.088	0.032	0.001	91.0	86.3
Mode	11	0.086	0.000	0.000	91.1	86.4
Mode	12	0.082	0.000	0.029	91.1	89.3
Mode	13	0.081	0.001	0.000	91.1	89.3
Mode	14	0.078	0.000	0.036	91.2	92.9

IV.6.4 vérification des comportements modales ;

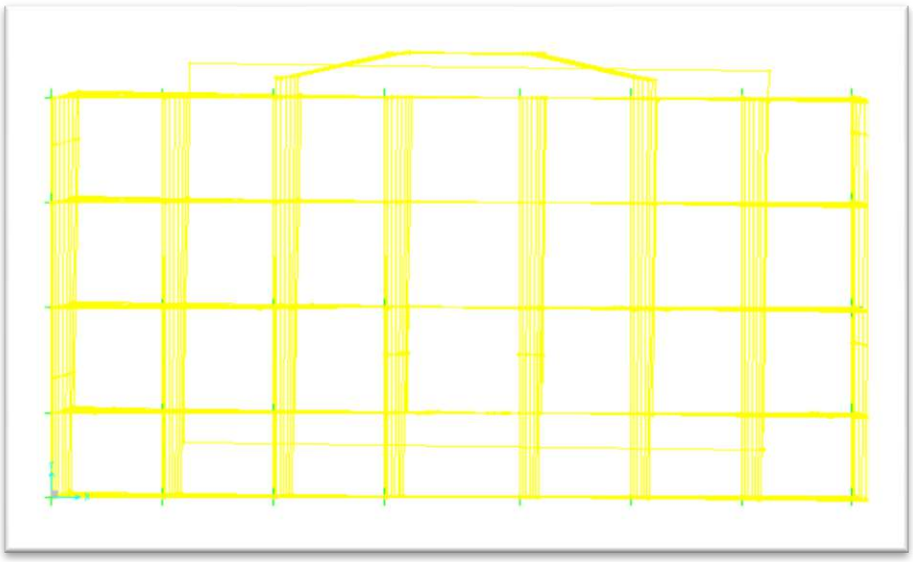


Figure IV.2 : premier mode

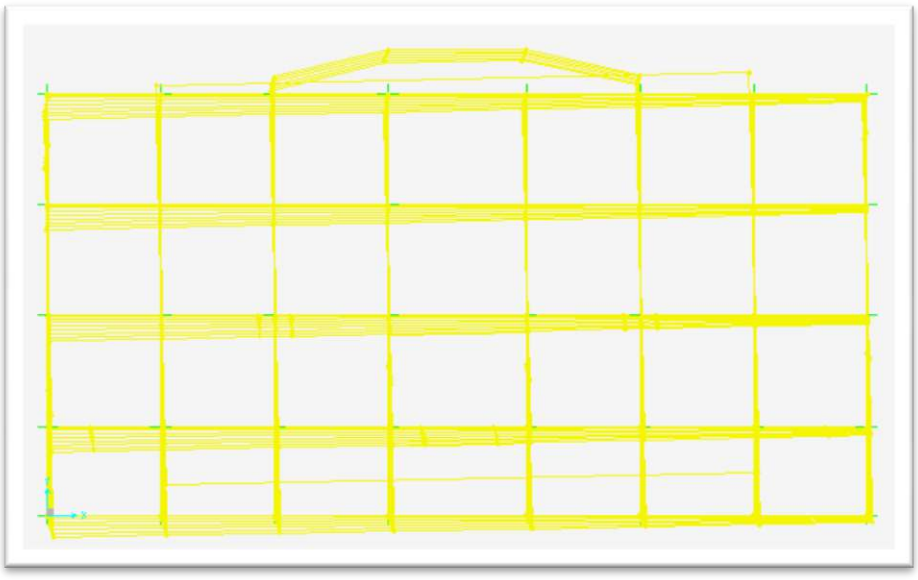


Figure IV.2 :deuxième mode

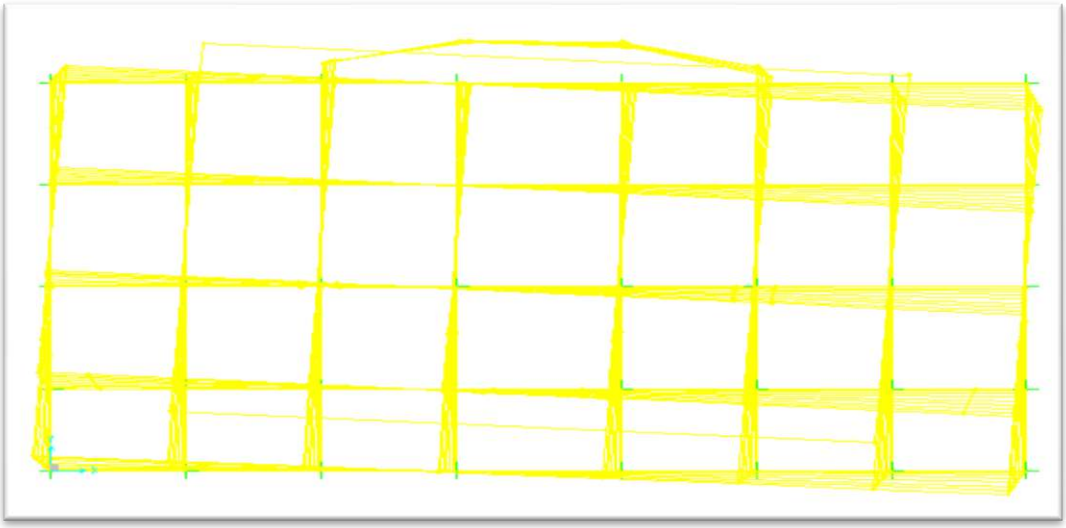


Figure IV.3 : troisième mode

✓ **Constatation :**

-1ère mode : translation pure dans le sens(X).

-2ème mode : translation pure dans le sens (Y).

-3ème mode : rotation suivant les deux direction Xet Y

-La participation massique atteint les 90% (dans les deux sens) à partir du 14ème mode.

IV.6.5 vérification réglementaire :

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0.25 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T_2 = 0,70 s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_4)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X=0{,}479\,\text{s}$

$T_Y=0{,}606\,\text{s}$

$D_X=\begin{cases}2.5\eta=2.5x0.882=2.205 & 0\le T=0{,}479\ s\le 0{,}7\ s\end{cases}$

$D_Y=\begin{cases}2.5\eta=2.5x0.882=2.205 & 0\le T=0{,}606\ s\le 0{,}7\ s\end{cases}$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q =1: facteur de qualité

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad avec\ W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (tableau 4.5)

W= 49468.72 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$$V_X=\frac{A.D_X.Q_X}{R}.W=\frac{0.25x2.205x1}{5}\text{ x }49468.72=5453.92\ kN$$

$$\frac{V_{tX}}{V}=\frac{5453.92}{4687.90}.100=116.34\%>80\%\ \ldots\ldots\ldots\ldots\text{cv}$$

$$\frac{V_{ty}}{V}=\frac{5453.92}{4748.63}.100=114.85\%>80\%\ \ldots\ldots\ldots\ldots\text{..cv}$$

b) Vérification des déplacements inter-étage ;

Tableau IV.5 Vérification des déplacements

Les niveaux	U1	U1*R	ΔU1	U2	U2*R	ΔU1	h/100	
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	vérification
Niv0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.35	oui
Niv1	0.289	1.447	1.447	0.204	1.020	1.020	3.06	oui
Niv2	0.071	0.357	-1.090	0.071	0.357	0.663	3.4	oui
Niv3	0.612	3.058	2.701	0.416	2.079	1.723	3.4	oui
Niv4	0.966	4.831	1.773	0.666	3.329	1.250	3.4	oui
Niv5	1.296	6.481	1.650	0.925	4.623	1.294	3.4	oui
Niv6	1.578	7.892	1.411	1.174	5.868	1.245	3.4	oui
Niv7	1.815	9.076	1.184	1.407	7.034	1.165	3.4	oui
Niv8	1.986	9.928	0.852	1.616	8.078	1.044	3.4	oui
Niv9	2.050	10.248	0.320	1.514	7.572	-0.506	1.5	oui

- Dans les deux directions les déplacements sont inferieurs au déplacement limites.

c) Vérification de la stabilité au renversement :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

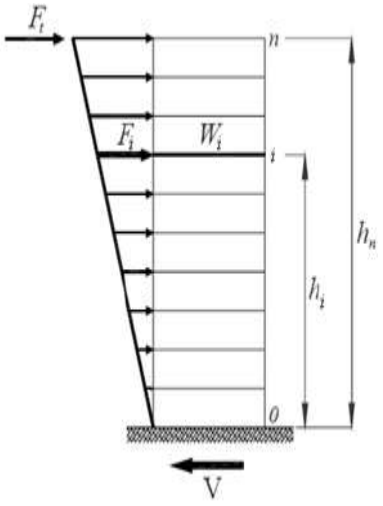
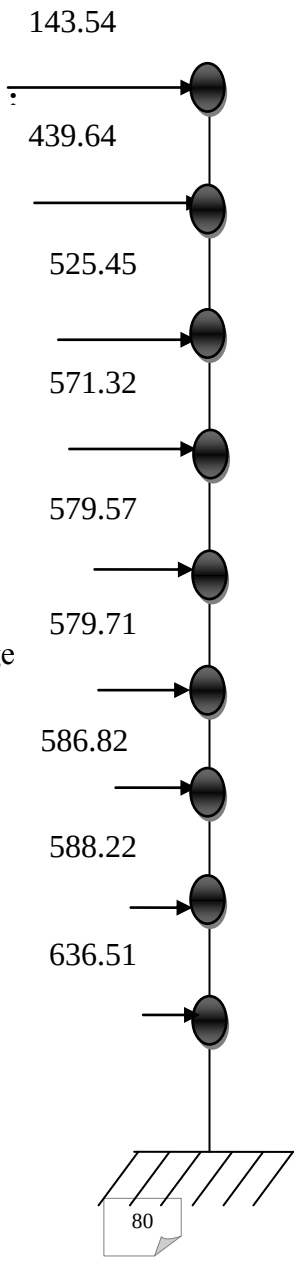


Figure IV.4 : la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

$T_X = 0,479$ s $\rightarrow F_t = 0$

$T_Y = 0,606$ s $\rightarrow F_t = 0$



Donc;

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

- ✓ **Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages** :

Tableau IV.6 Distribution de la résultante des forces sismique sur les étages :

Niveau	**h i**	Wi*hi	Fix
Diaph1	29.31	21784.488	143.544
Diaph2	27.81	66721.261	439.644
Diaph3	24.41	85359.252	562.454
Diaph4	21.01	86705.723	571.326
Diaph5	17.61	87957.384	579.574
Diaph6	14.21	87983.182	579.744
Diaph7	10.81	89058.178	586.827
Diaph8	7.41	89278.799	588.281
Diaph9	4.35	96598.610	636.513
	∑	711446.877	4748.365

- ✓ moment de renversement.

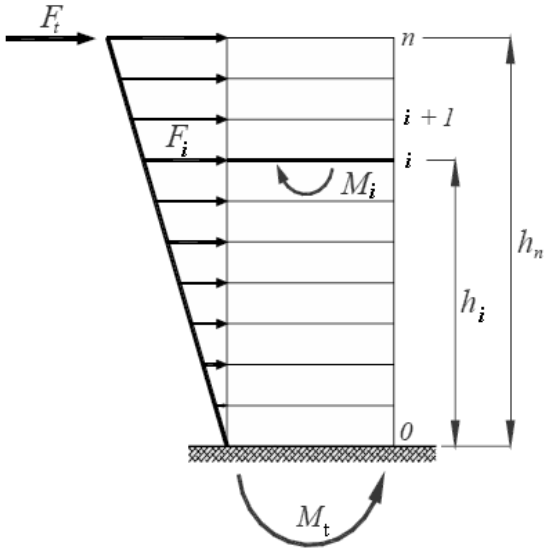


Figure IV.5: moment de reversement

$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0

$M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par

Le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_I$ et $M_{ty} = Y_G.W_I$

Avec :

X_G , Y_G : Les coordonnées de centre de géométrie de la Structure.

