République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option: Construction et Matériau

THEME

CONCEPTION & CALCUL D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION-COMMERCIAL *(R+5+S-Sol)*

Proposé par:
Mr. SAFIEDDINE Salim

Dirigé par :
Mr. KORETBY Abdelkarim

Etudiés par :

- REBAHI Mustapha

- BERMAK redouane

Promotion juin 2015

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Médéa.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en

Particulier, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la

Force d'achever cette réalisation.

Un grand merci à notre co-promoteur Mr : KORTBI Abdelkarim, et notre promoteur Mr : SAFIEDDINE Salim.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil

de l'université de Médéa.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre

travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce

mémoire.

REBAHI Mustapha.
BERMAK Redouane.

Dédicaces

Je dédié ce lapidaire travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- *A mes très chers frères (Noureddine, Bachir, Miloud,Mourade) et mes très chères sœurs(Rachida, Naceraa, Sara).*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis Mohamed, Islam, Khaled, Mohamed, Oussama, Saleh, Yahia, Ahmed, Noureddine, SidAli,Ghafour,Ali Zhar, Kader,Hsin, Mohamed, Mustapha, laidis , Khali Kader, Youcef ,Hamza.*
- *En fin, je remercie mon ami mon binôme REDOUANE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

MUSTAPHA.

Dédicaces

Je dédié ce lapidaire travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- *A mes très chers frères (abdel ouahab, djamel,), ma très chères sœurs (fella) ,mes cousins et mes oncles.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis Mohamed, Islam, , Mohamed, , Saleh, Yahia, Ahmed, Noureddine,hamza ,*
- *En fin, je remercie mon ami mon binôme* ***MUSTAPHA.*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

REDOUANE

ملخص

هذا المشروع يهدف إلي دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة، ذات استعمال تجاري وسكني، تتألف من خمسة طوابق بالإضافة إلي الطابق الأرضي وطابق تحت الأرض. تقع هذه البناية في ولاية بومرداس وهي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة هيكل مقاومة مختلط (عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة).

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر RPA99 DTR; ;CBA93

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا علي تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج SAP2000V17.1.1.

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, locaux de commerces comportant: SOUS-SOL + RDC + 5 ETAGES qui sera implanté à BOUMERDES, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III). 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 du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB 93 et RPA 99 et DTR) L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel SAP2000V17.1.1

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Abstract

This project consists in studying a building with use of dwelling, buildings of trade. Including: underground + first floor + 5 floors. Which will be established in BOUMERDES, classified according to the RPA 99 version 2003 like a zone of high seismicity (zone **III**).

The resistance 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 the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (CAB 93 and RPA 99 and DTR**).** The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software **SAP2000V17.1.1**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

Sommaire :

Remerciement.....

Résumé .....

Sommaire .....

Liste des tableaux .....

Liste des figures .....

Notation .....

Introduction générale .....

CHAPITRE I

Introduction Générale : 1
Chapitre I :PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE 2
I.1. Destination : 3
I.2 Situation : 3
I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE : 3
I.**3** .1.Dimensions en élévation : 6
I.**3** .2.Dimensions en plan : 6
I.**3** .3.Données du site : 7
I.4 .Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : 7
I.**4** .1 . Système de contreventement : 7
I.4 .2 Planchers : 7
I.4 .3 Maçonnerie : 7
I.4 .4 Revêtement : 7
I. 4 .5 Acrotère : 7
I.5. Caractéristiques des matériaux : 8
I. 5.1. Le béton : 8
I. 5.2 Caractéristiques du béton : 8
I. 5.3.Ciment : 8
I. 5.4 .Granulats : 8
I. 5.5.L'eau : 8
I.6.Béton armé : 8
I. 6.1.Résistance caractéristiques à la compression : 9
I.6.2.Résistance caractéristique à la traction : 9
I. 6.3. Coefficient de POISSON (ν) : 9
I. 6.4. Module de déformation longitudinale: 10
I. 7. Acier : 10
I. 7.1.Types d'acier : 10
I. 7.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 11

I.8 .Principe de calcul de CBA93: 11
I.8 .1.E.L.U de résistance :.....11
I.8.1.1. Contrainte du béton en compression 11
I.8.1.2 Contrainte ultime de cisaillement 12
I.8.1.3.Contrainte limite de l'acier.....12
I .8.2. E.L.S :.....13
I .8.2.1.E.L.S de compression de béton 13
I .8.2.2.E.L.S de contrainte limite de l'acier.....13
I .8.3 Contrainte limite de l'acier :.....13
Conclusion 13

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANT

II.1. INTRODUCTION :.....15
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLACHERS : 15
II.2.1.Plancher à corps creux : 15
II. 3. Evaluation des charges et surcharges.....17
II. 3.1.Plancher Terrasse :.....17
II. 3.2. Plancher courant (corps creux) : 18
II. 3.3. La maçonnerie : 19
II.4. Pré dimensionnement de Dalle pleine :.....19
II.4.1.Critère de résistance : 19
II.4.2.Sécurité contre l'incendie :.....20
II.4.3.condition d'isolation acoustique : 20
II.4.4.Conclusion:.....20
II. 5. Pré dimensionnement des poutres :.....20
II. 5.1.Les poutres principales : 20
II. 5.2. Les poutres secondaires : 20
II. 6. Pré dimensionnement des poteaux :.....21
II. 6.1.Etapes de Pré dimensionnement : 21
II. 6.2. Les poteaux carrés : 23
II. 6. 2.1.Détermination des charges permanentes 23
II. 6. 2.2. Surcharge d'exploitation (loi de dégression des charges).....25
II. 6. 2.3.Effort normal de résistance.....25
II. 6.2.4. Vérification vis-à-vis du RPA Version 2003 26
II. 7.LES VOILES :.....27

Chapitre III : calcul des éléments secondaires :.....28
III.1.Introduction :.....29
III.1. Calcul de l'acrotère:.....29
III.1.1. Introduction.....29
III.1.2.Charge permanentes et exploitation :.....30

III.1.3. Calcul de ferraillage :.....30
III.2.Plancher à corps creux :.....34
III.2.1. La dalle de compression : 34
III.2.2. Les poutrelles :.....35
III.2.2.1. poutrelles pour les planchers courants 35
III.2.2.1.1 Méthodes de calcul 37
III.2.2.1.1.a/La méthode forfaitaire 37
III.2.2.1.1.b/Méthode de Caquot (pour les poutres) 38
III.2.2.1.1.c/Evaluation des charges 39
III.2.2.2. Les poutrelles pour plancher de sous sol 35
III.2.2.2.1.Evaluation des charges.....45
II**I.2.2.2.2**.ferraillage 45
A. Calcul à l´ELU 48
B. Vérification des contraintes à l'ELS 48
III.3. LES DALLES PLEINES :……...……..51
III.3.1.Méthode de calcul :……52
III.3.1.1.Hypothèses de calcul : (ligne de rupture) 52
III.3.1.2.Principe de calcul 52
III.3.2. dalle pleine triangulaire 53
III.3.2.1.Calcul du moment de dalle pleine encastrée au trois cotés 53
III.3.2.2.Calcul de ferraillage 54
A. à ELU 54
B. Vérification des contraintes à l'ELS 54
III.3.3. dalle pleine rectangulaire :……..56
III.3.3.1.Evaluation des charges et sur charges 57
A. à ELU 57
B. Vérification des contraintes à l'ELS 58
III-3-3.2.Calcul des chainages pour les dalles 60
III-3-3.2.a-Pré dimensionnement 60
III-3.3.2.b. Charges et surcharges.....60
III-3-3.2.c- Calcul des efforts 61
III-3-3.4- Ferraillage de chainage.....61
A. Armatures transversales.....61
B. Les armatures longitudinales.....61
III-3-3.5- Vérifications des contraintes 62
III.4.LESESCALIERS :.....64
III.4.1.Définition des éléments d'un escalier :……...64
III.4.2.-Pré dimensionnement:……...65
III.4.3-Evaluation des charges et surcharges:……66
III.4.4-Détermination des sollicitations:……67
a)-à l'E.L.U.....67
b)-à l'ELS 68
III.4.5-Calcul du ferraillage des escaliers :……69

A./Condition de non fragilité.....69

B./Vérification de l'espacement.....70

C./Vérification de l'effort tranchant.....70

D./Vérification des contraintes à l'E.L.S.....70

E./Vérification de la flèche 71

F./Moment d'inertie de la section homogène I_0 71

III.5.La poutre palière :……..72
III-5-1-Pré dimensionnement :……...72
III-5-2-Charges et surcharges:……73
III-5-3- Calcul des efforts :……73
III-5-4- Ferraillage de la poutre palière :……73
III-5-5- Vérifications :……74
III.6. Escalier de duplex……77
III- 6-1-Pré dimensionnement: ……..77
III.6.2-Evaluation des charges et surcharges: ……78
III.6.3Détermination des sollicitations: ……78
III.6.4-Calcul du ferraillage des escaliers : ……80
III..5 Vérifications:.....81
III.7 : Calcul des consoles ……83
III.6.1. Evaluation des charges.....…83
III.7.2. Calcul des efforts 84
III.7.3. Ferraillage.....84
III.7.4. Recapitulation……86

CAPITRE IV: CALCUL DYNAMIQUE…87
IV.1 Introduction……88
IV.2 Objectifs de l'étude dynamique : ……88
IV.3- Choix du type de contreventement et classification de la structure selon leur configuration ……88
IV.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure: ……88
VI.4.1. Centre de masse :…….....89
IV.4.2-Calcul d'excentricité 91
IV.4.2.1 - calcul centre de Masse :……....92
IV.4.2.2. Centre de torsion : ……92
IV.4.3. Excentricité : ……93
IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) 93
IV.4.3.2. Excentricité accidentelle 94
IV.4.3.3. Effets de la torsion accidentelle.....94
IV.4. Calcul dynamique du bâtiment :……...95
IV.4 .1 Méthode modale spectrale :.....95

VI.4 .1.1 Hypothèses de calcul 95
IV.4.1.2 Analyse de la structure 96
IV.4.1.3 Classification de site 96
IV.4.2. Modélisation mathématique :……96
IV.4.2.1.Modélisation de la structure 96
IV.4.2.2.Description du logiciel « SAP 2000 » ……..96
IV.4.2.3.Modélisation des éléments structuraux 97
IV.4.2.4.Modélisation de la masse 97
IV. 5. Choix de la méthode de calcul :……..97
IV.5.1. Introduction :.....97
IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :…….....98
IV.5.2.1. Principe 98
IV.5.2.2. Le spectre de réponse de calcul 98
a) Coefficient d'accélération A :[RPA : Tab.4.1].....99
b) facteur de correction d'amortissement η.....99
c) coefficient de comportement R 99
- Justification du coefficient de comportement R.....99
d) facteur de qualité Q 100
e) périodes caractéristiques.....101
IV.5.2.3. Résultats de l'analyse dynamique ……..101
IV.5.3. Vérification de comportement 101
IV.5.4. Vérification de participation massique.....103
IV.5.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 103
❖ Calcul de la force sismique totale 103
IV.5.6. Vérification de la stabilité au renversement ……105
❖ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 109
❖ Moment de renversement 109
❖ Moment stabilisant 109
IV.5.7. Vérification des déplacements inter étage……110
❖ vérification du déplacement en tète du bâtiment 111
IV.5.8 .Vérification de cisaillement des éléments..... 111
a) les poutres 112
b) les poteaux 112
IV.5.9.Vérification des sollicitations normales……113
IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……114
Conclusion général :……115

Chapitre V: CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS:….116
V.1. Introduction.....117
V.2.Ferraillage des poutres :……117
V.2.1. Introduction:…….117
V.2.2:Recommandations des règlements:…….……117
a) Poutre porteuse.....118

b) Poutres non porteuses:..... 119
V.2.3. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service:……..…..119
a) Poutres porteuses: (b*h) = (30*45) cm^2.....119
b) Poutres non porteuses: (b*h) = (30*40) cm^2 120
V.2.4. Armatures transversales:……..…..120
V.2.5. Vérification de la flèch…….....121
V.3.Ferraillage des poteaux:……123
V.3.1 Détermination des armatures longitudinales:……124
a).Recommandations des règlements.....124
b. Sollicitations extrêmes de calcul 124
1er cas : Influence du moment 125
2eme cas : Influence de l'effort normal 125
3eme cas : Effort normal minimum.....125
c. Etat limite de stabilité de forme 125
d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance.....125
e. Vérification des contraintes à l'ELS.....128
V.3.2. Calcul des armatures transversales 129

2/les poteaux court……..…….131
V.4/. Ferraillage des voiles:…….……132
V.4.1 Introduction:…….….132
V.4.2 Recommandations pour les voiles……133
V.4.3 Armatures verticales:…….134
V.4.3.a Détermination des armatures a l'ELU de résistance.....134

V.4.3.b les voiles pleins Sens longitudinale:.....135

1/-Sollicitation.....135

2/.ferraillage a l'ACC.....135
3/.vérification a les contrainte l'ELS.....136
4/.Contraintes limites de cisaillement dans les voiles 138

CHAPITRE.VI. CALCUL D'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction ……..139
A/.Importance de l'étude des Fondations :…….139
B/.Reconnaissance du lieu & du sol. ……..139
C/.Choix du Type de fondation: ……140
VI.1.1. Calcul des semelles isolées : ……...141
VI.1.2.Dimensionnement des semelles isolées : ……...141
VI.1.3.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées : ……141
VI.2. Calcul des semelles filantes : ……143
VI.2.1.Semelles filantes sous voile 143
VI.2.1.a. Dimensionnement ……..143
VI.2.1.b. Ferraillage 144

VI.2.1.c. Vérification des longueurs de scellement 145
VI.2.2.Semelles filantes sous poteaux : 145
A/Transversalement 146
B/longitudinalement (La poutre de libage): 147
VI.3. Etude du mur de soutènement: 150
VI.3.1. Evaluation des charges: 150
VI.3.2.. Ferraillage du mur de soutènement : 151
A/Détermination des armatures longitudinales à l'ELU 152
B/ Vérification des contraintes à l'ELS 152
E/ Vérification de la contrainte de cisaillement 152
F/ Vérification de la flèche 152
VI.4. Calcul des longrines :……..152
VI.4.1.Pré dimensionnement :……...152
VI.4.2.Sollicitations : 153
VI.4.3.Le ferraillage : 153

LISTE DES FIGURES:

Figure. I.1.façade principale.....3
Figure. I.2.façade postérieure.....4
Figure. I.3.plan S-Sol.....4
Figure. I.4.plan Etage courant.....5
Figure. I.5.plan Etage courant "Duplex".....5
Figure. I.6.plan Etage terrasse.....6
Figure. I.7 . les dimensions en plan de bâtiment.....6
Figure. I.8 . Déformation d'une éprouvette.....9
Figure. I.9. Diagramme contrainte –déformation du béton.....11
Figure. I.10: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....12

Figure. ll.1 : Schéma du plancher a corps creux.....16
Figure. ll.2 : dimensions de l'hourdis.....16
Figure. II.3: Coupe du plancher à corps creux.....16
Figure. II.4 : Constitution d'un plancher terrasse à corps creux.....17
Figure. II.5 : Constitution d'un plancher courant à dalle pleine.....18
Figure. II.6 : la section réduite d'un poteau.....23
Figure. II.7: Représentation le poteau plus sollicite.....23
Figure. II. 8: Coupe de voile en élévation.....27

Figure. III.1: Acrotère : détails et modélisation pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée.....29
Figure. III.2: Notation pour le calcul du ferraillage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée.....30
Figure. III.3: Ferraillage de l'acrotère.....34
Figure. III.4: Ferraillage de la table de compression.....35
Figure. III.5: schématisation de la poutrelle avant collage pour la clarté du schéma, l'échelle n'est pas respectée 36
Figure. III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....40
Figure. III.7: Diagramme des moments à l'ELU.....40
Figure. III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....40
Figure. III.9 : Diagramme des moments à l'ELS.....41
Figure. III.10: Ferraillage de poutrelle.....45
Figure. III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....46

Figure. III.12 : Diagramme des moments à l'ELU.....47
Figure. III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....47
Figure. III.14 : Diagramme des moments à l'ELS.....47
Figure. III.15: Ferraillage de poutrelle.....51
Figure. III.16: schéma statique de la dalle pleine 1.....53
Figure. III.17 schéma statique de la dalle pleine 2.....56
Figure. III.18: Schéma simplifié des chainage.....60
Figure. III.19: Ferraillage de la poutre de chainage.....64
Figure. III.20: Représentation d'un escalier.....65
Figure. III.21: schéma statique de l'escalier 65
Figure. III.22: Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U.....68
Figure. III.23: Schéma statique de la console.....69
Figure. III.24: Schéma simplifié de la poutre palière.....72
Figure. III.25 Ferraillage de la poutre palière.....76
Figure. III.26: Schéma statique de l'escalier.....77
Figure. III.27: Schéma statique de la console.....83
Figure. III.28: la flèche d'une console sous une charge répartie.....85
Figure. III.29: ferraillages des consoles.....86

Figure. IV.1.bloc en 3D.....89
Figure. IV.2. disposition des voiles en 3D 90
Figure. IV.3. Inerties des voiles.....91
Figure. IV.4. Inerties des voiles et des poteaux.....94
Figure. IV.5. Spectre de réponse X.....98
Figure. IV.6. Spectre de réponse Y.....98
Figure. IV.7. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X).....102
Figure. IV.8. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y).....102
Figure. IV.9.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).....102
Figure. IV.10. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....106
Figure. IV.11. Distribution des forces sismiques.....107
Figure. IV.12. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....108
Figure. IV.13. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....108

Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres.....120
Figure. V.2. Ferraillages des poutres porteuses d'étage terrasse 122

Figure. V.3. Ferraillages des poutres porteuses d'étage courant.....122

Figure. V.4. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages terrasse.....123

Figure. V.5. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages courant.....123

Figure. V.6.définition de la zone nodale dans les poteaux.....124

Figure. V.7. ferraillage des poteaux.....130

Figure. V.8. Disposition Des voiles.....132

Figure. V.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....134

Figure. V.10. Disposition des armatures verticales dans le voile 1 (L=2.0m).....137

Figure. V.11. Disposition des armatures verticales dans le voile 1 (L=2.95m).....137

Figure. VI.1. Représentation initiale des semelles.....140

Figure. VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.....141

Figure. VI.3 : représentation la disposition des semelles filantes.....143

Figure. VI.4. Schéma d'une semelle filante sous voile.....143

Figure. VI.5 : Schémas d'une semelle filante sous poteaux.....146

Figure. VI.6 : ferraillage de la poutre de libage.....149

Figure. VI.7. ferraillage de la semelle filante Sf_1.....149

Figure. VI.8. le chargement qui vient au mur de soutènement.....150

Figure. VI.9. représentation de mus de soutènement.....151

Figure. VI.10. ferraillage de longrine.....153

LISTE DES TABLEAUX:

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....10

Tableau II.1 : Charges permanentes d'un plancher terrasse.....17
Tableau II.2 : Charges permanentes d'un plancher courant (corps creux).....18
Tableau II.3 : Charges permanentes d'un mur intérieur simple.....19
Tableau II.4 : Charges permanentes d'un mur extérieur double cloison.....19
Tableau II.5: Dimensions des poutres.....21
Tableau II.6: Dégression des surcharges.....25
Tableau II.7 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu» de chaque niveau.....25
Tableau II. 8: Détermination de l'effort normal ultime admissible de chaque niveau.....26
Tableau II. 9: détermination les sections des voiles.....27

Tableau III.1 : les charges.....30
Tableau III.2: les efforts.....30
Tableau III.3: les données.....30
Tableau III.4: action de calcul les poutrelles après coulage.....39
Tableau III.5 : Détermination des moments et Effort tranchant pour poutrelle à trois travées.....39
Tableau III.6: action de calcul les poutrelles après coulage.....45
Tableau III.7 : Détermination des moments et Effort tranchant pour poutrelle à trois travées.....45
Tableau III.8 : charges de la dalle pleine.....53
Tableau III.9 : ferraillage de la dalle pleine.....56
Tableau III.10 : charges de la dalle pleine.....57
Tableau III.11 : ferraillage de la dalle pleine.....60
Tableau III.12 : les efforts des chainage à l'ELU et ELS.....61
Tableau III.13 : ferraillage de chainage.....61
Tableau III.14: Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier 66
Tableau III.15 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....66
Tableau III.16: Combinaison des charges de l'escalier extérieure.....66
Tableau III.17: les données.....69
Tableau III.18: Calcul des sections d'acier de l'escalier.....69
Tableau III.19: Vérification de la flèche de l'escalier.....72
Tableau III.20: les efforts de la poutre palière à l'ELU et ELS.....73
Tableau III.21 : ferraillage de la poutre palière.....73
Tableau III.22 : Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier 78

Tableau III.23 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.....78
Tableau III.24 : Combinaison des charges de l'escalier extérieure. 78
Tableau III.25: les données.....80
Tableau III.26: Calcul des sections d'acier de l'escalier.....80
Tableau III.27: Vérification à l'ELS.....80
Tableau III.28: Vérification de la flèche de l'escalier.....83
Tableau III.29: Calcul des sections d'acier de la console 84
Tableau III.30: Vérification à l'E.L.S.....85

Tableau IV.1 : Le comportement des trois premiers modes.....90
Tableau IV.2: Calcul du centre de Masse.....92
Tableau IV.3: Calcul du centre de torsion.....93
Tableau IV.4: Calcul de l'excentricité théorique.....94
Tableau IV.5: Calcul de l'excentricité accidentelle.....94
Tableau IV.6: Calcul de l'excentricité totale.....95
Tableau IV.7: Les valeurs en pourcentages.....99
Tableau IV.8: Les valeurs en pourcentages. 100
Tableau IV.9: détermination du facteur de qualité Q. 100
Tableau IV.10: Le comportement des trois premiers modes.....101
Tableau IV.11: Coefficient de participation massique.....103
Tableau IV.12: Calcul de la force sismique (M.S.E).....105
Tableau IV.13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul initial.....105
Tableau IV.14: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul final.....105
Tableau IV.15: Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux direction X,Y.....107
Tableau IV.16: calcul du moment de renversement.....109
Tableau IV.17 : calcul du moment stabilisant. 109
Tableau IV.18: Vérification de stabilisation. 109
Tableau IV.19 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....110
Tableau IV.20: Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....111
Tableau. IV.21 : Vérification de cisaillement des poutres.....112
Tableau. IV.22:Vérification de cisaillement des poteaux sens X.....112
Tableau. IV.23:Vérification de cisaillement des poteaux sens X.....113
Tableau. IV.24.Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.....113
Tableau IV.25:Vérification des sollicitations normales réduit dans les poteaux carrée.....114
Tableau IV.26 : Vérification l'effet P-Δ sens X.....115
Tableau IV.27 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.....115

Tableau V.1: les données de calcul.....117
Tableau V.2 : Le ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis.....118
Tableau V.3 : Le ferraillage des poutres non porteuses en travée et aux appuis.....119
Tableau V.4 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service.....119
Tableau V.5 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service.....120
Tableau V.6 : calcul des armatures transversales et leur espacement.....121
Tableau V.7 : ferraillage des poteaux.....127
Tableau V.8 : Vérification des contraintes à l'état limite de service 128
Tableau V.9 : les armatures transversales et leurs espacements.....130
Tableau V.10 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....130
Tableau V.11 : les armatures transversales et leurs espacements.....131
Tableau V.12 : les armatures transversales dans les poteau courts.....131
Tableau V-13: Les donnée calcul.....134
Tableau V.14: les efforts verticale dans les voiles.....135
Tableau V.15: Ferraillage verticale dans les voiles.....135
Tableau V.16 : vérification a l'ELS dans les voiles.....136
Tableau V.17 :vérification des Contraintes limites de cisaillement dans les voiles.....137