W_I : La masse du plancher dans chaque niveau

Tableau IV.7 : moment de reversement

Diaphragme N°	Niveau (m)	Fix	Mtx	Fiy	Mty
DIAPH1	29.31	143.544	4207.262	98.435	2885.117
DIAPH2	27.81	439.644	12226.486	528.881	14708.181
DIAPH3	24.41	562.454	13729.502	565.828	13811.860
DIAPH4	21.01	571.326	12003.565	574.888	12078.387
DIAPH5	17.61	579.574	10206.294	581.949	10248.117
DIAPH6	14.21	579.744	8238.159	582.973	8284.042
DIAPH7	10.81	586.827	6343.602	590.096	6378.933
DIAPH8	7.41	588.281	4359.162	591.255	4381.197
DIAPH9	4.35	636.513	2768.832	634.062	2758.171
		∑	74082.863	∑	75534.005

✓ **moment de stabilité :**

Tableau IV.8 : moment de stabilité suivant(x)et(y)

Niveau		Masse et centre de Masse			moment de stabilité	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtx	Mty
DIAPH1	29.31	1437.92	15.15	5.82	21784.488	8368.694
DIAPH2	27.81	4395.34	15.18	10.23	66721.261	44964.328
DIAPH3	24.41	5593.66	15.26	8.6	85359.252	48105.476
DIAPH4	21.01	5723.15	15.15	8.54	86705.723	48875.701
DIAPH5	17.61	5786.67	15.2	8.55	87957.384	49476.029
DIAPH6	14.21	5803.64	15.16	8.54	87983.182	49563.086
DIAPH7	10.81	5874.55	15.16	8.54	89058.178	50168.657
DIAPH8	7.41	5892.99	15.15	8.53	89278.799	50267.205
DIAPH9	4.35	6371.94	15.16	8.46	96598.610	53906.612
					711446.877	403695.788

-Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{711466.87}{74082.863} = 09.603 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{403695.788}{75435.005} = 05.351 \geq 1.5$$

Conclusion : La structure est stable vis-à-vis le renversement

d) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.9 Vérification l'effet P-Δ sens (X) et (y).

Niveau (m)	hk (cm)	P_k (KN))	Fix	Fiy	ΔU1 cm	ΔU2 cm	θkx	θky	vérification θ<0.1
29.31	150	1437.92	143.544	98.435	0.326	0.197	0.022	0.019	oui
27.81	340	4395.34	439.644	528.881	0.328	0.490	0.010	0.012	oui
24.41	340	5593.66	562.454	565.828	0.486	0.540	0.014	0.016	oui
21.01	340	5723.15	571.326	574.888	0.648	0.590	0.019	0.017	oui
17.61	340	5786.67	579.574	581.949	0.785	0.618	0.023	0.018	oui
14.21	340	5803.64	579.744	582.973	0.884	0.612	0.026	0.018	oui
10.81	340	5874.55	586.827	590.096	1.537	0.949	0.045	0.028	oui
7.41	306	5892.99	588.281	591.255	0.606	-0.393	0.020	-0.013	oui
4.35	435	6371.94	636.513	634.062	0.803	0.658	0.018	0.015	oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Chapitre V

Calcul des élements résistants

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003).
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **les combinaisons données par les règles du C.B.A 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S G + Q
- **les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :**
  - ✓ 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 :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 différentes caractéristiques de béton et d'acier

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 = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

V.2.2. Recommandation du R.P.A99 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Les poutres principales:(b×h)=(35*45)cm^2

Tableau V.2 ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis.

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisies}$ (cm^2)
							CBA	RPA	
TERRASSSE	intermédiaire	Travée	39.48	1.35G+1.5Q	0	2.8	1.57	7.87	3T14+1T12 =5.75
		Appui	-96.15	1.35G+1.5Q	0	7	1.57	7.87	3T14+3T12 =8.01
	RIVE	Travée	57.57	1.35G+1.5Q	0	4.1	1.57	7.87	3T14+1T12 =5.75
		Appui	-88.90	1.35G+1.5Q	0	6.4	1.57	7.87	3T14+3T12 =8.01
COURANT	intermédiaire aire	Travée	62.19	1.35G+1.5Q	0	4.4	1.57	7.87	3T14+1T12 =5.75
		Appui	-93.56	1.35G+1.5Q	0	6.8	1.57	7.87	3T14+3T12 =8.01
	RIVE	Travée	67.31	1.35G+1.5Q	0	4.8	1.57	7.87	3T14+1T12 =5.75
		Appui	-110.031	1.35G+1.5Q	0	8.1	1.57	7.87	3T14+3T14 =9.24
RDC	intermédiaire	Travée	84	1.35G+1.5Q	0	6.1	1.57	7.87	3T14+3T12 =8.01
		Appui	-156.69	1.35G+1.5Q	0	11.9	1.57	7.87	3T16+3T16 =12.06
	RIVE	Travée	42.87	1.35G+1.5Q	0	3	1.57	7.87	3T14+1T12 =5.75
		Appui	-87.79	1.35G+1.5Q	0	6.3	1.57	7.87	3T16+1T12 =7.16

- **Les poutres secondaires (**b×h)= (30x35) cm

Tableau V.3 ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis.

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)		$A_{choisies}$(cm^2)
							CBA	RPA	
TERRASSSE	intermédiaire	Travée	8.90	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
		Appui	-20.35	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
	RIVE	Travée	10.62	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
		Appui	-22.74	G+Q+E	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
COURANT	intermédiaire	Travée	8.41	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
		Appui	-20.97	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
	RIVE	Travée	6.84	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
		Appui	-24.29	G+Q+E	0	1.7	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
RDC	intermédiaire	Travée	10.88	1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
		Appui	-24.69 10.50	1.35G+1.5Q	0	1.7	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
	RIVE	Travée		1.35G+1.5Q	0	1.6	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18
		Appui	-27.38	G+Q+E	0	1.9	1.05	5.25	3T12+1T10 =4.18

V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) ×fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

- **Les poutres principales :**(b×h)= (35x45) cm^2

Tableau V.4 ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis à L'ELS

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$(KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
TERRASSE	intermédiaire	Travée	28.91	G+Q	4.52	4.2	201.6	Oui
		Appui	-70.19	G+Q	10.18	7.1	186.8	
	RIVE	Travée	42.07	G+Q	6.16	5.1	180.5	Oui
		Appui	-63.94	G+Q	6.79	5.4	192.60	
COURANT	intermédiaire	Travée	45.13	G+Q	6.16	5.4	192.4	Oui
		Appui	-74.12	G+Q	10.18	7.5	196.9	
	RIVE	Travée	48.52	G+Q	6.79	5.7	189.4	Oui
		Appui	79.22	G+Q	11.12	7.8	194.3	
RDC	intermédiaire	Travée	59.42	G+Q	8.42	6.4	189.7	Oui
		Appui	-110.77	G+Q	16.08	9.7	191.4	
	RIVE	Travée	30.40	G+Q	4.52	4.1	176.1	Oui
		Appui	62.30	G+Q	8.42	6.7	198.9	

- **Les poutres secondaires :**(b×h)= (30x35) cm^2

Tableau V.5 ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis à L'ELS

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$(KN.m)	combinaison	A_{adopte} (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
TERRASSE	intermédiaire	Travée	6.98	G+Q	4.52	1.1	11.8	Oui
		Appui	-15.34	G+Q	4.52	3.6	118.9	
	RIVE	Travée	7.78	G+Q	4.52	1.2	13.1	Oui
		Appui	-13.92	G+Q	4.52	3.2	107.9	
COURANT	intermédiaire	Travée	6.45	G+Q	4.52	1	10.9	Oui
		Appui	-15.43	G+Q	4.52	3.6	119.6	
	RIVE	Travée	7.17	G+Q	4.52	1.1	12.1	Oui
		Appui	-13.55	G+Q	4.52	3.2	105	
RDC	intermédiaire	Travée	8.71	G+Q	4.52	1.3	14.7	Oui
		Appui	-17.59	G+Q	4.52	4.1	136.3	
	RIVE	Travée	7.47	G+Q	4.52	1.1	12.6	Oui
		Appui	-19.10	G+Q	4.52	4.5	148	

V.2.4Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u" sera calculée par la formule donnée par le Règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ avecT_u: effort tranchant

LaFissurations est considérée comme préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 2.5MPa$ (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

- **Les poutres principales ;**

Tableau V.6 : Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	intermédiaire	122.23	1,35G+1,5Q	0.83	3.26	Oui
	RIVE	110.47	1,35G+1,5Q	0.75	3.26	Oui
Etages	intermédiaire	128.73	1,35G+1,5Q	0.87	3.26	Oui
	RIVE	138.77	1,35G+1,5Q	0.94	3.26	Oui
RDC	intermédiaire	188.74	1,35G+1,5Q	1.28	3.26	Oui
	RIVE	101.62	1,35G+1,5Q	0.69	3.26	Oui

- **Les poutres secondaires:**

Tableau V.7 : Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	intermédiaire	25.06	G+Q+E	0.26	3.26	Oui
	RIVE	25.6	G+Q+E	0.26	3.26	Oui
Etages	intermédiaire	24.62	G+Q+E	0.25	3.26	Oui
	RIVE	24.18	G+Q+E	0.25	3.26	Oui
RDC	intermédiaire	31.08	G+Q+E	0.32	3.26	Oui
	RIVE	31.80	G+Q+E	0.32	3.26	Oui

V.2.5Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.
- $\varphi_t \le Min\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\varphi_l\right]$

Donc $\varphi_t = 8mm$

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

✓ **Selon le RPA 99V2003**
$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) & zone\ nodale \\ S_t \le \dfrac{h}{2} & zone\,courante \end{cases}$$

✓ **D'après CBA 93**
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \ge \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \le Min(0.9d;\ \ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \end{cases}$$

Avec$\alpha = 90^c$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Valeurs des armateurs transversales

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
35*45	1.28	37.8	2.25	11.25	22.5	1.18	10	20	3.14=4HA10
30*35	0.32	28.8	1.47	8.75	17.5	0.91	8	17	2.01=4HA8

V.2.6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.9: Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
35*45	0.088	0.062	Oui	0.088	0.080	Oui	0.0102	0.105	Oui
30*35	0.083	0.062	Oui	0.083	0.080	Oui	0.0045	0.105	Oui