Tableau VI.1: Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles isolées 141
Tableau VI.2 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant l'axe –X.....142
Tableau VI.3 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant l'axe –Y.....142
Tableau VI.4 : dimensionnement et vérification des semelles filantes sous voiles 143
Tableau VI.5 : ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU :.....143
Tableau VI.6: ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS 145
Tableau VI.7 : le ferraillage final des filantes sous voiles.....145
Tableau VI.8 : Vérification de la stabilité de semelle au renversement.....145
Tableau VI.9 : dimensionnement et vérification de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELS.....146
Tableau VI.10 : ferraillage de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELS 147
Tableau VI.11 : ferraillage de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELU 147
Tableau VI.12 : vérification la stabilité de semelle filante au renversement 147
Tableau VI.13 : Ferraillage de la poutre e libage à l'ELU 148
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS 148
Tableau VI.15 : calcul des armatures transversales de la poutre de libage.....148
Tableau VI.16. calcul des armatures du mur de soutènement à l'ELU.....152
Tableau VI.17 .vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.....152

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
At : Section d'acier transversale.
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.
Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mo : moment isostatique.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
Nser : Effort normal à l'E.L.S.
Nu : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
Tw : Effort tranchant à gauche.
Te : Effort tranchant à droite.
Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.
F : effort de traction.
Ra : réaction à gauche.
Rb: réaction à droite.
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.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
ep : épaisseur.
a : épaisseur du voile.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement d'armature transversale.
Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
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 :

C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : rez-de-chaussée.
SF : semelle filante.

Introduction Générale :

Bâtir est un acte de l'élévation sur le sol à l'aide d'un assemblage de certains matériaux, Plusieurs domaines interviennent dans la construction, tel que :

- L'architecture
- Le génie électrique
- Le génie mécanique

Sans oublier le génie civil ce dernier est une science essentiel qui est pour but d'étudier et faire les calcules nécessaires pour construire,

La réalisation des projets passe par plusieurs étapes .l'étape la plus importante est l'étude technique de la structure cette dernière consiste à mettre les connaissances acquise durant le cycle de notre formation,

Donc à quoi s'agit il cette étude ? Quelles sont ses étapes ? Pour quoi la faire ?
Pour cela. Notre projet consiste à étudier un ouvrage de R+5+1 SOUS SOL, dont le système est contreventé par des voiles et des portiques,

Une descente des charges et un pré-dimensionnement des principaux éléments de la structure, suivis par une étude sismique et dynamique, avec les calcules et les vérifications nécessaires pour le ferraillage des éléments de la structures et les fondations, et une représentation des différents diagrammes et figures pour que cette étude technique soit claire à comprendre.

Tous cela nous permettent de trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Chapitre I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments de bâtiment en béton armé contreventé par des voiles, à usage commercial et habitation.

I.2 Situation :

l'ouvrage étudié est implanté à la wilaya de Boumerdes, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

I.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Notre ouvrage est un bâtiment de R+5+ SOUS SOL, de forme irrégulière en plan, il comporte :

- un parking au niveau du sous sol.
- des locaux au niveau de Rez-de-chaussée,
- 5 étages à usage d'habitation,

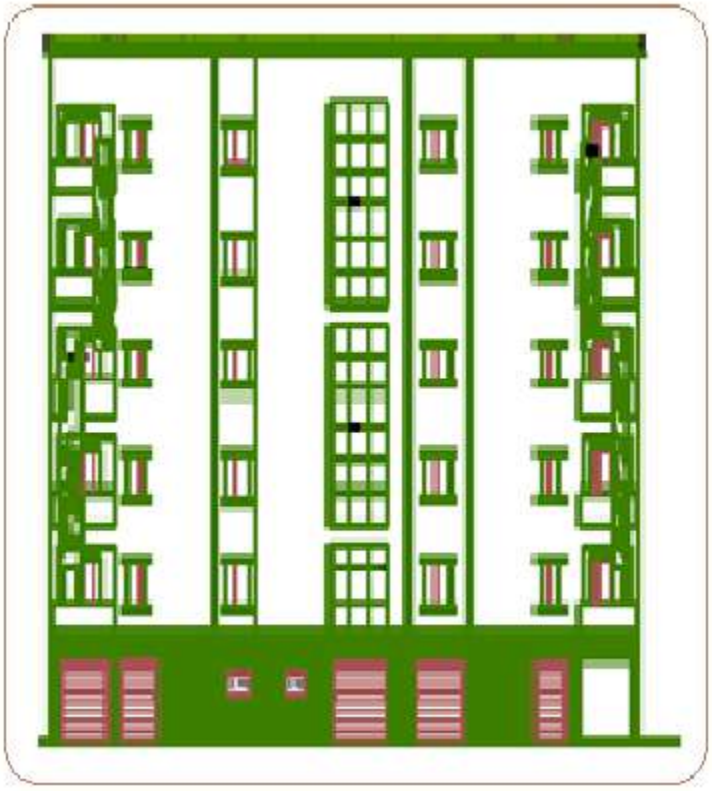


Figure. I.1.façade principale



Figure. I.2.façade postérieure.

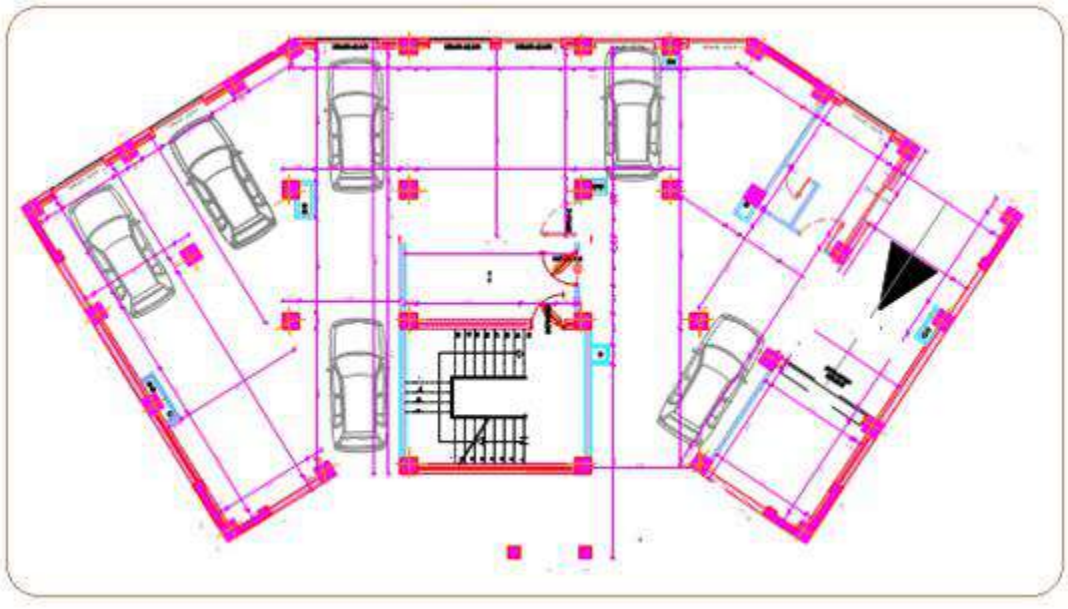


Figure. I.3.plan S-Sol

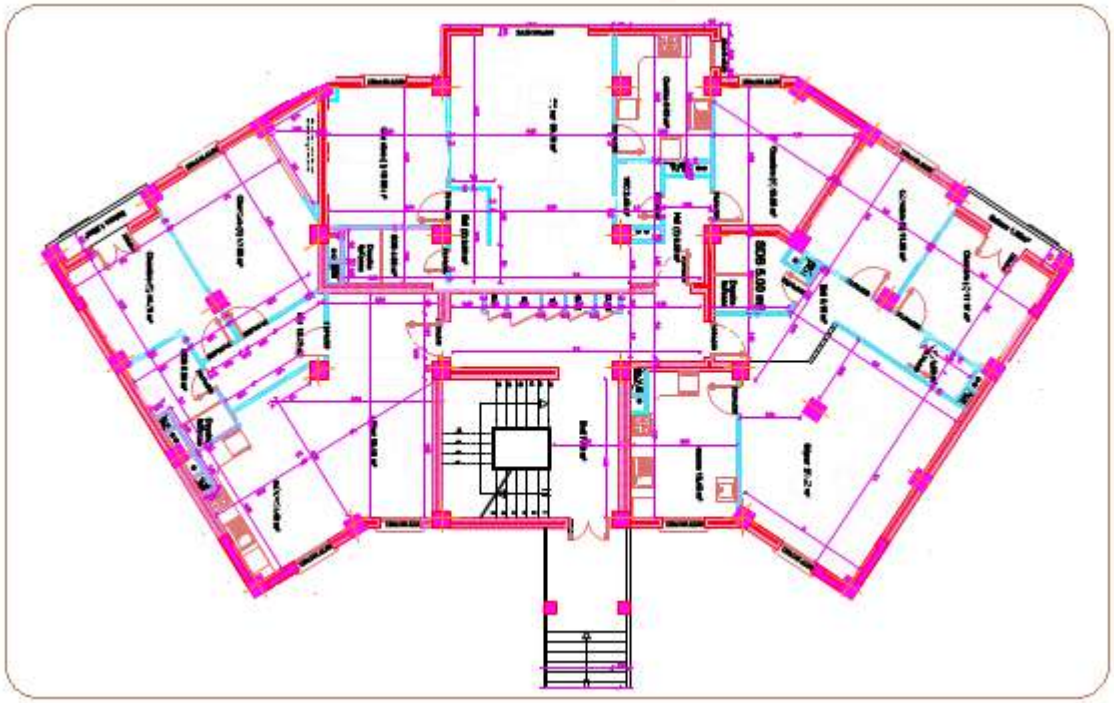


Figure. I.4.plan Etage courant .

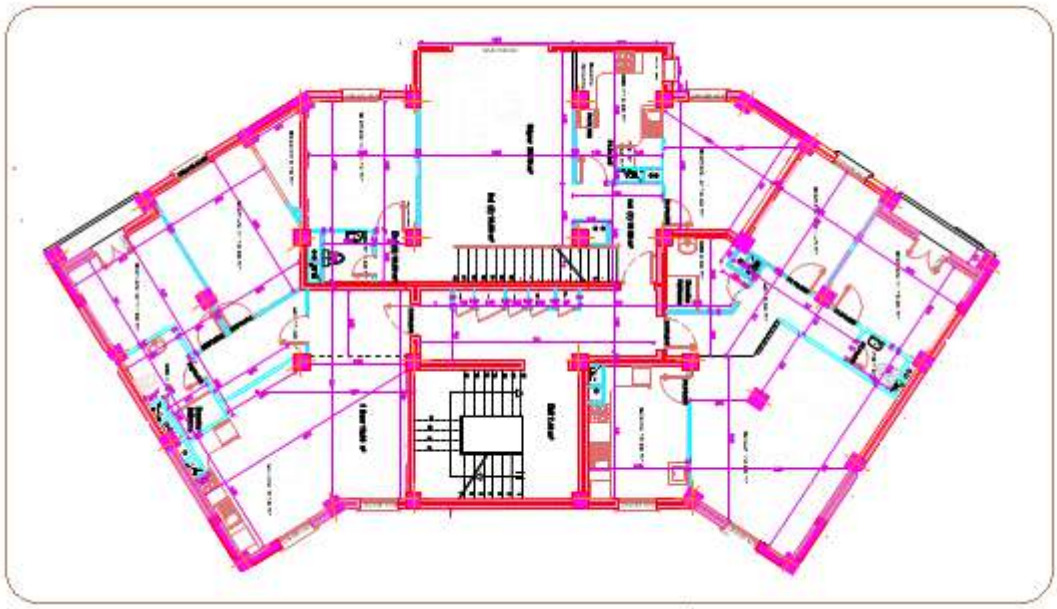


Figure. I.5.plan Etage courant "Duplex"

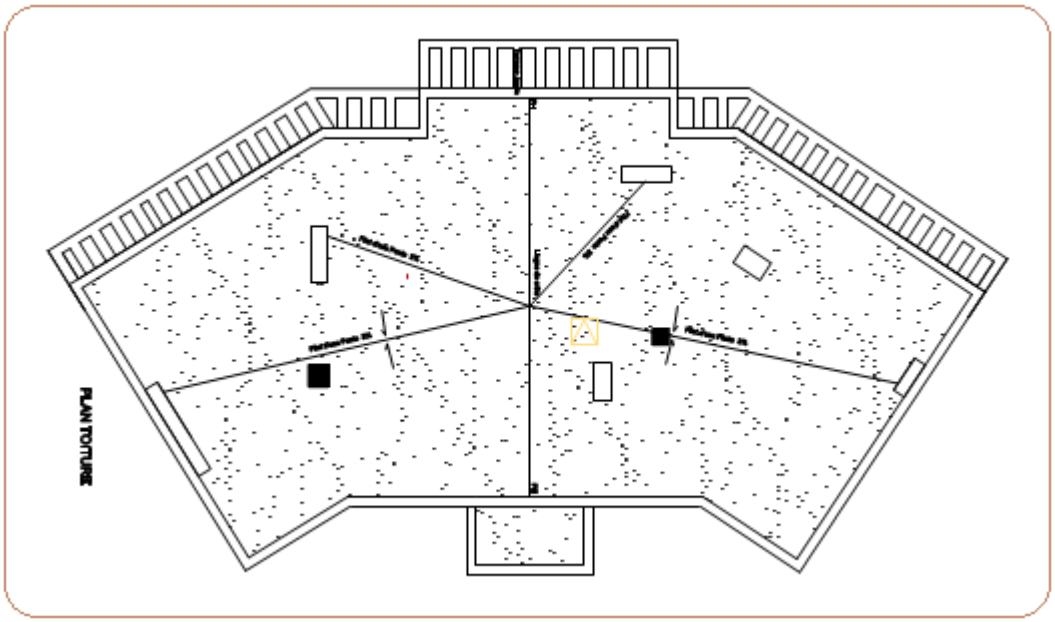


Figure. I.6.plan Etage terrasse.

I.3 .1.Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc est de 22.1 (sans l'acrotère),
- Hauteur de sous-sol 2.38 m,
- Hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.57 m,
- Hauteur de l'étage courant est de 3.23m.

I.3 .2.Dimensions en plan :

- Longueur totale : L= 14.66 m
- Largeur total : b = 29.52m

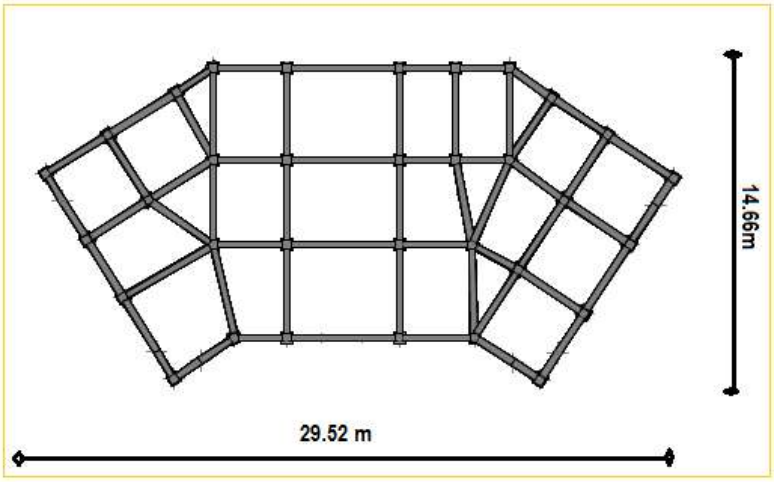


Figure. I.7 . les dimensions en plan de bâtiment.

I.3 .3.Données du site :

- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.4 .Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.4 .1 . Système de contreventement :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto-stables (poteaux-poutres) et comme sa hauteur totale du sous-sol au soumet de l'acrotère est 22.1 m dépasse largement les 08 m, l'introduction des voiles de contreventement est indispensable selon le RPA.

Afin de répondre à ce critère réglementaire, nous avons opté pour un système de contreventement composé de voiles et de portiques.

I.4 .2 . Planchers :

Ouvrage de charpente, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction.

On a deux types de plancher dans notre bâtiment :

- Le plancher à corps-creux en collaboration avec des poutrelles préfabriquées ;
- Le plancher à dalle pleine.

I.4 .3 . Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) :

Pour cela on utilise des briques de 10 cm d'épaisseur.

I.4 .4 . -Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers, Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau, enduit de plâtre pour les plafonds, mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures. .

I.4 .5 Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), leur rôle indispensable est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I. 5. 1. Le béton :

On sait que le béton est le matériau obtenu en solidarisant, par une pate liante de ciment, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sable, et d'un ou plusieurs graviers. Comme le liant a des propriétés hydrauliques, ce béton aussi appelé béton hydraulique.

I. 5. 2 Caractéristiques du béton :

- Bonne résistance à la compression,
- Bonne résistance aux actions climatiques,
- Faible résistance à la traction,
- Facile à le fabriquer et à le mettre en ouvre sur chantier.

I. 5. 3.Ciment :

Le ciment est une poudre minérale qui mélangée avec l'eau fait prise et durcit dans l'air ou dans l'eau pour former une roche artificielle stable.

Le choix de dosage et la classe du ciment doivent être choisi en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire,

I. 5. 4 .Granulats :

On définit les granulats comme l'ensemble des grains inertes compris entre 0 et 40 mm (sable, gravier, cailloux) dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou prévenant de recyclage. On distingue les granulats roulés extrait de balaustier ou de rivière, et les granulats concassés, obtenus à partir des roches exploitées en carrières.

I. 5. 5.L'eau :

L'eau de gâchage ne doit pas contenir des matières organiques, des produits chimiques. L'eau potable convient à la fabrication du béton. Toute eau douteuse doit subir une analyse chimique.

I.6.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. 6. 1.Résistance caractéristiques à la compression :

Dans le cas courant, le béton est définit au point de vue mécaniques par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours, cette résistance est mesurée sur des cylindres droit de révolution de 200 cm² de section (Ø =16mm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H=32cm)

Pour des béton d'un âge « j » inférieur a 28 j, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes : [2] [A.2.1.1.1]

F cj = $\frac{j}{4.76+0.83j} * fc_{28}$ pour fc_{28} < 40 MPa

F cj = $\frac{j}{1.4+0.95j} * fc_{28}$ pour fc_{28} > 40 MPa

Pour l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à 1.10 fc_{28} à condition que ne soit pas traité thermiquement.

I.6.2.Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation : [2] [A.2.1.1.2]

$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ}$ avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en *Mpa*

I. 6. 3. Coefficient de POISSON (ν) : [2] [A.2.1.3]

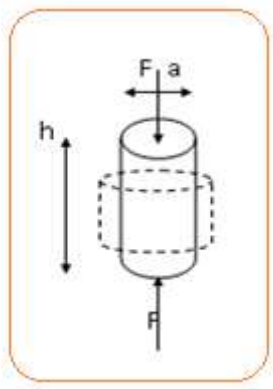


Figure. I.8 . Déformation d'une éprouvette

$$\nu = \frac{allongement \quad dans \ le \ sens \ transversale}{raccourcissement \quad longitudinal} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

ν = 0,2 pour le calcul des déformations (ELS);

ν = 0 pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.6.4. Module de déformation longitudinale: [2] [A.2.1.2.1]

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:

$$E_{iJ}(Mpa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

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 :

$$E_{VJ}[Mpa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa \qquad [2] [A.2.1.2.2]$$

I.7. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse chacune et son propre utilité.

I.7.1.Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (Mpa)
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I. 7. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[$E_s = 2.10^5 Mpa$]. [2][A.2.2.1.]

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.8 .Principe de calcul de CBA93

Il existe deux états limites :

1) Etat limite ultime (E.L.U) :
- Equilibre statique
- La stabilité de forme

2) Etat limite de service (E.L.S) :
- Les contraintes acier-béton
- L'ouverture des fissures
- Les déformations

I.8 .1.E.L.U de résistance :

I.8.1.1. Contrainte du béton en compression :

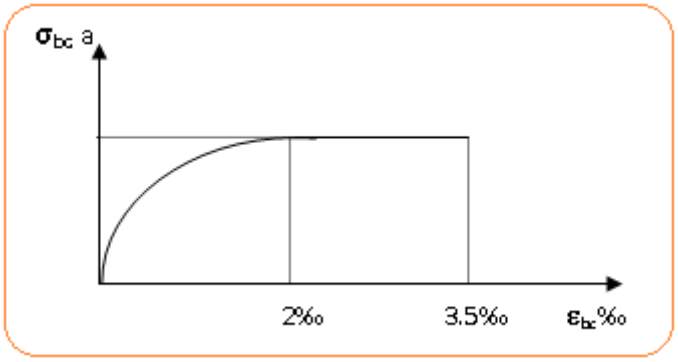


Figure. I.9. Diagramme contrainte –déformation du béton [2]

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [2]\ [A.4.3.4.1]$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

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

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

θ =1 lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

θ =0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ =0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.8.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par : [2] [A.5.1.2.1.1]

- 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.8.1.3.Contrainte limite de l'acier:

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

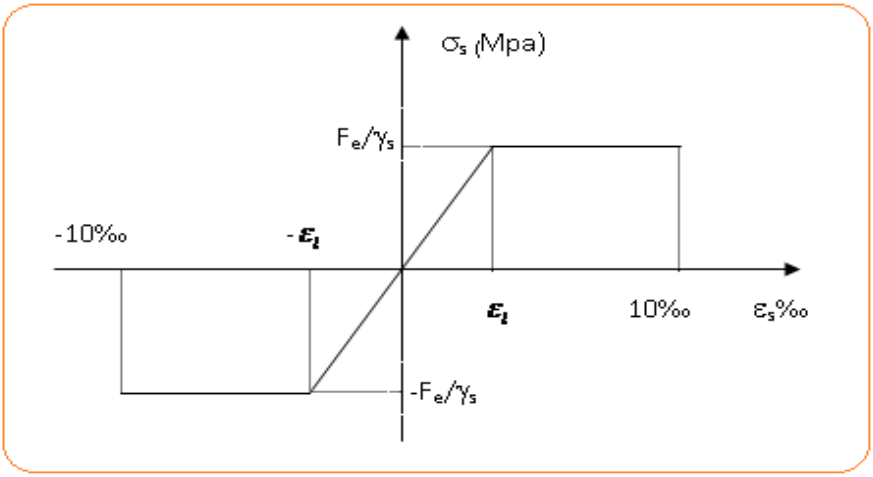


Figure. I.10: Diagramme contrainte-déformation de l'acier [2]

Avec :

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

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

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

ε_s = Fe/ $\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I .8.2. E.L.S :

I .8.2.1. La contrainte limite du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 f_{cj} [2] [A.2.1.1.4]

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I .8.2.2 La contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [2] [A.4.5.3.13
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [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 :

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

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$

$f_{t28} = 2.1Mpa$

$E_{i28} = 32164.2Mpa$

$E_{v28} = 10819Mpa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2Mpa & : situation\ durable \\ 18.48Mpa & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa: fissuration peu préjudiciable} \\ 2.5\text{Mpa: fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

$FeE400$, $fe = 400Mpa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE400$, $fe = 400Mpa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202Mpa$: Fissuration préjudiciable pour les HA

Chapitre II:

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANT

II.1. INTRODUCTION :

Le but de pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts, ces dimensions sont choisies selon les recommandations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, a savoir :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLACHERS :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérises par un faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils sont pour fonction :

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

II.2.1.Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur des planchers se calcule à l'aide de la formule suivante :

L/25≤ht≤L/20

L : la longueur max de la porté plus logue des poutrelles

L= 450 cm d'où alors 18 cm $\leq h_t \leq$ 22.5 cm on adopte h_t=25cm

Telle que : ht = (d + e)

d = 20 cm (hauteur de corps creux),

e = 5cm (hauteur de la dalle de compression),

Donc (h_t = 20 + 5) cm.