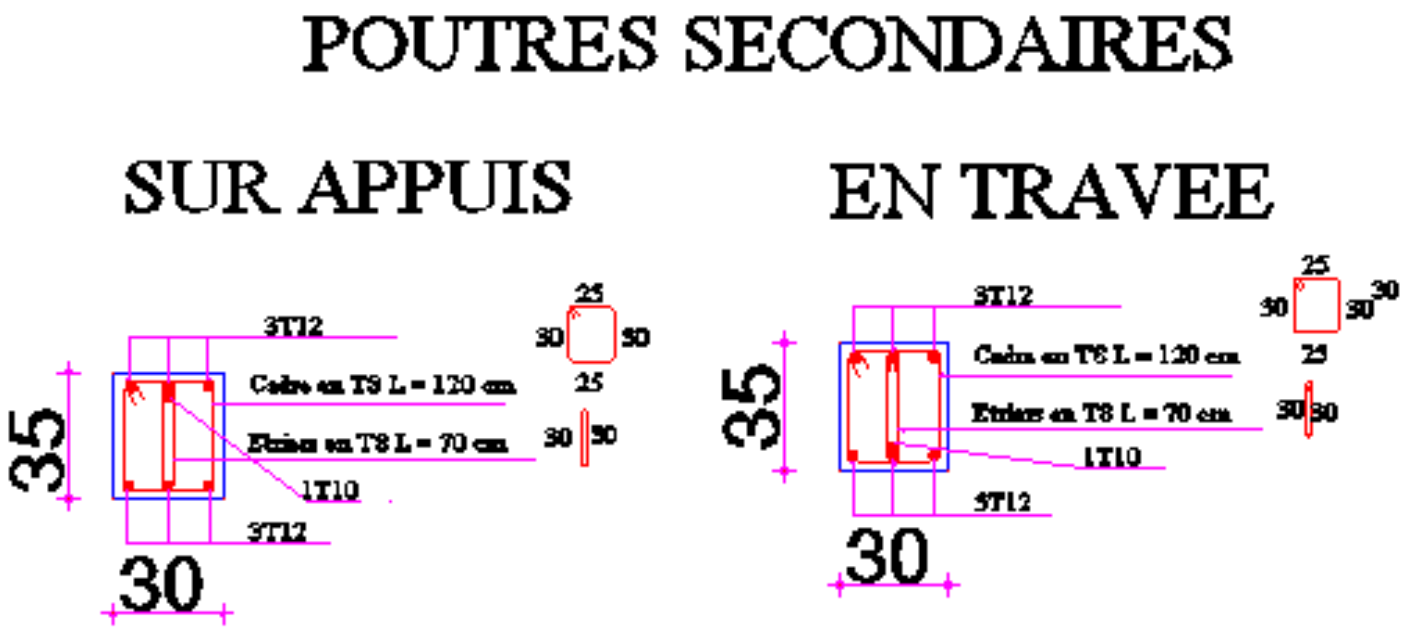
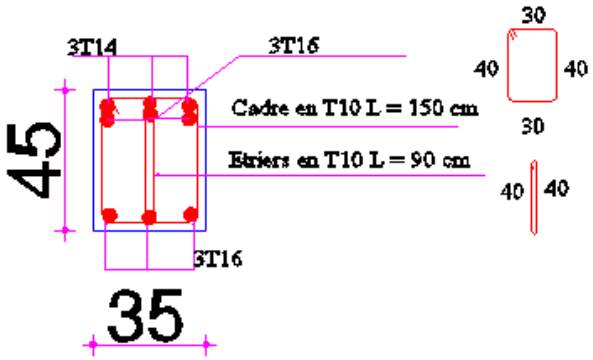


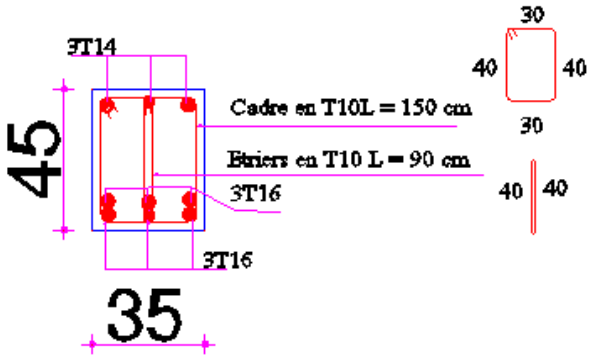
Figure V.1: Ferraillage des poutres secondaires

POUTRES PRINCIPALES RDC

SUR APPUIS

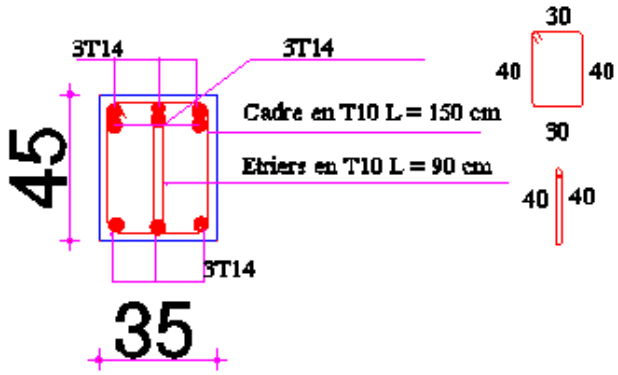


EN TRAVEE

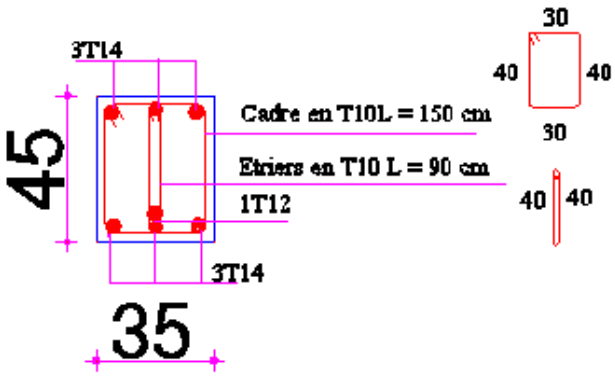


POUTRES PRINCIPALES ETAGE COURANT

SUR APPUIS



EN TRAVEE



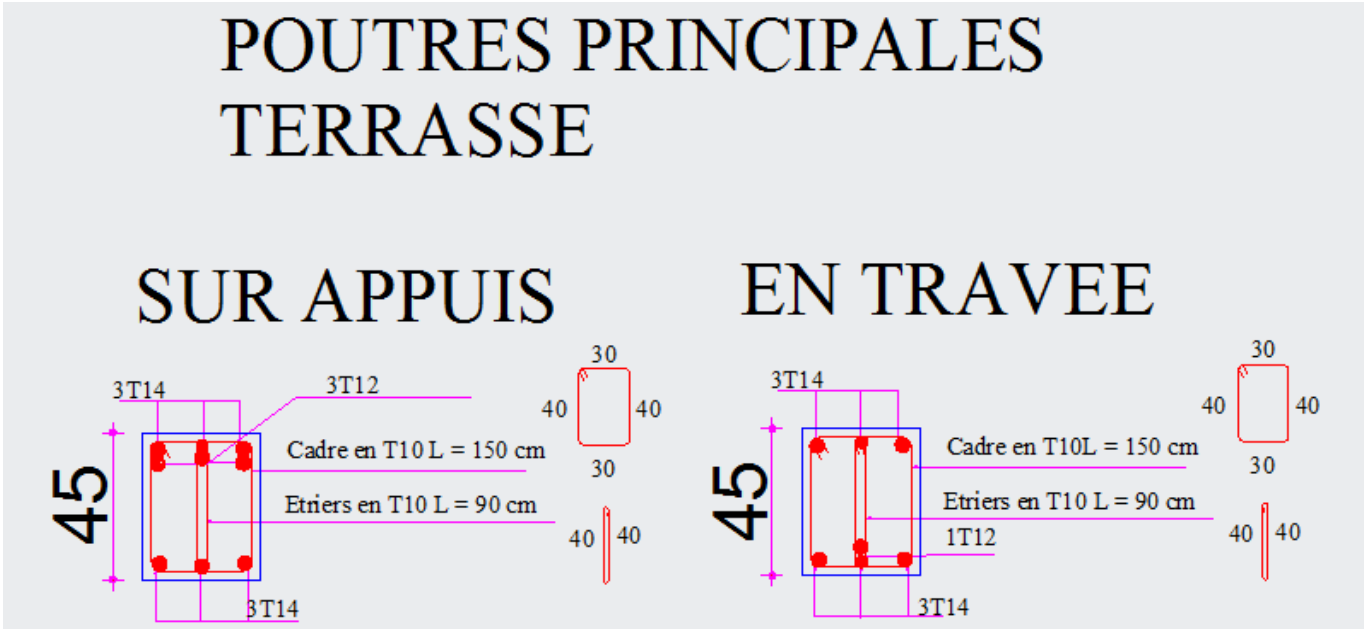


Figure V.2: Ferraillage des poutres principales

V.3 Ferraillages des poteaux:

V.3.1 Introduction:

Les poteaux de notre ouvrage sontsollicités en flexion composée (sous un effort "N" et un moment fléchissant "M").Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Trois cas sont possibles :

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$M_u = N_u.(e_1+e_2+e_3)$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à : $e_1 = M_u/N_u$
- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte du problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec:

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

- Lf : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.3.3 Détermination des armatures longitudinales :

La section A_ℓ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- **Selon le CBA 93:**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ 1\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \frac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

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

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante.

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm 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.

Avec :

he : la hauteur d'étage ; h'=60cm

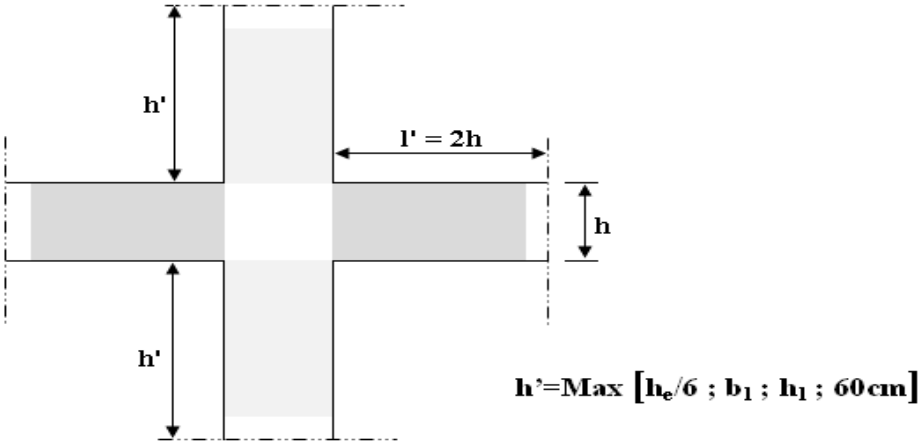


Figure V.3: Définition de la zone nodale dans les poteaux

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableauxsuivants :

Tableau V.13 Les Armatures longitudinaux des poteaux.

SECTION DES POTEAUX	Sollicitation	Valeur	Combinaison	$A_{cal}(A_s+A_s')$ (cm²)	A_{min} (cm²)		A choisie (cm²)
					(CBA)	(RPA)	
(35*35)	N_{max} (kN)	463	1.35G+1.5Q	5.6	1.22	11.02	4T20+4T14 =18.72
	M_{corres}(KN)	17.30					
	M_{max}(KN)	83.80	G+Q+Ey	16.8	1.22	11.02	
	N_{corr} (kN)	-35.50					
	N_{min} (kN)	-0.95	0.8G+Ey	11	1.22	11.02	
	M_{corres}(KN)	59.06					
(40*40)	N_{max} (kN)	1345.35	1.35G+1.5Q	6.4	1.6	14.4	4T20+4T16 =20.61
	M_{corres}(KN)	17.46					
	M_{max}(KN)	139.19	G+Q+Ey	12.4	1.6	14.4	
	N_{corr} (kN)	387.36					
	N_{min} (kN)	15.84	0.8G+Ey	20.4	1.6	14.4	
	M_{corres}(KN)	127.99					
(45*45)	N_{max} (kN)	2035.04	1.35G+1.5Q	7.2	2.02	18.22	8T20+4T16 =33.18
	M_{corres}(KN)	20.22					
	M_{max}(KN)	191.30	G+Q+Ey	15.4	2.02	18.22	
	N_{corr} (kN)	443.52					
	N_{min} (kN)	-169.35	0.8G+Ey	30.4	2.02	18.22	
	M_{corres}(KN)	179.08					

V.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}).

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée commePréjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 202\,MPa$$

Tableau V.10: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

SECTION	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
35*35	337.24	39.56	6.8	8.2	51	103.6	Oui
	326.23	39.56	6.8	8.2	56.4	103.2	
	92.07	-16.18	6.8	2.6	13	33.8	
40*40	976.49	-24.26	6.8	7.7	0	111	Oui
	539.98	25.39	6.8	5.3	0	73.7	
	263.97	-16.88	6.8	3	0	43.6	
45*45	1476.38	-16.63	9.04	7.8	0	114.7	Oui
	866.02	20.22	9.04	5.2	0	74.9	
	494.53	-12.78	9.04	3	0	43.7	

V.3.5 Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**
- Si la fissuration est préjudiciable. $\overline{\tau_U} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

$$\begin{cases} \overline{\tau_U} = 2.5MPa & situation\ durable \\ \overline{\tau_U} = 3.26MPa & situation\ accidentel le \end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003 :**

$$\tau_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Valeurs des contraintes limites de cisaillement.