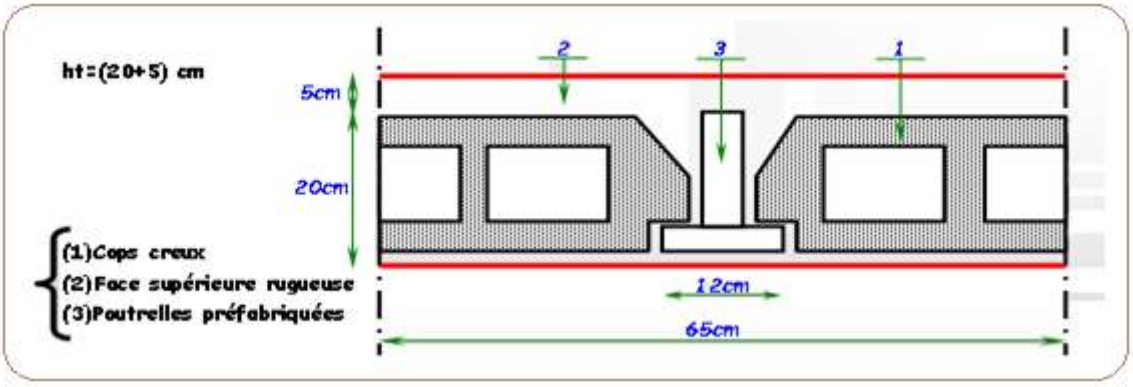


Figure. ll.1 : Schéma du plancher a corps creux

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

h min $\geq$ 20, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

Dimensions de l'hourdis :

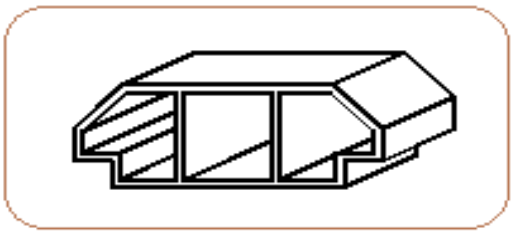


Figure. ll.2 : dimensions de l'hourdis

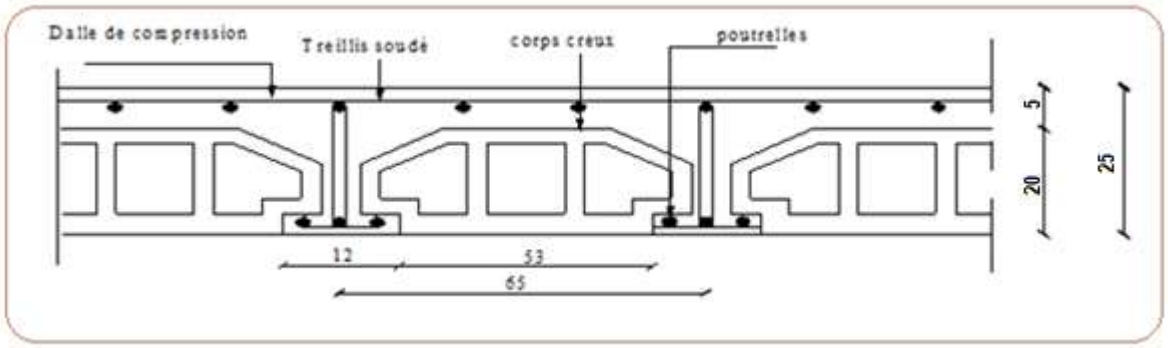


Figure. II.3: Coupe du plancher à corps creux

II. 3. Evaluation des charges et surcharges

II. 3. 1.Plancher Terrasse :

- **Charge permanente : [**3][VI. Annexes. A]

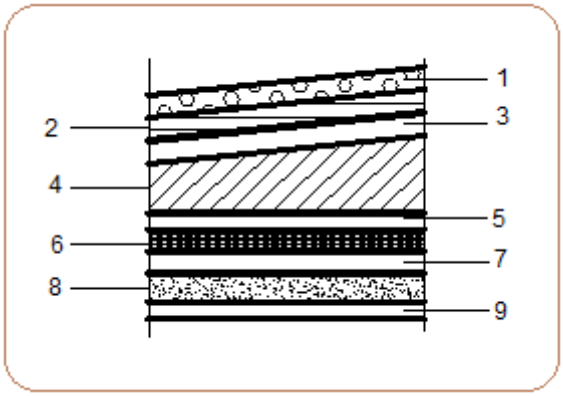


Figure. II.4 : Constitution d'un plancher terrasse à corps creux

Tableau II.1 : Charges permanentes d'un plancher terrasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	20	0.8
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Forme polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	3.45
Charge permanente G				6.85

$G_{terrasse}$ =6.85 KN/m

- **Surcharges d'exploitation** : [3][7.2.1]

$Q_{terrasse}$ = 1 KN/m² .

II. 3. 2. Plancher courant (corps creux) :

- **Charge permanente** : [3][VI. Annexes. A]

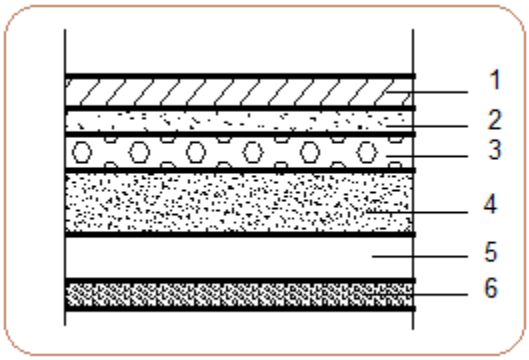


Figure. II.5 : Constitution d'un plancher courant à dalle pleine

Tableau II.2 : Charges permanentes d'un plancher courant (corps creux).

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	17	0.54
4	Plancher à corps creux	(20+5) cm	-	3.45
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison simple	0.10	-	1.62
Charge permanente				6.65

G PLANCHER =6.65 KN/m

Surcharge d'exploitation : [3][7.2.1]

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5kN/m²,**

Le plancher de sous-sol à usage commerciale **Q = 2.5kN/m².**

II. 3. 3. La maçonnerie :

- **Murs intérieurs (simple) :[**3][VI. Annexes. A]

  Charge permanente :[3][VI. Annexes. B]

Tableau II.3 : Charges permanentes d'un mur intérieur simple

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Enduit de ciment	0.02	18	036
Total				1.62

- **Murs extérieur (double cloison) :**

  Charge permanente :[3][VI. Annexes. B]

Tableau II.4 : Charges permanentes d'un mur extérieur double cloison.

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.01	09	0.9
4	Lame d'aire	0.10	-	
5	Enduit en plâtre	0.10	09	0.9
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				2.72

II.4. Pré dimensionnement de Dalle pleine :

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

II.4.1.Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : [(Lx/45) ≤ ép. ≤ (L x /40),
- dalle reposant sur deux appuis : (Lx / 35) ≤ ép ≤ (Lx / 30),

Où : ép : épaisseur de la dalle. Lx: la plus grande portée mesurée entre nu.

Notre dalle pleine repose sur 3 appuis :

Lx = 423cm 8.46cm ≤ ép ≤10.58

II.4.2.Sécurité contre l'incendie :

ép = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ép = 11cm: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

II.4.3.condition d'isolation acoustique :

ép ≥ 15 cm.

II.4.4.Conclusion:

Pour la dalle plaine on adoptera : ép =15cm

II. 5. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elle transmettant les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$ et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [7.5.1]

- h≥30cm
- b≥30cm
- h/b ≤ 4

II. 5. 1.Les poutres principales :

L max = 530 cm ⟶ 35.33 cm ≤ h ≤ 53 cm on adopte h=45cm

1 0.59cm ≤ b ≤ 37.1cm on adopte b=30cm

Vérification selon le RPA 99 version 2003 : [7.5.1]

- b=30 ≥ 20cm…….. (Cv)
- h=45>30cm……. (Cv)
- h/b=1.5≤4…… (Cv)

Donc

- ✓ Poutre porteuse…….. (b× h)= (30×45) cm²

II. 5. 2. Les poutres secondaires :

L max=4.94cm ⟶ 32.93cm ≤h ≤ 49.4cm on adopte h=40cm

9.78cm ≤ b ≤ 34.58cm on adopte b=30cm

II. 5. 2. 1 Vérification selon le RPA 99V2003 : [7.5.1]

- b=30 ≥20 cm…..…… (Cv)
- h=40≥30cm……. (Cv)
- h/b=1.33≤4…….. (Cv)

Donc

✓ Poutre secondaire…….. (b× h)= (30×40) cm.

Tableau II.5: Dimensions des poutres

	La portée (m)	Dimension(cm)
Poutres Principales	5.30	30*45
Poutres Secondaires	4.94	30*40

II. 6. Pré dimensionnement des poteaux :

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

Pour le Pré dimensionnement 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'exploitation; donc le poteau sera redimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II. 6. 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.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Selon les conditions de RPA.99 version 2003 : [7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- Min (b1, h1) ≥30cm
- Min (b1, h1) ≥ he/20
- 1/4 ≤ b1/h1 ≤4

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées [2] [B.8.1.1].

✓ Vérifier :

$$N_{ultime} \le \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right] \qquad [2][B.8.4.1]$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q. [2][B.8.2.1.1]

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

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

l_f : Longueur de flambement. [2][B.8.3.3.1]

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

I : Moment d'inertie d'une section carré par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b=1,50)……..situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s=1,15)…….situation durable.

* fe : Limite élastique de l'acier (fe=400MPa).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}=25MPa).

* A : Section d'acier comprimée.

A= B/1000

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

(Br=(a-0,02) (b-0,02)) [cm^2].

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

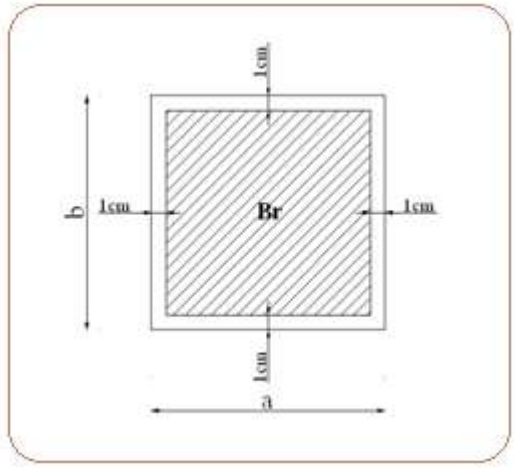


Figure. II.6 : la section réduite d'un poteau

II. 6. 2. Les poteaux carrés :

II. 6. 2.1.Détermination des charges permanentes :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprise par un poteau le plus sollicité, on adopte :

Des poteaux de section (35× 35) cm² pour les niveaux 5,4 et 3,

Des poteaux de section (40x40) cm² pour les niveaux 2,1,RDC, sous sol,

a) Surface des planchers supportés par le poteau :

Sp= (2.5+1.6) × (1.85+2.03)=15.91 m²

b) La surface complète du plancher

S= (2.65+1.75) × (2+2.18)=18.39 m²

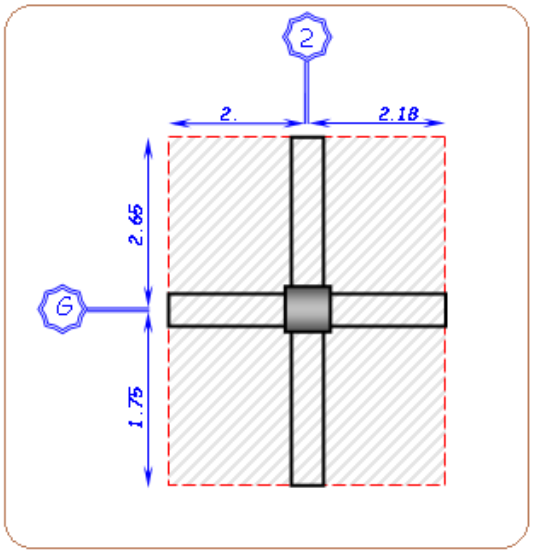


Figure. II.7: Représentation le poteau plus sollicite

Niveau 5 :

- Plancher terrasse …….7.05×15.91=112.17 KN
- Poutre principale……0.30×0.45×25×4.44=14.85KN
- Poutre secondaire ……0.3×0.40×25×3.88=11.64 KN
- Poteau……0.35×0.35×25×2.78=8.51 KN

G5=147.17kN

Niveau 4,3 :

- Plancher courant …….6.65×6.26+6.95x9.7=109.04 KN
- Poutre principale……0.30×0.45×25×4.44=14.85 KN
- Poutre secondaire ……0.3×0.40×25×3.88=11.64 KN
- Poteau……0.35×0.35×25×2.78=8.51 KN

G4,3= 144.04 kN

Niveau 2,1

- Plancher courant …….6.65×6.26+6.95x9.7=109.04 KN
- Poutre principale……0.30×0.45×25×4.44=14.85 KN
- Poutre secondaire ……0.3×0.40×25×3.88=11.64 KN
- Poteau……0.40×0.40×25×2.78=11.12 KN

G 2,1= 146.65 kN

Niveau RDC

- Plancher courant …….6.65×6.26+6.95x9.7=109.04 KN
- Poutre principale……0.30×0.45×25×4.44=14.85 KN
- Poutre secondaire ……0.3×0.40×25×3.88=11.64 KN
- Poteau……0.40×0.40×25×3.12=12.84 KN

G RDC= 148.37 kN

Niveau sous-sol :

- Plancher courant …….6.65×6.26+6.95x9.7=109.04KN
- Poutre principale……0.30×0.45×25×4.44=14.85 KN
- Poutre secondaire ……0.3×0.40×25×3.88=11.64 KN
- Poteau……0.40×0.40×25×1.93=7.72 KN

G sous-sol= 143.25 kN

II. 6.2.2. Surcharge d'exploitation (loi de dégression des charges) :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. [3] [6.3]

Q : Charge d'exploitation.

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

Avec : n: Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 , Q_2 ,……,Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.6: Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m²)	∑ surcharge (kN)
Niv 5	Q_0	$\sum_0=Q_0$	1	18.39
Niv 4	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2,5	45.97
Niv 3	Q_2	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,375	62.07
Niv 2	Q_3	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	94.71
Niv 1	Q_4	$\sum_3=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	112.18
RDC	Q_5	$\sum_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	128.73
Sous-sol	Q_6	$\sum_3=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	8.5	156.32

II. 6. 2.3.Effort normal de résistance

$N_u = 1.35\ G_{u\ calculé} + 1.5\ Q_{u\ calculé}$,

Tableau II.7 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu» de chaque niveau

Niveau	G (KN)		Q (KN)		N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)
	G (du niv)	$G_{cumulé}$	Q (du niv)	$Q_{cumulé}$		
5	147.17	147.17	18.39	18.39	226.26	248.89
4	144.04	291.21	45.97	64.36	462.09	508.30
3	144.04	435.25	62.07	126.43	680.69	748.76
2	146.65	581.90	94.71	221.14	927.63	1020.39
1	146.65	728.55	112.18	333.32	1151.81	1266.99
RDC	148.37	876.92	128.73	462.05	1376.94	1514.63
Sous-sol	143.25	1020.17	156.32	618.37	1611.71	1772.88

Il faut que Nu ≤ Nu telle que Nu =1.1 Nu

Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime admissible de chaque niveau

Niv	Section carrée (cm^2)	$A = \frac{B}{1000}$ (cm^2)	L_f (m)	λ	α	B_r (cm^2)	N_u (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$N_u < \overline{N}_u$
5	35*35	0.1225	198.1	22.859	0.783	784	**248.89**	**1618.178**	CV
4	35*35	0.1225	198.1	22.859	0.783	784	**508.30**	**1618.178**	CV
3	35*35	0.1225	198.1	22.859	0.783	784	**748.76**	**1618.178**	CV
2	40*40	0.16	198.1	22.859	0.783	784	**1020.39**	**2183.592**	CV
1	40*40	0.16	198.1	22.859	0.783	784	**1266.99**	**2183.592**	CV
RDC	40*40	0.16	2.81.4	32.494	0.725	1089	**1514.63**	**2155.470**	CV
Sous-sol	40*40	0.16	247.8	28.718	0.749	1444	**1772.88**	**2244.083**	CV

II.6.2.4) Vérification vis-à-vis du RPA Version 2003 :

Pour la zoneIII, on a :

a) Niveau 5,4,3 :

- Min (b1, h1) = 35 ≥30……cv
- Min (b1, h1) = 35 ≥ he /20……..cv
- 1/4 ≤b1/h1 =1 ≤ 4……..cv

B) Niveau 2,1,RDC et sous sol :

- Min (b1, h1) = 40 ≥30……cv
- Min (b1, h1) = 40 ≥ he /20……..cv
- 1/4 ≤b1/h1 =1 ≤ 4……cv

Alors les trois conditions satisfaire.

Conclusion :

On adopte une section de poteau (35×35) cm^2 pour les étages courants 3, 4 et 5,

On adopte une section de poteau (40×40) cm^2 pour niveau sous sol, RDC, 1, et 2.

II.7.LES VOILES :

Les voiles sont des éléments réalisé en béton armé, ils auront le rôle de contreventement du bâtiment et éventuellement supporter les charges verticales.

Les voiles sont considérés comme voiles de contreventement s'ils vérifient la condition du RPA99 Version2003:**L ≥ 4e. [7.7.1]**

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e"et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquent les figures suivantes :

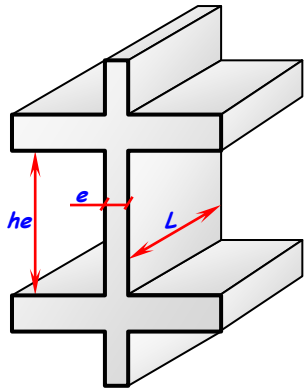


Figure. II. 8: Coupe de voile en élévation.

Pour notre structure:

e ≥ Max [he/22 ; 15 cm]

h_e=3.23-0.4=2.83m $\Rightarrow \frac{h_e}{22} = 12.86$ cm …….pour les étages courants,

h_e=375-0.40=3.17m $\Rightarrow \frac{h_e}{22} = 14.41$ cm …….pour le RDC,

h_e=2.38-0.40=1.98m $\Rightarrow \frac{h_e}{22} = 9$ cm ……..pour Le sous-sol,

Alors :

Tableau II. 9: détermination les sections des voiles.

Etage	Sous-sol	RDC	Etages courants
L'épaisseur (cm)	18	18	18

Chapitre III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants:

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les dalles pleines.

III.1. Calcul de l'acrotère:

III.1.1. Introduction.

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une surcharge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

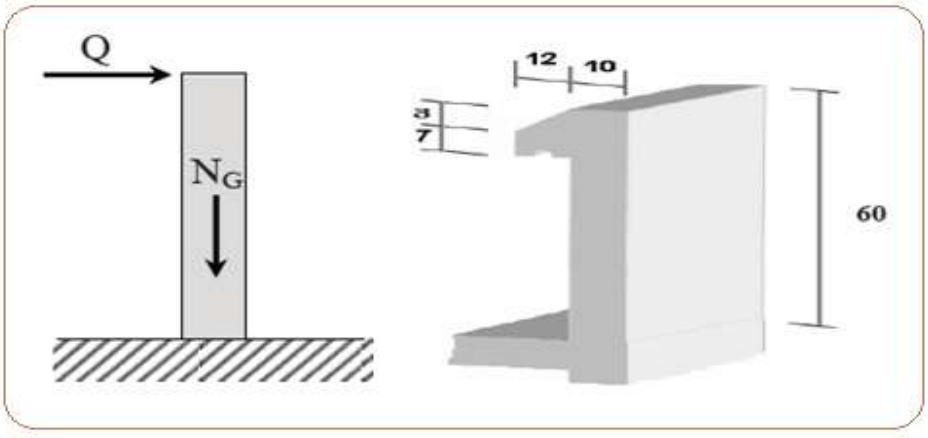


Figure. III.1: Acrotère : détails et modélisation
pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

III.1.2.Charge permanentes et exploitation :

Tableau III.1 : les charges de l'acrotère

Charge permanente G (KN/ml)	1.712
Charge d'exploitation Q (KN/ml)	1

Tableau III.2: les efforts de l'acrotère

	ELU	**ELS**
Effort normal : Nu (KN)	1.35*G=2.311	G=1.712
Effort tranchant : Tu (KN)	1.5*Q =1.5	Q=1
Moment d'encastrement : Mu(KN.m)	1.5*Q*h=0.9	Q*h=0.6

III.1.3. Calcul de ferraillage :

le calcul du ferraillage se fera en flexion composé et en situation durable.

Tableau III.3: les données

	Données		
Fc28	25MPa	h	10 cm
Ft28	2.1MPa	d	7.5 cm
Fe	400MPa	c	2.5 cm
σb adm	14.2MPa	c'	2.5 cm
σs adm	348MPa	b	100 cm

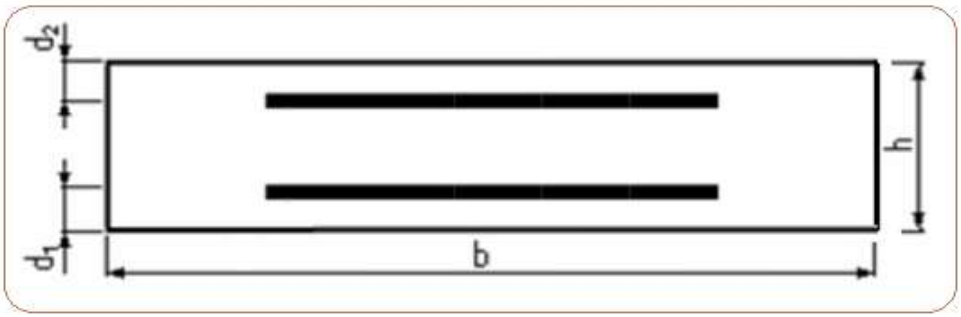


Figure. III.2: Notation pour le calcul du ferraillage

pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

III.1.4.a. à ELU :

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2.311} \Rightarrow e_0 = 38,94cm$

Où l'enrobage est: c= c' = 2,5cm

On a e_0=38,94 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors:

On a une section partiellement comprimée.

- **Calcul le moment de flexion :**

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

$e = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow e = 41.40cm.$

$M_1 = N \times e \Rightarrow M_1 = 0.958$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales:**

Le calcul se fera en flexion :

$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} * b * d^2} \Rightarrow \mu = 0,012$

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_1 = 0.37cm^2.$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.37 \text{ cm}^2$$

Et $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0.30 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 0 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité: [2] [b.6.4]**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.302 \text{ cm}^2$

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

On adoptera : A_2 = 4HA8

- **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_{rep} \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \le A_r \le 1.005$

Donc, on prendra : A_{rep} = 3HA8

- ***Espacement*:**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\,\text{cm} \le S_{\min} = \min\left[3h = 30\,\text{cm} ; 33\,\text{cm}\right] = 30\,\text{cm} \qquad \text{(CV)}$$

$$Srép = \frac{60}{3} = 20\,\text{cm} \le S_{\min tr} = \min\left[4h = 40\,\text{cm} ; 45\,\text{cm}\right] = 40\,\text{cm} \qquad \text{(CV)}$$

III.1.4.b. Vérification à l'état limite de service:

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1{,}712} = 35{,}05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 35.05$ cm.