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u(MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35*35	G+Q+Ex	95.14	0.65	23.55	0.075	1.875	3.26	Oui
40*40	G+Q+Ex	132.39	0.70	20.61	0.075	1.875	3.26	Oui
45*45	G+Q+Ex	227.61	1.95	23.44	0.075	1.875	3.26	Oui

V.3.6 Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le CBA93 :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \mathrm{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_\ell\right]$$

Aves : Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Dans le cas de la flexion composée.

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et

- $\frac{A_t * f_{et}}{b_o * S_t} \geq 0.4$ MPa

✍ **Selon le RPA99 version 2003 : (A.**7.4.2.2)

$$St = \frac{h \,.fe \,. At}{\rho . Vu}$$

Avec : $A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq 10$cm en zone III.

Dans la zone courante: $St \leq$ Min ($b/2$, $h/2$, $10\phi_l$) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/ (S_t*b)$en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t.b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \left(\frac{10}{\lambda_g{}^2}\right)\% & \text{si} \quad 3 < \lambda_g < 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^{o}ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Tableau V.12: Armatures transversales des poteaux.

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A_{min} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	Choix
35*35	95.14	6.8	3.75	Z.C	15cm	1.57	0.26	4T8=2.01
				Z.N	10 cm	1.05	0.17	4T8=2.01
40*40	131.39	5.95	2.5	Z.C	15cm	1.80	0.36	4T8=2.01
				Z.N	10 cm	1.20	0.24	4T8=2.01
45*45	227.61	6.76	3.75	Z.C	15cm	2.02	0.49	6T8=3.02
				Z.N	10 cm	1.35	0.41	6T8=3.02

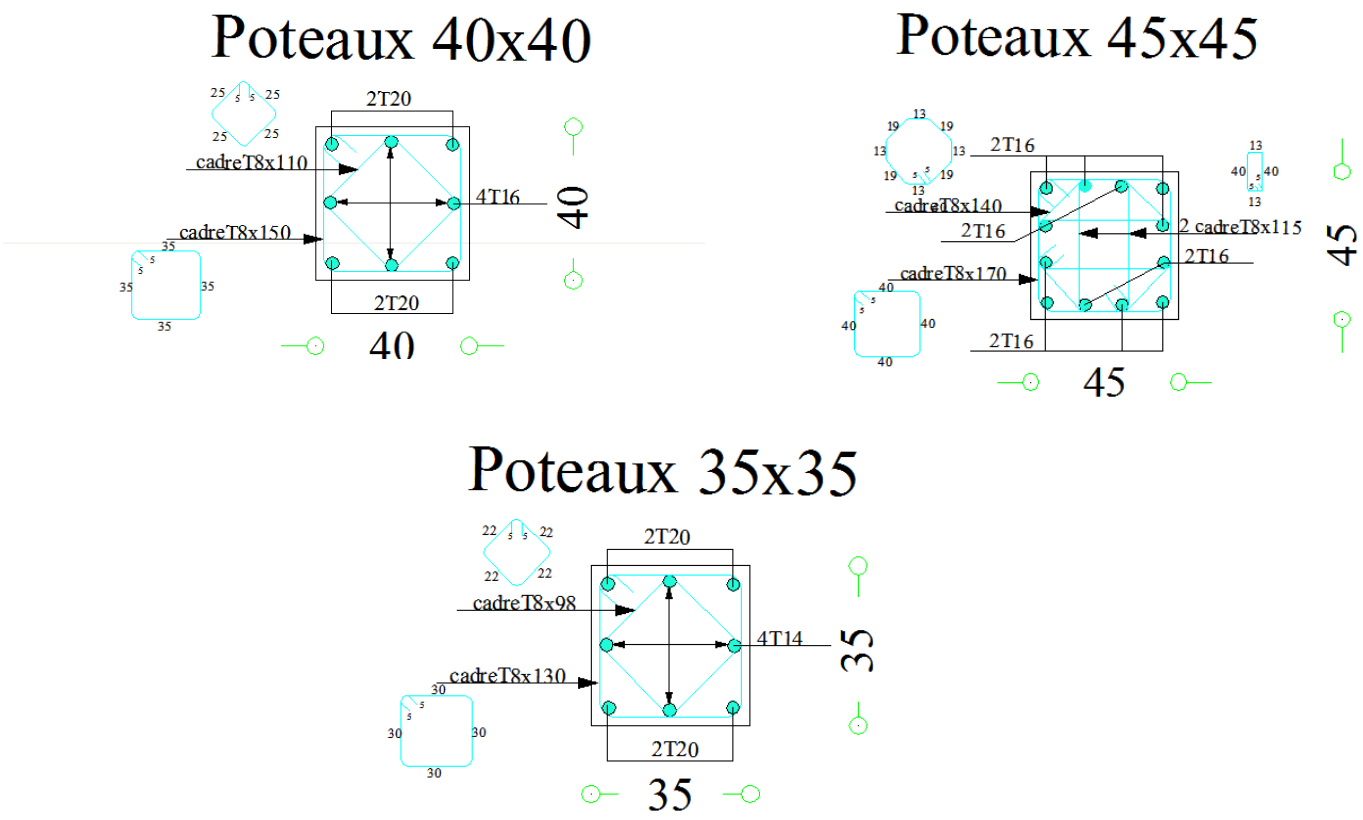


Figure V.4: Ferraillage des poteaux

V.4 Ferraillage des voiles :

V.4.1 Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On a un seul type de voiles dans notre structure (les voiles pleins) . Le ferraillage des voiles est déterminé selon la
Combinaison des charges la plus défavorable.

IV.4.2. Les hypothèses de conception des voiles

- Quelle que soit l'origine des forces horizontales, la stabilité doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- Limitation de l'excentricité ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical.

IV.4.3. La disposition des voiles

Après avoir conçu et calculé plusieurs dispositions du voile, pour lesquelles nous avons essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

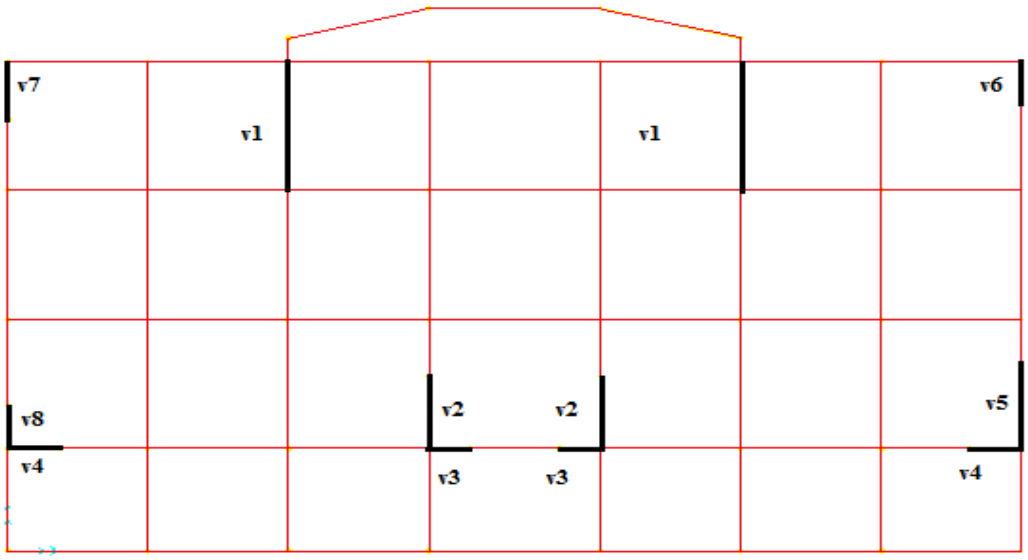


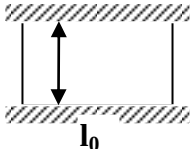
Figure V.5 : disposition des voiles

IV.4.3.1Condition d'application :

-longueur du voile **d≥ 5** fois son épaisseur.
-L'épaisseur **a** du voile :

- a≥10cm pour les murs intérieurs.
- a≥12cm pour les murs extérieurs comportant une protection.
- a≥15cm pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

Le raidisseur d'extrémité **r :** r≥3a.



IV.4.3.2Les démarches à suivre pour le calcul d'un voile :

1) Longueur de flambement :

Soit l_0: hauteur libre du mur (entre nus de plancher).
l_f : la longueur libre de flambement

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement (l_f) déduit de la hauteur libre du mur (l_0), en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport (l_f/ l_0) sont données par le tableau suivant :

Tableau V.17 : Les valeurs du rapport (l_f/ l_0) dans un mur non raidi latéralement

Liaisons du mur		**Mur armé verticalement**	**Mur non armé verticalement**
Mur encastré en tète et en pied	Avec un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	Avec un plancher d'un seul coté	0.85	0.90
Mur articulé en tète et en pied		1.00	1.00

2) Elancement mécanique λ :

La valeur de **λ** se déduit de la longueur de flambement par la relation $\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$

3) Contrainte normal limite :

Notation		**Unites**	**Voile armé verticalement**	**Voile non armé verticalement**
Elancement **(λ)**		/	$l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$	
Section réduite **(B_r)**		m^2	d (a-0,02)	
Le facteur **(α)**	λ ≤50	/	$\frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0.65}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
	50≤λ ≤80		$0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Contrainte limite **(σ_{lim})**		MPa	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{B.0,9\gamma_b}+\frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right]$	$\alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{B.0,9\gamma_b}\right]$

Avec :

l_f : longueur de flambement ;

a : épaisseur du voile ;

d : longueur du voile ;

B : la section du voile (B=a.d) ;

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours ;

f_e : limite élastique de l'acier ;

Combinaison ultime : γ_b=1.5, γ_s=1.15

Combinaison accidentelle : γ_b=1.15, γ_s=1

Remarque :

La contrainte limite $\sigma_{ulim}=N_{u\,lim}$ /a.d que nous appelons σ_{ba} ou σ_{bna} selon le béton armé ou non

IV.4.3.3Vérification des contraintes : [8]

a) Contrainte normale :

On vérifie le voile on deux niveaux différents :

-Niveau I-I à mi hauteur d'étage : $\boldsymbol{\sigma_u \leq \sigma_{ulim}}$

-Niveau II-II sous le plancher haut :$\boldsymbol{\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\,lim}}{\alpha}}$

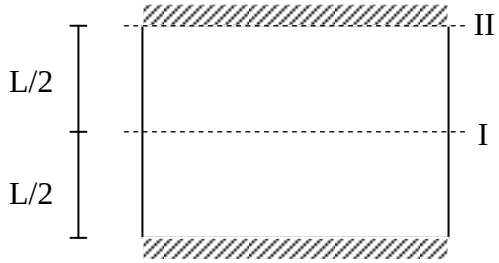


Figure V.3: Niveau de vérification.

- Si$\boldsymbol{\sigma_u \leq \sigma_{ulim}}$le mur n'a pas besoin d'être armé A_s=0, donc on prévoit une section d'acier minimale exigée par le règlement.
- Si$\boldsymbol{\sigma_u > \sigma_{ulim}}$le mur doit être armé. Il faut alors prévoir :
  -Des armatures verticales ;
  -Des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
  -Des armatures transversales.

V.5.Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment de flexion" M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

L: la largeur du voile ; a: épaisseur du voile. ; I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraintes
  alors la section est partiellement comprimé

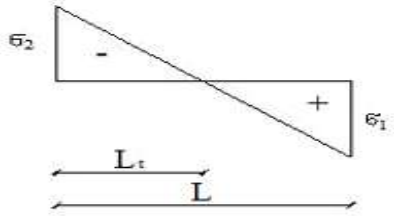


Figure V.6 : Diagramme des contraintes (SPC)

- Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule

:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

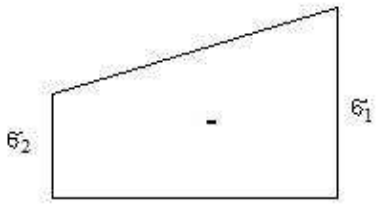


Figure V.7: Diagramme des contraintes (SET)

- i σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement:

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

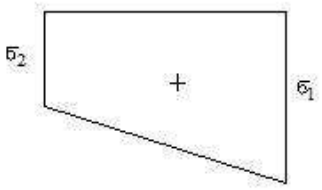


Figure V.8 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.5.1.Recommandations des règlements:

- **Selon le CBA :**

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

$$A_{\min} = \frac{B}{1000}$$

✍ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - ✓ En zone courante **0,10 %**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

30cm ≤1.5 a

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
  - ✓

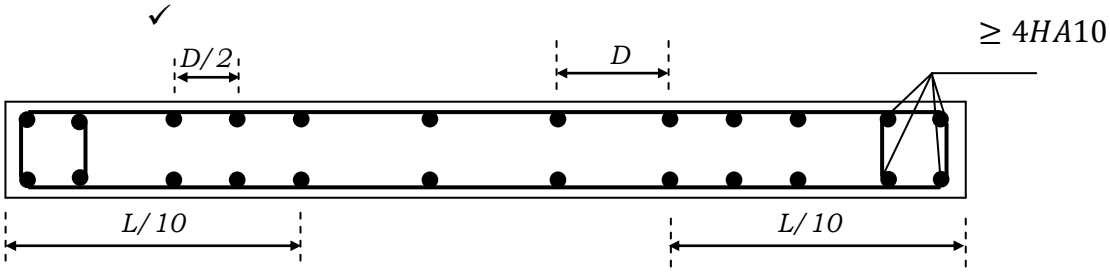


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5.2Armatures verticales:

V.5.2.1Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans les tableaux Suivants :

✓ **sens longitudinale : Voile 1 (VL1 :L=4.47m ; a = 18cm)**

Tableau V.25 : Ferraillage verticale du voile 1

Niveau	L (m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	As (cm²)
6ème 5ème	4.47	0.8	-2.97	ACC	SPC	0.93	1276	37.2
4ème 3ème 2ème	4.47	3.25	-7.04	ACC	SPC	1.42	2038.8	73
1ére RDC (SS)	4.47	5.57	-9.87	ACC	SPC	1.6	3962.4	95.4

Tableau V.26 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA *(cm²)*	$A_{.min}$ RPA *(cm²)*	0.20%B *(cm²)*	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi *(cm²)*
6ème 5ème	4.47	8.04	12.08	16.11	0.44	2 x (32T10) =50.27
4ème 3ème 2ème	4.47	8.04	12.08	16.11	0.44	2 x (32T12) =73.08
1ére RDC (SS)	4.47	8.04	12.08	16.11	0.44	2 x (32T14) =98.52

✓ **Sens longitudinale :Voile 2 (VL2 : L=2.50m ; a = 18cm)**

Tableau V.27 : Ferraillage verticale du voile 2

Niveau	L *(m)*	σ_1 *(MPa)*	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt *(m)*	Ft *(KN)*	A_s *(cm²)*
6ème 5ème	2.50	-0.99	-1.25	ACC	SET	-0.9	407.47	21.4
4ème 3ème 2ème	2.50	-1.45	3.65	ACC	SPC	-1.46	730.5	33
1ére RDC (SS)	2.50	-2.8	-3.99	ACC	SET	-	1057	40.6

Tableau V.28 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{.min}$ RPA (cm^2)	0.20%B (cm^2)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm^2)
$6^{ème}$ $5^{ème}$	2.50	4.5	6.75	9.00	0.25	2 x (18T10) =28.27
$4^{ème}$ $3^{ème}$ $2^{ème}$	2.50	4.5	6.75	9.00	0.25	2 x (10T12+8T10) =35.19
$1^{ére}$ RDC (SS)	2.50	4.5	6.75	9.00	0.25	2 x (18T12) =40.73

- ✓ **Sens longitudinale : Voile 3 (VL3 : L=1.20m ; a = 18cm)**

Tableau V.29 : Ferraillage verticale du voile 3

Niveau	L (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (Mpa)	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm^2)
$6^{ème}$ $5^{ème}$	1.20	6.69	-8.31	ACC	SPC	0.53	1591.2	18.2
$4^{ème}$ $3^{ème}$ $2^{ème}$	1.20	9.82	-13.64	ACC	SPC	0.52	2226.3	31
$1^{ére}$ RDC (SS)	1.20	13.11	-16.64	ACC	SPC	0.51	3079.8	36.6

Tableau V.30 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA *(cm^2)*	$A_{.min}$ RPA *(cm^2)*	0.20%B *(cm^2)*	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi *(cm^2)*
$6^{ème}$ $5^{ème}$	1.20	2.16	3.24	4.32	0.12	2 x (12T10) =18.85
$4^{ème}$ $3^{ème}$ $2^{ème}$	1.20	2.16	3.24	4.32	0.12	2 x (6T12+6T14) =32.04
$1^{ére}$ RDC (SS)	1.20	2.16	3.24	4.32	0.12	2 x (12T14) =36.95

✓ **Sens longitudinale :Voile 4(VL4 : L=1.55m ; a = 1.55cm)**

Tableau V.33 : Ferraillage verticale du voile 4

Niveau	L (m)	σ_1 *(MPa)*	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
6ème 5ème	1.55	0.25	-1.19	ACC	SPC	0.99	109.1	14
4ème 3ème 2ème	1.55	1.76	-4.25	ACC	SPC	0.59	345.8	14.2
1ére RDC (SS)	1.55	12.76	-4.33	ACC	SPC	0.45	709.8	16

Tableau V.34 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{.min}$ RPA (cm²)	0.20%B (cm²)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm²)
7ème 6ème 5ème	1.55	2.79	4.18	5.50	0.155	2 x (4T12+4T10) =15.33
4ème 3ème 2ème	1.55	2.79	4.18	5.50	0.155	2 x (4T12+4T10) =15.33
1ére RDC (SS)	1.55	2.79	4.18	5.50	0.155	2 x (8T12) =18.1

✓ **Sens longitudinale : Voile 5 (VL5 : L=3m ; a = 18cm)**

Tableau V.35 : Ferraillage verticale du voile 6

Niveau	L (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
7ème 6ème 5ème	3.00	0.97	-1.76	ACC	SPC	1.06	461.1	25.4
4ème 3ème 2ème	3.00	2.08	-4.02	ACC	SPC	1.02	946.4	27
1ére RDC (SS)	3.00	3.55	-4.59	ACC	SEC	1.30	2068.7	31

Tableau V.36 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{.min}$ RPA (cm^2)	0.20%B (cm^2)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm^2)
7ème 6ème 5ème	3.00	5.40	8.1	10.80	0.30	2 x (4T12+10T10) =26.76
4ème 3ème 2ème	3.00	5.40	8.1	10.80	0.30	2 x (8T12+6T10) =27.52
1ére RDC (SS)	3.00	5.40	8.1	10.80	0.30	2 x (14T12) =31.67

✓ **Sens longitudinale :Voile 6(VL6 :L=1.5m ; a = 18cm)**

Tableau V.37: Ferraillage verticale du voile 6

Niveau	L *(m)*	σ_1 *(MPa)*	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt *(m)*	Ft *(KN)*	A_s *(cm^2)*
6ème 5ème 4ème	1.50	1.46	-2.35	ACC	SPC	0.57	375.2	13.4
3ème 2ème 1ére RDC	1.50	3.72	-3.81	ACC	SPC	0.5	968.8	18.9
(SS)	4.47	6.22	-8.10	ACC	SPC	1.95	5411.8	68.0

Tableau V.38 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{.min}$ RPA (cm^2)	0.20%B (cm^2)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm^2)
6ème 5ème 4ème	1.50	2.70	04.05	5.40	0.15	2 x (9T10) =14.14
3ème 2ème 1ére RDC	1.50	2.70	04.05	5.40	0.15	2 x (9T12) =20.36
(SS)	4.47	8.04	12.08	16.11	0.44	2 x (23T14) =70.81

✓ **ens longitudinale : Voile 7(VL7 : L=1.5m ; a = 1.8cm)**

Tableau V.39 : Ferraillage verticale du voile 7

Niveau	L (m)	σ_1 *(MPa)*	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
6ème 5ème 4ème	1.5	0.4	-1.37	ACC	SPC	0.6	513.6	13.4
3ème 2ème 1ére RDC	1.5	2.31	-4.62	ACC	SPC	0.5	709.1	15.80
(SS)	4.47	5.55	-6.60	ACC	SPC	2.03	5012.1	52.8

Tableau V.40 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{.min}$ RPA (cm²)	0.20%B (cm²)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm²)
6ème 5ème 4ème	2.00	3.60	5.40	7.20	0.15	2 x (7T12) =15.83
3ème 2ème 1ére RDC	2.00	3.60	5.40	7.20	0.15	2 x (7T12) =15.83
(SS)	4.47	8.04	12.08	16.11	0.44	2 x (24T12) =70.81

✓ **Sens longitudinale : Voile 8(VL8 : L=1.5m ; a = 18cm)**

Tableau V.41 : Ferraillage verticale du voile8

Niveau	L (m)	σ_1 *(MPa)*	σ_2 *(Mpa)*	Sit	Type	Lt (m)	Ft (KN)	A_s (cm²)
6ème 5ème 4ème	1.50	1.46	-3.42	ACC	SPC	0.45	293.3	13.4
3ème 2ème 1ére RDC	1.50	4.67	-5.62	ACC	SPC	0.72	339.9	19.4
(SS)	4.50	7.39	-7.86	ACC	SPC	1.79	3723.9	37.5

Tableau V.42 : Choix des barres d'aciers

Niveau	L (m)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{.min}$ RPA (cm^2)	0.20%B (cm^2)	L/10 *(m)*	A_{totale} choisi (cm^2)
$6^{ème}$ $5^{ème}$ $4^{ème}$	1.50	2.70	04.05	5.40	0.15	2 x (7T12) =15.83
$3^{ème}$ $2^{ème}$ $1^{ére}$ RDC	1.50	2.70	04.05	5.40	0.15	2 x (7T14) =21.55
(SS)	4.50	8.10	12.15	13.50	0.45	2 x (17T12) =38.45

V.5.2.2Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 27\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 20 *cm* (en zone courante)
- S_t = 10 *cm* (en zone d'extrémité du voile)

V.5.3Les armatures horizontales:

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principalest de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

V.5.3.1Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec: $\bar{V} = 1.4\ x\ V_u$

b_o : épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Tableau V.50 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les voiles pleins

Les voiles	L (m)	Vu (kN)	$\overline{V}$ (KN)	Sit	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\overline{\tau_b}CBA$ (MPa)	$\tau_b \leq [\tau_b]$
VL1	4.47	881.76	1234.46	ACC	01.92	5.00	03.26	Oui
VL2	2.50	321.46	450.04	ACC	0.703	5.00	03.26	Oui
VL3	1.20	479.01	670.61	ACC	01.04	5.00	03.26	Oui
VL4	1.55	390.49	546.64	ACC	0.854	5.00	03.26	Oui
VL5	3.00	613.78	859.29	ACC	01.34	5.00	03.26	Oui
VL6	1.50	1159.93	1623.90	ACC	02.53	5.00	03.26	Oui
VL7	2.00	827.56	1158.58	ACC	01.81	5.00	03.26	Oui
VL8	1.50	1106.34	1548.87	ACC	02.42	3.26	3.26	Oui

V.5.3.2Calcul les armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

- **Selon le RPA 99 version 2003:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$

$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$

A_{min} (RPA) = 0.15 %.B

On va faire le ferraillage des armatures horizontales par 1m de largeur pour les deux faces du voile. qui est égale :

A = 0.15%.B = $3cm^2$

Tableau V.51 : Calcul des armatures horizontales des voiles pleins ainsi leurs espacements.