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

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1030{,}45$ cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_1 d)\right] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}073$cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}927$cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8516.25$ cm².

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$cm. Donc :

$e_0 = 35.05\text{cm} \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm $\Rightarrow$ 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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

- **Détermination de y_1 :**

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0}$**……. (*)** tel que:

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

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

Où:

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 = -30.05cm < 0".

Application numérique :

P= -2641.08 cm²,

q = +51719.75 cm².

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 - 2641.08\ y_2\ 51719.75 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

Finalement, on trouve :

$Y_2 = 32.06$cm,

$Y_1 = Y_{2+}\,c = 2.01$ cm,

$S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = 36.48\ cm^3$

$$k = \frac{Nser}{Sxx'} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k * y1 = 0.0469 * 20.1 = 0.942MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6fc28 = 15MPa$$

$\bar{\sigma}_b = 0.6fc28$ [2].[A.2.1.1.4]

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 * 0.0469 * (75.20.1) = 39.62MPa$$

$$\overline{\sigma s} = Min[2/3\,f_e = 266.66MPa; 110\sqrt{nf_{tj}} = 201.633MPa] = 201.633MPa$$ [2] [A.4.5.3.3]

$$\sigma_s = 38.26MPa < \overline{\sigma s} = 201.633MPa$$

III.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ \text{MPa}$$ [2][A.5.1.1]

Et : $\overline{\tau} = \frac{0.07\, fc28}{\gamma b}$

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$

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

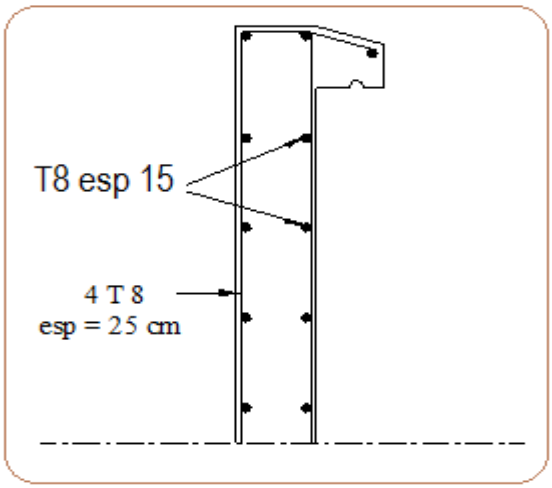


Figure. III.3: Ferraillage de l'acrotère

III.2.Plancher à corps creux :

Ce type de planchers est très couramment utilisé dans les bâtiments. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La table de compression;
- Les poutrelles ;

III.2.1. La dalle de compression :[2][B.6.8.4.2.3.]

- La table de compression a une épaisseur de5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes [1]:
- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm;
- 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:

$$A1 \geq \frac{4 * L1}{fe} \quad avec: 50cm \leq L1 = 65cm \leq 65cm \Rightarrow A1 \geq 0.5\ cm^2/m.l$$

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

$$A2 \geq \frac{A1}{2} = 0.49 cm^2/m.l$$

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 15cm x 20cm cm et de nuance FeE520 avec des Ø4.

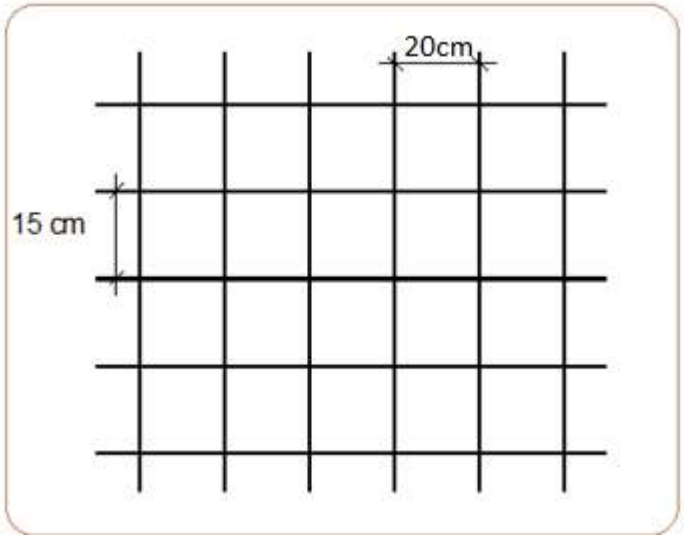


Figure. III.4: Ferraillage de la table de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

III.2.2.1. poutrelles pour les planchers courants :

Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2.2.1a. *avant coulage :*

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

- son poids propre ;
- le poids de corps creux- entrevous-;
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou 0.5kN/m*L qui représentera le poids d'un ouvrier. [1 :B.6.8.4.1.2]

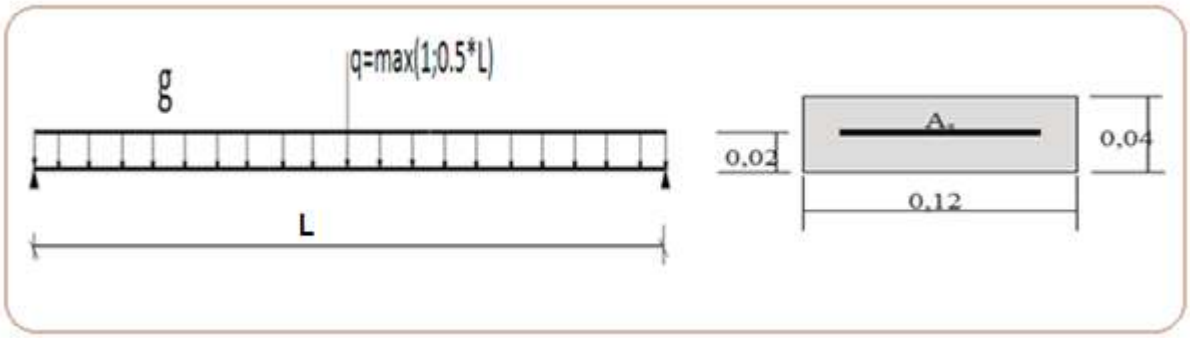


Figure. III.5: schématisation de la poutrelle avant collage pour la clarté du schéma, l'échelle n'est pas respectée,

a) Charge et surcharge :

- poids propre de la poutrelle :
  0.04*0.12*25=0.12 KN/ml,
- poids de corps creux :
  0.84*1=0.84KN/ml

Donc : **G= 0.96 KN/ml**

Surcharge d'exploitation :

Q= max[1KN/ml ; 0.5*4.50=2.25kn] alors **Q= 2.25KN/ml,**

b) Ferraillage :

ELU :

Mu=1.35Mg+1.5Mq,

Mg=G.L²/8= 0.96*(4.50)²/8=2.43KN.m,

Mq=QL/4=(2.25*4.50)/4=2.53KN.m,

Mu=7.076 KN.m,

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 4.614 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Cette valeur de μ=4.614 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle.

Il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.2.2.1b. Après coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

II.2.2.2.1.Méthodes de calcul :

a) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes : La surcharge d'exploitation Que doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m².

1. $Q \leq Min\begin{cases}2.G\\5\,KN/m^2\end{cases}$
2. Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées
3. le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ".
4. La fissuration doit être peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

1) $Mt + \frac{Mw+Me}{2} \geq \max[1.05\ M0 ; (1+0.3\alpha)Mo]$,

2) $Mt \geq Mmax$: $\begin{cases}\frac{(1.2+0.3a)}{2}\ M0 \text{ si la travée est de rive.}\\ \frac{(1+0.3a)}{2}\ M0 \text{ si la travée est intermédiaire.}\end{cases}$

Pour les appuis :

$\begin{cases}Ma \geq 0.6\ M0 \text{……appuis de rive,}\\ Ma \geq 0.5M0 \text{……..appuis voisin des appuis de rive,}\\ Ma \geq 0.4M0 \text{……..……appuis intermédiaire.}\end{cases}$

Avec:

Mt : moment en travée,

Mw : moment max sur l'appuis gauche,

Me :moment max sur l'appuis droit,

Ma : moment a l'appuis.

M0 :moment isostatique

$Tw = T0 + \frac{Mw-Me}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{Mw-Me}{L}$

$Te = -T0 + \frac{Mw-Me}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{Mw-Me}{L}$

Avec

Tw=effort tranchant à gauche de travée,

Te =effort tranchant à droite de travée,

Remarque : si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de **Caquot**.

b) Méthode de Caquot (pour les poutres) :

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

- **Exposé de la méthode :**
- **Moment aux appuis :**

$* M_a = 0{,}15 M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ de\ rives$

$* M_a = -\dfrac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8{,}5\left(l_w' + l_e'\right)} \ldots\ldots\ldots\ldots Appuis_\text{int}ermédiaires$

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

- **Moment en travée :**

$M_t = M_0 - (M_W + M_e)/2$

Avec :

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

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

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

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

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

$l' = l \ldots\ldots\ldots\ldots pour\ une\ travée\ de\ rive$

$l' = 0{,}8l \ldots\ldots\ldots pour\ une\ travée\ intermédiaire$

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

- **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{\left(M_e - M_w\right)}{l} \end{cases}$$

Avec :

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

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

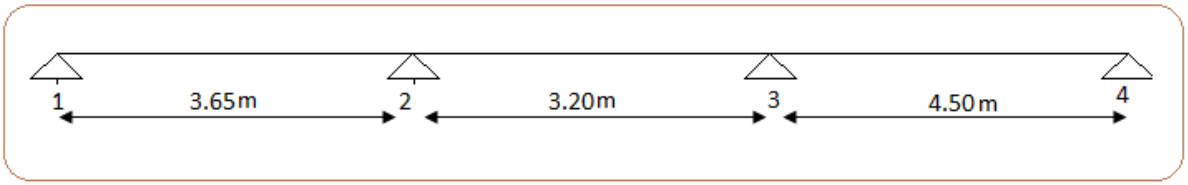
III.2.2.2.2.Evaluation des charges :

Tableau III.4: action de calcul les poutrelles après coulage..

	G KN/m	Q KN/m	Pu KN/m	P ser KN/m
Terrasse	7.05*0.65=4.582	1*0.65=0.65	7.160	5.232
Courant	6.65*0.65=4.322	1.5*0.65=0.975	7.297	5.297

III.2.2.3.Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a un seul type de poutrelles à calculer :



Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q= 0.65KN≤ [2*G=9.164 ; 5 KN/m²],……. (CV).
- Inertie est constante pour toutes les travées ……. (cv).
- Le rapport entre les portés successive des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25…….(cnv).