Les voiles	L (m)	S_h (cm)		$\emptyset_{max}$ (cm)	A_{hcalc} (CBA) (cm^2)	$A_{h\,min}$ (cm^2) (RPA)	$A_{hchoisie}$ (cm^2)	$S_{hchoisi}$ (cm)
		RPA	CBA					
VL1	4.47	27	40	2.00	3.84	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL2	2.50	27	40	2.00	1.40	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL3	1.20	27	40	2.00	1.60	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL4	1.55	27	40	2.00	1.70	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL5	3.00	27	40	2.00	2.68	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL6	1.50	27	40	2.00	5.06	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL7	2.00	27	40	2.00	3.62	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00
VL8	1.50	27	40	2.00	4.48	2.70	2x (4T10) =6.28	25.00

Chapitre VI

etude de l'infra structure

VI.1 Calcul des fondations :

VI.1.1 généralités :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, 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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le choix et le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1.2 Reconnaissance des lieux 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 à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_s = **1,2 bars**.

VI.1.3 Choix du Type de fondation :

A. Semelle isolée :

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte admissible du sol .

N_{ser}^{max} : charge supportée par la fondation la plus sollicitée.

S : surface de la semelle.

A=b=60 *cm*

Donc : $S = B \times B \geq \frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}} \qquad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}}}$

Les résultats des efforts normaux N_{max} appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : section des semelles isolées.

N_{ser}^{max} *(kN)*	$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$	B=$S^{1/2}$ *(m)*	B $_{Choisie}$ *(m)*
1327,20	11, 06	3,32	3 ,5
1197,99	9,98	3,15	3,5

✓ **Conclusion :**

D'après le tableau on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées, on opte en deuxième lieu pour des semelles filantes.

B. Semelles filantes :

Tableau VI.2 : Section des semelles filantes.

Langur de la semelle *(m)*	N_{ser} *(kN)*	$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$	B*(m)*	B_{choisi} *(m)*
18,19	4477,35	37,31	2,50	02.50
18,19	7622,51	63,52	3,50	03.50

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même fille de portique.

On trouve les résultats des dimensions des semelles filantes les plus sollicités dans le tableau suivant :

✓ **Conclusion:**

D'ou il y a un problème d'interférence des semelles filantes, on opte en troisième lieu pour un radier général

C. Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

-dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux.

$$N_{ser}\,(KN) = \sum N_i$$

AN :

$$N_{ser}\,(KN) = 55153.63\,KN$$

VI.1.4 Pré dimensionnement du radier général :

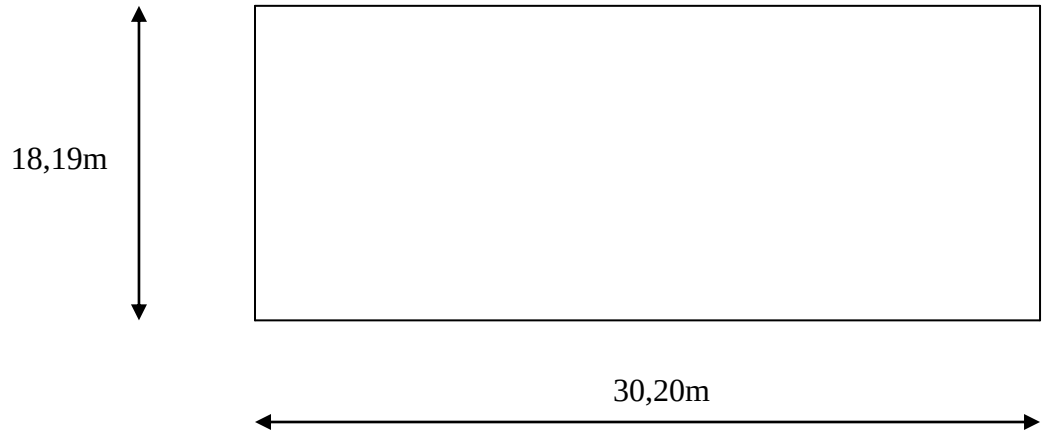


Figure VI.1 Vue en plan de la surface du bâtiment

-la surface du bâtiment S=549,33 *(m^2)*

- **Détermination de la surface nécessaire :[6]**

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{55153.63}{120} = 270{,}61\,m^2$$

D' où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

La surface occupée par l'ouvrage = 549,33m^2 > S $_{nec.}$

Débord de *100 cm* pour chaque coté.

La section totale du radier est de : =598,92 *(m^2)*

1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

a) Condition forfaitaire:

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{510}{20} = 25.50cm$$

On adopte : h=30*cm*

Avec:

L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

b) Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \le \bar{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

$$T_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u=75883.71 *(KN)*

La surface totale du radier est S=598.92 (m^2)

L_{max}=5.1*m ;* b=1*m*

Donc : $T_u = \frac{75883.71}{598.92} \times \frac{5.1}{2} = 323.08$ *KN/m*

et $d \ge \frac{T_u}{bx\,\bar{\tau}_u} = 0.276m$ Donc : $h \ge \frac{d}{0.9} = 0.306m$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons h = 35 *cm* avec un enrobage e= 5 *cm.*

2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) :

a) Condition de forfaitaire:

$$h \ge \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51cm$$

On opte pour h=55*cm*

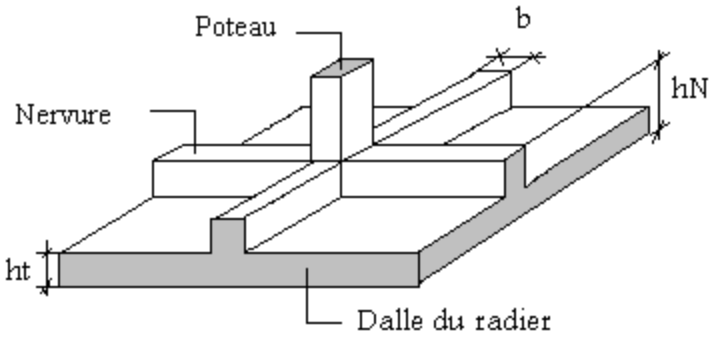


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b) Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

E: Module de Young (*E=32164,20MPa*).

K: Coefficient de raideur du sol (*5.00N/cm* $^2 \leq K \leq 120\ N/cm^2$).

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48\ .\ {L_{max}}^4 . K}{\pi^4\ .\ E}} = 74{,}92cm$$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons : h = 75 *cm* ; b=45 *cm*

➢ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier h=*35cm*
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h = 75cm \\ b = 45cm \end{cases}$

VI.1.5 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Le centre de gravité :

La surface totale du radier est S=598.92 (m^2) Les longueurs maximales dans les deux directions sont L_x =19.19*(m)* ; $L_{y\,max}$=31.20*(m)*

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i\ .\ A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i\ .\ A_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \quad \begin{cases} X_{Gradier} = 09.60\ m \\ Y_{Gradier} = 15.60\ m \end{cases}$$

b. Les moments d'inertie :

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$\begin{cases} I_{XG} = I_{XO} - y_G^2 \\ I_{yG} = I_{yo} - X_G^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 48325.45\ \ m^4 \\ I_{yG} = 18281.60\ \ m^4 \end{cases}$$

VI.1.6 Vérifications nécessaires :

1. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} \succ 1{,}5\right)$

Avec:

M_s: Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

- Sens x-x:

$M_R = \sum F_i \,.\, Z_i = 75077.36\ KN.m$

et: $M_s = N.\ X_G$

Avec: $N = N_1 + N_2$

N_1: Poids de la superstructure.

N_2: Poids propre du radier.

X_G: le centre de gravité du radier général

Donc :

$N_1 = N_G + N_Q = 55153.64\ KN$

$N_2 = \rho_b.S.h = 25 \times 598.92 \times 0.35 = 5240.55\ KN$

Donc: $N = 60394.19\ kN$

$M_s = N.\ X_G = 579784.22\ kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{579784.22}{75077.36} = 7.72 \succ 1{,}5 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

-Sens y-y:

$M_R = 76488.77\ KN.m$

$M_s = N.\ Y_G = 942149.36\ kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{942149.36}{76488.77\ \text{KN.m}} = 12.31 \succ 1{,}5 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

✓ ***Conclusion*:**

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à *1.5*, donc notre structure est stable dans les deux sens.

2. Vérification des contraintes dans le sol :

a. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55153.63}{598.92} = 92{,}08 kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 92{,}08 kN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 120 kN/m^2 \text{.....} \textit{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

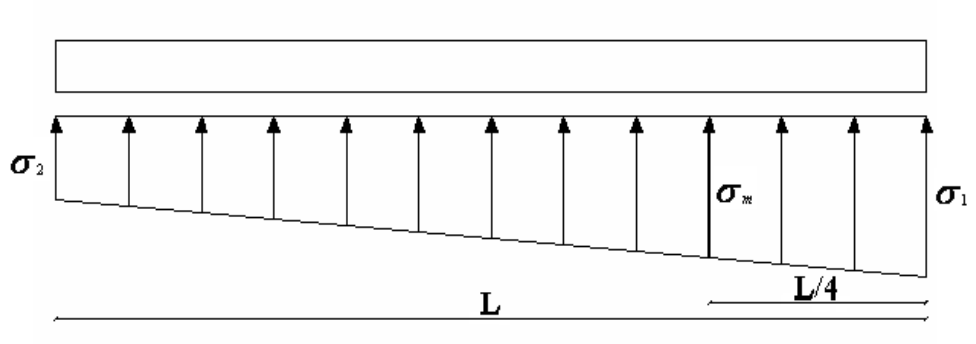


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier

On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$

- **ELU:**

$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 75883.71$ *kN*

$\sigma_{sol} = 120 kN/m^2$

$1{,}33\ \sigma_{sol} = 159.60\ kN/m^2$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1\ (kN/m^2)$	$\sigma_2\ (kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)\ (kN/m^2)$
Sens x-x	141.38	112.01	134.03
Sens y-y	166.23	87.17	146.46
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{\ }\right) \prec 1{,}33\sigma_{sol}$

- **ELS:**

$N_{ser} = N_G + N_Q = 55153.63$ *KN*

$\sigma_{sol} = 110 kN/m^2$

$1{,}33\ \sigma_{sol} = 159.60\ kN/m^2$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 (kN/m^2)$	$\sigma_2 (kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
Sens x-x	100.01	84.14	96.04
Sens y-y	113.45	70.70	102.76
Vérification	$\sigma_1^{max}<1,5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \prec 1,33\sigma_{sol}$

✓ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

C. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

C.1. ELU:

$$\sigma_u = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 146.46 kN/m^2$$

C.2. ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 102.76 kN/m^2$$

VI.1.7 Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme Une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, La fissuration est considérée préjudiciable, pour cela on utilise la méthode des lignes de rupture.

a. Ferraillage de la dalle du

Parce que les panneaux n'ayant pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

a.1) Détermination des efforts:

Ona: L_x=4.5 *m* ; L_y=5.1 *m*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.50}{5.1} = 0.88 > 0.4$$

$$\Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

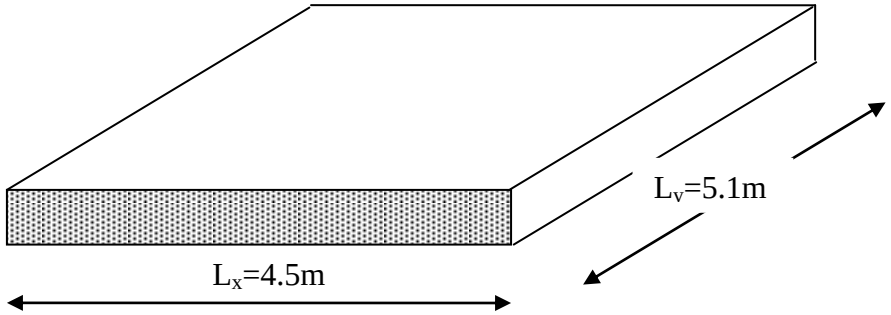


Figure VI.4 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

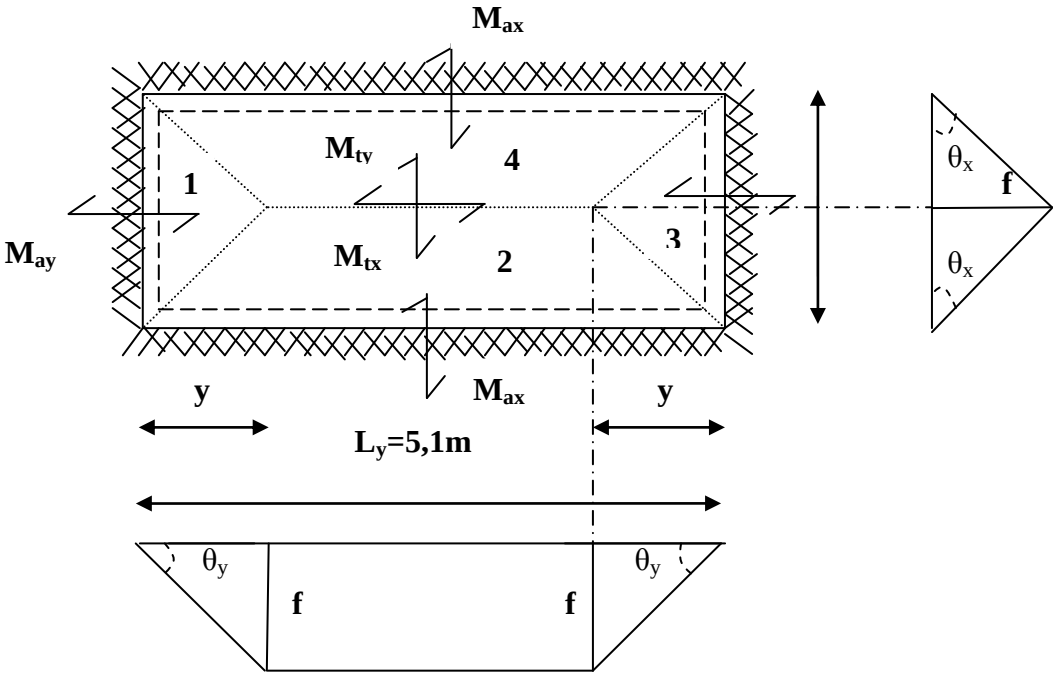


Figure VI.5 : Les lignes de ruptures dans le panneau.

-Travail externe :

$T_{ext}=T^{1}_{ext}+T^{2}_{ext}+T^{3}_{ext}+T^{4}_{ext}$

Avec : $T^{2}_{ext}= T^{4}_{ext}$; $T^{1}_{ext}= T^{3}_{ext}$

$$T^{1}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right).$$

$$T^{2}_{ext}=2T_{ext}{}^{2''} + 2T_{ext}{}^{2'} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Donc : $T_{ext} = q.f.(11.47 - 1{,}5.y)$

-Travail interne :

$M_{tx} = M_{ty} = M.$

$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5M$

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}.$$

Avec : $T^1_{int} = T^3_{int}$ et : $T^2_{int} = T^4_{int}$

$$T^1_{int} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}.$$

$$T^2_{int} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f.$$

$$T_{int} = M\left(\frac{13.5}{y} + 6.8\right) f$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.63q$$

a.2) Valeur de la pression sous radier:

- ELU:

$$q_u = \sigma^u_m.1m = 146.46kN/m$$

- ELS:

$$q_{ser} = \sigma^{ser}_m.1m = 102.76kN/m$$

a.3) Calcul des moments:

-ELU:

$$M_t = 0.63\,x\,q_u = 0.63\times(146.46) = 92.26\,(KN.m)$$

$$M_a = 0.5\,x\,M_t = 0.5\times 92.26 = 46.13\,(KN.m)$$

-ELS:

$$M_t = 0.63x\,q_{ser} = 0.63\times(102.76) = 64.73\,(KN.m)$$

$$M_a = 0{,}5\,x\,M_t = 0{,}5\times 64.73 = 32.36\,(KN.m)$$

a.4) Calcul du ferraillage:

b =100*cm* ; h=35*cm* ; e (enrobage)=5*cm;* f_e=400*MPa* ; f_{c28}=25*MPa*

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2}$ =29,3*(cm)*, $d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}$ =27,9*(cm)*,

Tableau VI.5 : ferraillage des panneaux.

Sens	position	M_u *(kN.m)*	A_{min} *(cm²)*	A_{cal} *(cm²)*	A_{choisi} *(cm²)*	Esp *(cm)*
Sens x-x	En travée	92.26	3.5	08.78	8HA14=12.32	12
	Sur appuis	46.13	3.5	04.31	6HA12=6.79	15
Sens y-y	En travée	92.26	3.5	08.78	8HA14=12.32	12
	Sur appuis	46.13	3.5	04.31	6HA12=6.79	15

a.5) Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 3.5(cm^2)$

- En travées :

A=12.32 (cm^2) > 3.5 (cm^2)…… *(c.v)*

- Aux appuis:

A=6.79 (cm^2) > 3.5 (cm^2)…… *(c.v)*

2. Vérification de l'espacement

-En travées :

$S_t = 12cm < Min[3h = 150cm ; 33cm] = 33cm$ ….. *(c.v).*

- Aux appuis:

$S_t = 15cm < Min[3h = 150cm ; 33cm] = 33cm$ ….. *(c.v).*

3. Vérification de l'effort tranchant:

- Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 228.65KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{228.65 \times 10^3}{1000 \times 293} = 0.78MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\,MPa \text{ ….. } (c.v).$$

- Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}16MPa$

$$V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 219.70KN$$

$$\tau_u = \frac{219.70 \times 10^3}{1000 \times 293} = 0.74 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \ldots\ldots \text{(c.v)}.$$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

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

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Tableau VI.6 : vérification des contraintes de L'ELS.

Sens	position	M_{ser} *(kN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_s *(Mpa)*	σ_b *(Mpa)*	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	64.73	12.32	194.21	3.4	Oui	Oui
	Sur appuis	32.36	6.79	171.97	5.41	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	64.73	12.32	194.21	5.41	Oui	Oui
	Sur appuis	32.36	6.79	171.97	3.4	Oui	Oui

b. Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

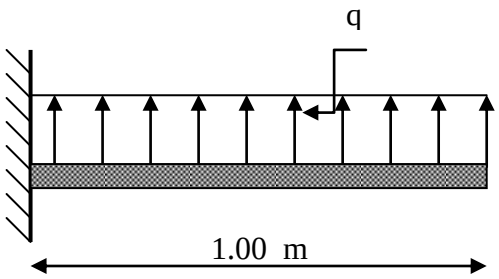


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

b.1 .Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : q_u = 146.46 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.
E.L.S : q_{ser} = 102.76 *kN/ml* ⟶ Pour une bande de 1m.

b.2-.Calcul des efforts :

- E.L.U :

$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 73.23\ kN.m$

$T_u = q_u.L = 146.46\ kN$

- E.L.S :

$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 51.38\ kN.m$

b.3.Ferraillage :

b.3.1. armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : M_u=73.23 *KN.m*, b = 100 *cm*, h = 35 *cm*, d=29.3 *cm*

Donc : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}060 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 7.41 cm^2$

-On adopte A_s=**7HA14=10.77 *cm²***.

Avec un espacement : esp **= 20 *cm*** .

b.3.2.Armature de répartition :

$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 2.70\ cm^2 \le A_r \le 5.4\ cm^2$

$A_r = 3.92\ cm^2 = 5HA10; esp = 20cm.$

B.4. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$A_S = 10.77 cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 3.50\ cm^2 .....(C.V).$

2. Vérification de l'espacement:

- **Armatures longitudinales:**

$S_t = 13cm < Min[3h = 150cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

- **Armatures de répartitions**:

$S_t = 20cm < Min[4h = 200cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ ….. (c.v).

3. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.50 MPa \le \tau_{adm} = \min(0{,}1f_{c28}, 4\ MPa) = 2.5\ MPa$…. (C.V).

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS:

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

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

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) x fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 *MPa*

Tableau VI.7 Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc}*(MPa)*	σ_s*(MPa)*	Vérification
51.38	10.77	8.4	68821.7	4.5	175.33	OK

C. Ferraillage des nervures:

C.1. Calcul des efforts :

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire :

- Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode de CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

- Conditions d'application:

-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… **(c.v)**

- La fissuration doit être peu nuisible……. **(c.n.v)**

1) ELU

Tableau VI.8. : valeurs des efforts à L'ELU.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*	T_ω *(kN)*	T_e *(kN)*
A-B	319.50	192.77	47.92	253.46	179.88	-432.73
B-C	323.34	99.22	253.46	194.76	336.91	-276.22
C-D	323.34	103.29	194.76	245.33	282.26	-332.85
D-E	535.28	289.95	245.33	245.33	373.93	373.93
E-F	323.34	103.29	245.33	194.76	332.82	-282.26
F-G	323.34	99.22	194.76	253.46	276.22	-336.91
G-H	319.50	192.77	253.46	47.92	432.73	-179.88

2) ELS

Tableau VI.9 : valeurs des efforts à L'ELS.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*
A-B	223.80	135	33.57	177.64
B-C	226.58	69.71	177.64	136.48
C-D	226.58	72.34	136.48	171.99
D-E	334.09	162.1	171.99	171.99
E-F	226.58	72.34	171.99	136.48
F-G	226.58	69.71	136.48	177.64
G-H	223.80	135	177.64	33.57

C.2. Calcul du ferraillage

-EN travée :

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h).

-sur appuis :

$M_0 < M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) .

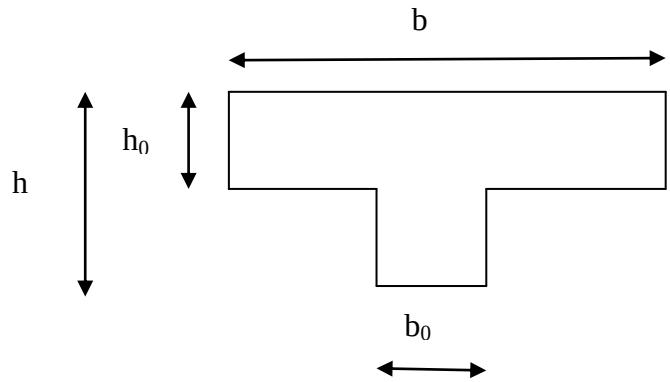


Figure VI.8 : la forme de la nervure du radier

Tableau VI.10 : calcul le ferraillage.

	M_u *(KNm)*	μ	A_s^{cal} *(cm^2)*	A' *(cm^2)*	A_s^{min} *RPA (cm^2)*	A_s^{adop} *(cm^2)*
Travée	289.95	0.039	11.80	0	18.75	6HA20=18.84
Appuis	253.46	0.034	10.29	0	18.75	8HA20=25.13

C.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

En travées : A=18.84 *(cm²)* > 3.80 *(cm²)*…… ***(c.v)***

Aux appuis: A=25.13 *(cm²)* > 3.80 *(cm²)*…… ***(c.v)***

2. Contrainte tangentielle

On doit vérifier:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\text{MPa}; 4\text{MPa}\right] = 2{,}50\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{432.77x10^3}{450x700} = 1.37\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}50\,\text{MPa}$$

2. Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau VI.11 : vérification des contraintes de L'ELS

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	162.1	18.84	4.8	15	139.1	202	OK
Appuis	177.64	25.13	4.8	15	115.8	202	OK

C.4. Détermination des armatures transversales

✓ **D'après CBA 93**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

✓ **Selon le RPA 99V2003**

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) \quad zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad zone\,courante \end{cases}$$

Tableau VI.12 : calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u *(Mpa)*	S_t *(cm)*	A_t *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	At *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	$A_{t\ choisie}$ *(cm^2)*
45x75	1.37	40	4.31	18.75	37.5	4.05	15	30	6HA10= 4.71

C.5- Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm^2/ml de parement.

$$A_P = 3 cm^2 / m \times 0,75 = 2,25 cm^2$$

Par paroi on prend :

$2T14 = 3,08 cm^2$ (Fissuration préjudiciable)

C.6.Vérification de la flèche :

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

1- $\frac{h}{L} = \frac{0,75}{5.1} = 0,14 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ …… **(c.v)**

2- $\frac{h}{L} = 0,14 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,048$ …….. .. **(c.v)**

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{18.84}{45 \times 70} = 0,0049 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …….. **(c.v)**

VI.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VI.2.1. introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il constitue un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2.**

Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous Epaisseur ≥ 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40 ϕ pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur e = 18 cm.

La hauteur de mur égale à 4.35 m. composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.2.3. Détermination des sollicitations :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

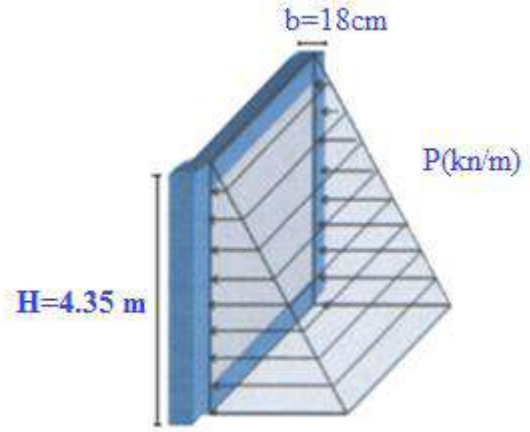


Figure VI.9 : voile périphérique.

VI.2.4. Méthode de calcul:

Le voile périphérique est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre cotés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres:

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma . H^2$$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

k_a: coefficient de poussée loi de Rankine : $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$

φ': angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

$\varphi' = 26°$

$\gamma = 19\ KN/m^3$

H = 4.35 m.

$$k_a = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{26}{2}\right) = 0.39$$

Donc: $P = \frac{1}{2} \times 0.39 \times 19 \times (4.35)^2$

$$P = 70.10\ KN/m$$

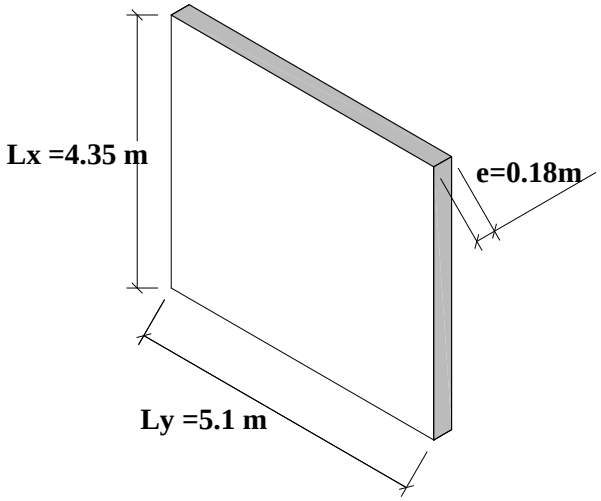


Figure VI.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.2.5.Calcul des moments:

Le voile périphérique est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

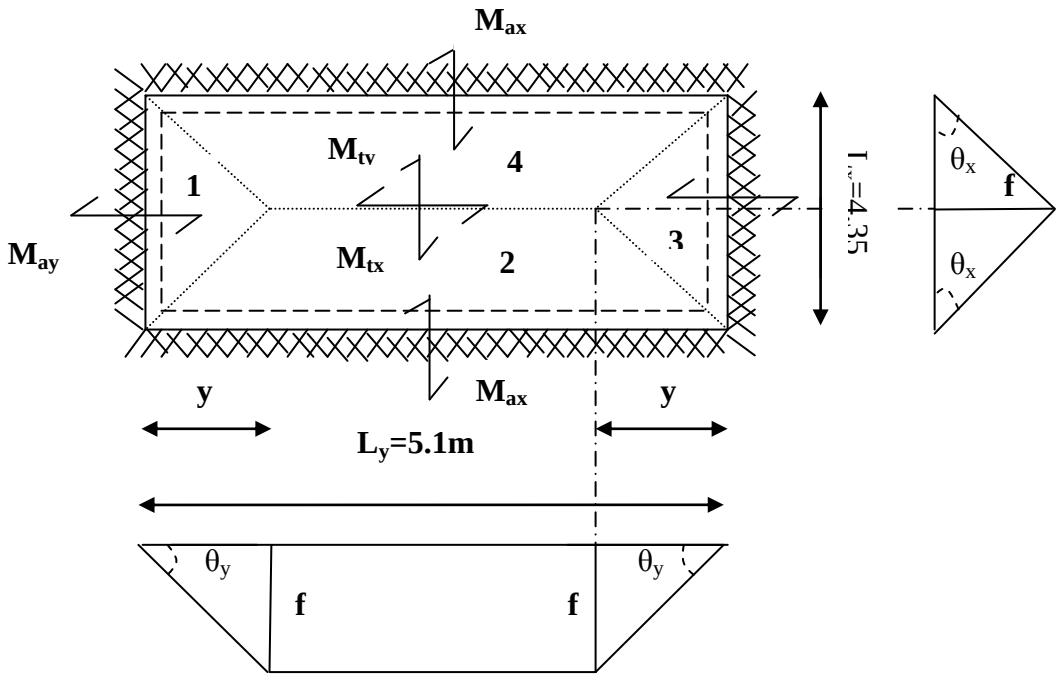


Figure VI.11 : Les lignes de ruptures dans le panneau.

On a : $\sum T_{ext} = \sum T_{int}$

- ✓ **Travail externe :**

$T_{ext}=T^1_{ext}+T^2_{ext}+T^3_{ext}+T^4_{ext}$

Avec : $T^2_{ext}= T^4_{ext}$; $T^1_{ext}= T^3_{ext}$

$$T^1_{ext} = P.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right).$$

$$T^2_{ext}=2T_{ext}^{2''} + 2T_{ext}^{2'} = P.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Donc : $$T_{ext} = P.f.L_x\left(\frac{1}{2}.L_y - \frac{1}{3}.y\right)$$

Avec : L_x=4.35 m ; L_y=5.1 m

$$T_{ext} = (10.2 - 1.13y)P.f$$

- ✓ **Travail interne :**

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$$

Avec : $T^1_{int} = T^3_{int}$ et : $T^2_{int} = T^4_{int}$

$$T^1_{int} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}.$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.f\ .$$

Donc : $$T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

Avec : L_x=4.35m ; L_y= 5.10 m

✓ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$\frac{dP}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.60P$$

➢ **a l'E.L.U :**

$P_u = 1.35x70.10 = 94.63KN/m$

Le calcul se fait pour une bande de un (1) m de largeur.

M_u= 0.6 *x* 94.63 = 56.77

VI.2.6. Calcul du ferraillage:

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{5.10} = 0.85$. Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

La fissuration est Préjudiciable

Tableau VI.14 : ferraillage voile périphérique

Sens	position	M_u (kN.m)	d (cm)	A_{cal} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	Esp (cm)	A_{min} (cm²)
Sens x-x	En travée	56.77	15.50	11.57	6HA16=12.06	17	1.80
	En appuis	28.38	15.50	5.50	5HA12=5.65	20	1.80
Sens y-y	En travée	56.77	15.50	11.57	5HA12=5.65	17	1.80
	En appuis	28.38	15.50	5.50	5HA12=5.65	20	1.80

VI.2.7. vérification nécessaire:

1. Condition de non fragilité:

La section minimale du RPA99 (version 2003) est donnée par:

$$A_{min} = 0.1\% \Rightarrow A_{min} = 1.80\,cm^2$$

✓ **En travée:**

Sens(x-x) : A=12.06 (cm^2) > 1.80 (cm^2)…… (**c.v)**

Sens (y-y) : A=12.06 (cm^2) > 1.80 (cm^2)…… (**c.v)**

✓ **Aux appuis:**

Sens(x-x) : A=5.65 (cm^2) > 1.80 (cm^2)…… (**c.v)**
Sens (y-y): A= 5.65 (cm^2) > 1.80 (cm^2)…… (**c.v)**

2. Vérification de l'espacement:

✓ **En travées :**

Sens(x-x) : $S_t = 17cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ ….. (c.v).

Sens (y-y) : $S_t = 20cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ ….. (c.v).

✓ **Aux appuis**:

Sens(x-x) : $S_t = 25cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ ….. (c.v).

Sens (y-y) : $S_t = 25cm < Min[3h = 60cm ; 33cm] = 33cm$ ….. (c.v).

3. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1.5} = 1{,}16\,MPa$

✓ **Suivant X :**

$$V_{ux} = \frac{P_u . lx . ly}{2ly + lx} = 144.28\ kN$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 .d} = \frac{144.28x10^3}{1000x155} = 0.930MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.16MPa$$

✓ **Suivant Y :**

$$V_{uy} = \frac{P_u . lx . ly}{3ly} = 137.21\ kN$$

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b_0 .d} = \frac{137.21x10^3}{1000x155} = 0.885MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.16MPa$$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

➢ **à l'E.L.S :**

$P_{ser} = 70.10KN/m$ et $M_{ser} = 0.60x70.10 = 42.06KN.m$

Avec :

$M_a = 0.5M_{ser} = 21.03$ KN.m

$M_t = M_{ser} = 42.06$ KN. m

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

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

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) x fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa

Tableau VI.15 : vérification de L'ELS.

Sens	position	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	σ_s (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	42.06	8.33	15.7	1.3	Oui	Oui
	En appuis	21.03	4.16	8.8	0.7	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	42.06	8.33	15.7	1.3	Oui	Oui
	En appuis	21.03	4.16	8.8	0.7	Oui	Oui

5. Vérification de la flèche :

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

a) suivant (X) :

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{18}{435} = 0.0413 \geq 0.0126$ …….. **(c.v)**.

2- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{8.33}{100 \times 15.5} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005$ ……... **(c.v).**

b) suivant (Y) :

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{640} = 0.0352 \geq 0.0126$ …….. **(c.v).**

2- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{8.33}{100 \times 15.5} = 0{,}005 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005$ ……. **(c.v).**

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans ce travail, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : conception et calcul des structures de bâtiment

HENRY THONIER –TOME-4

[2] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

CBA93 (DTR-B.C-2.4.1)

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitations

DTR-B.C.2.2

[4] : Règles parasismiques Algériennes

RPA 99 version 2003 DTR-B.C.2.4.8

[5] Béton armé aux états limites selon l'addition du BAEL 91 José Ouin [6] : Conception et calcul des structures de bâtiment tome-2

Autour HENRY THONIER, presse de l'école national ponts en chaussées

[7] : Conception et calcul des structures de bâtiment tome-3

Autour HENRY THONIER, presse de l'école national ponts en chaussées

[8] : méthode de calcul des voiles. Autour R.TALEB et BELDJOUZI

[9] : DTR fondation superficielles DTR-B.C.2.3.B.1

Les logiciels .....

[1] SAP 2000 version 12.00

[2] ROBOT EXPERT 2010

[3] Outocade 2008