On utilise la méthode Caquot :

Tableau III.5 : Détermination des moments et Effort tranchant pour poutrelle à trois travées

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (kN)			
								ELU		ELS	
	ELU	ELS				ELU	ELS	T_w	T_e	T_w	T_e
1	2.494	1.764	1-2	3.65	3.65	6.545	4.821	11.577	-15.056	7.926	-11.405
2	9.04	6.563	2-3	3.2	2.56	1.598	2.515	8.091	-10.588	5.531	-8.028
3	13.12	9.524	3-4	4.50	4.50	10.136	8.046	18.41	-14.406	7.421	-16.399
4	3.694	2.681									

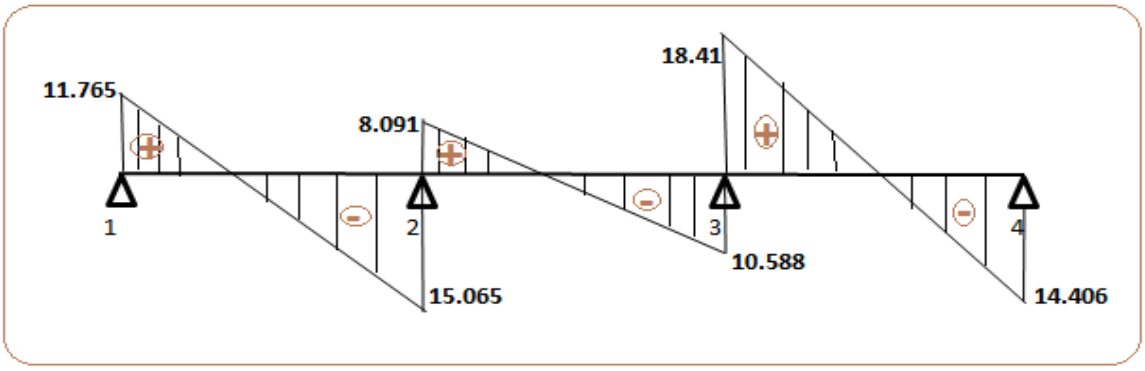


Figure. III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

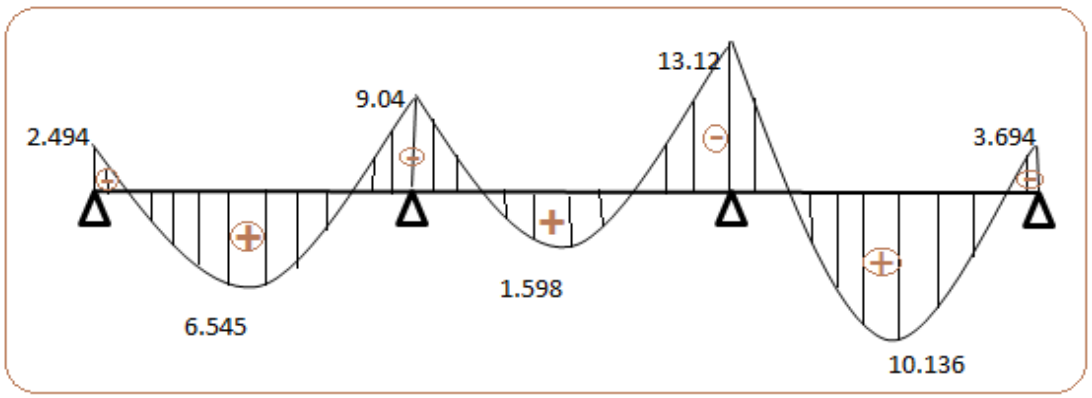


Figure. III.7: Diagramme des moments à l'ELU

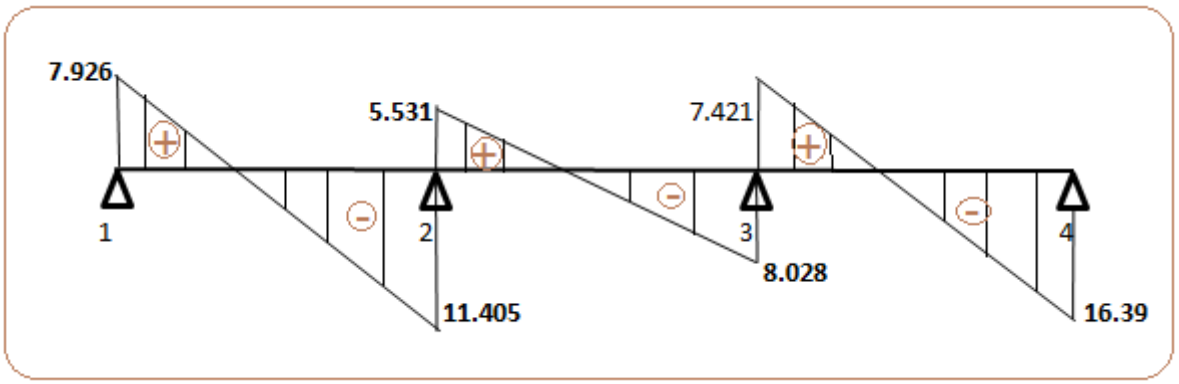


Figure. III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

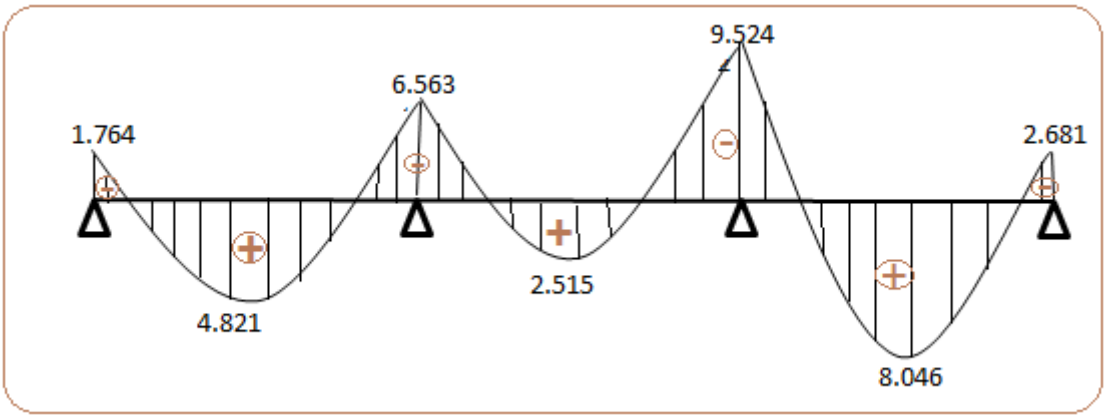


Figure. III.9 : Diagramme des moments à l'ELS

III.2.2.4. ferraillage :

Mt=10.136 KN.m,

Ma max= 13.12 KN,

Tmax= 18.41 KN.

- **Position de l'axe neutre :**

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

avec : b = 65cm ; h = 22 cm ; h_0 = 5 cm ; d = 23 cm; c=2 cm ;σ_{bc} =14.2 MPa.

M_0 = 65*5*14.2*(23 – 5/2) = 94.608 kN.m

M_t = 10.136 kN.m < M_0 = 94.608 kN.m.

L´axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×25) cm^2 en flexion simple.

A. Calcul à l´ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{10.136 * 10^3}{14.2 * 65 \times (23)^2} = 0.021$$

$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée) .

=> $\beta = 0.9895$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{10.136 * 10^3}{0.9895 \times 23 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

On choisit : A_S = 3T10 = 2.35 cm^2.

Condition de non fragilité: [2] [b.6.4]

$A_{min} = \frac{b*h}{1000} = \frac{65*25}{1000} = 1.625\ cm^2$

Donc : $A_S = 2{,}35\ cm^2 > A_{min} = 1.625\ cm^2$ (C.V).

A.2/Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que les contraintes du Béton :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{M_{Ser}*y_1}{I}$; $\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa ; [2].[A.2.1.1.4]

On a : $M_{ser}^{max} = 8.046$kN.m

$A_s = 2.35\ cm^2$; d = 23cm

Calcul de y :

On a :

$b\ y_1^2 + 30(A'+A_S]y_1 - 30(A'c'+A.d) = 0$,(As' = 0)

$\Rightarrow 65y_1^2 + 70.5\ y_1 - 1621.5 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 4.482$ cm 0<y1<d

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As\ (d - y)^2$

$I_G = 14056.593 cm^4$,

$K = \frac{Mser}{IG} = 57.24\ N/cm^3$

$\sigma_b = K*y_1 = 2.56$ MPa $< \overline{\sigma_b} = 15$ MPa (C.V).

B. aux appuis :

B.1/Calcul à l´ELU :

$M_a^{max} = 13.12$ kN.m => le moment est négatif donc la zone tendue se trouve au cote supérieur, donc nous devons prendre une section rectangulaire (b*h) = (12×25) cm^2

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}*b*d^2} = \frac{13.12*10^3}{14.2*12*(23)^2} = 0.145$.

$\mu = 0.145 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée).

$\Rightarrow \beta = 0.9215$

$As = \frac{M_u}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{13.12*10^3}{0.9215*23*348} = 1.779\ cm^2$

On choisit : $A_S = 1T12+1T10 = 1.91\ cm^2$.

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{b_0 * h}{1000} = \frac{12*25}{1000} = 0.3\ cm^2$

Donc : $A_S = 1.91\ cm^2 > A_{min} = 0.3\ cm^2$ (C.V).

B.2/Vérification des contraintes à l'ELS :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{Ma * y_1}{I}$; $\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$; $f_{c28} = 25\ MPa$

On a : $M_a^{max} = 13.12 kN.m$

$A_s = 1.91\ cm^2$; $d = 23cm$

Calcul de y :

On a :

$b\ y_1^2 + 30(A' + A_S]y_1 - 30(A'c' + A.d) = 0$,$(As' = 0)$

$\Rightarrow 12y_1^2 + 57.3\ y_1 - 1317.9 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 8.36\ cm$ $0 < y1 < d$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As\ (d - y)^2$

$I_G = 8897.087 cm^4$,

$K = \frac{Ma}{IG} = 147.46\ N/cm^3$

$\sigma_b = K * y_1 = 12.32\ MPa < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$ (C.V).

C. Armature transversales :

Vérification de contrainte de cisaillement :

$v_{umax} = 18.41 kN$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{18.41*10^3}{12*23} = 0.667\ MPa \quad [2][A.5.1.1]$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \mathrm{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\,MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa [2][A.5.1.2.1]$$

$$\tau_u = 0.667\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (C.V).$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.714cm; \phi_1 = 1.2\,cm; \frac{b_0}{10} = 1.2\,cm\right] = 0.714cm$$

On prend $\phi_t = 8\,\text{mm} \Longrightarrow$ on choisit **A_t = 2T8 = 1 cm².**

L'espacement : [2][A.5.1.2.2]

$S_t \le \overline{S_t} = \min\left[0.9\,d = 16.2\,,\ 40\,\text{cm}\right] = 20.7\ \text{cm}$

on adopte : S_t = 20 cm

on doit vérifier que : $\dfrac{A_t}{b_0 * S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_U - 0.3 * K * f_{t28})}{0.9 * Fe * (\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [2][A.5.1.2.3]

Avec : k = 1 (flexion simple) ;

α = 90° pour les armatures transversale.

=> $\dfrac{1}{12 \times 20} = 0.004 \ge \dfrac{1.15(0.667 - 0.3*1*2.1)}{0.9*400*(0+1)} = 0.0001$ (C.V)

et que : $\dfrac{A_t * Fe}{b_0 * S_t} \ge 0.4\,\text{MPa}$ => $\dfrac{1*400}{12*20} = 1.667 \ge 0.4$ MPa. (C.V).

D. Vérification au voisinage de l'appui :

- **Appui de rive :**

$$V_U \le 0.4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$ [2][A.5.1.3.1.3]

avec : $a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\ 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\ 0.9 \times 18\right] = 20.7\,\text{cm}$

=> $V_U = 10.136kN \le 0.4*162*120*\dfrac{25}{1.5} = 165.6$ kN (C.V).

- **Appui intermédiaire :** [2][A.5.1.3.2.1]

$$V_U + \frac{M_u}{0.9 * d} \le 0$$

=> $10.136 + \dfrac{-13.12}{0.9*0.23} = -53.24kN \le 0$ (C.V).

E. Vérification de la flèche : :**[2][B.6.5.1]**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps :

1) $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{1}{22.5}$ => $\dfrac{25}{450} = 0.0555 \ge \dfrac{1}{22.5} = 0.0444$ (C.V)

2) $\dfrac{h}{L} \ge \dfrac{1}{15}\dfrac{M_t}{M_0}$ => $0.0555 \ge \dfrac{1}{15}\dfrac{10.136}{18.471} = 0.0366$ (C.V)

3) $\dfrac{A}{b_0 * d} \le \dfrac{3.6}{Fe}$ => $\dfrac{2.35}{12*23} = 0.0085 \le 0.0090$ (C.V)

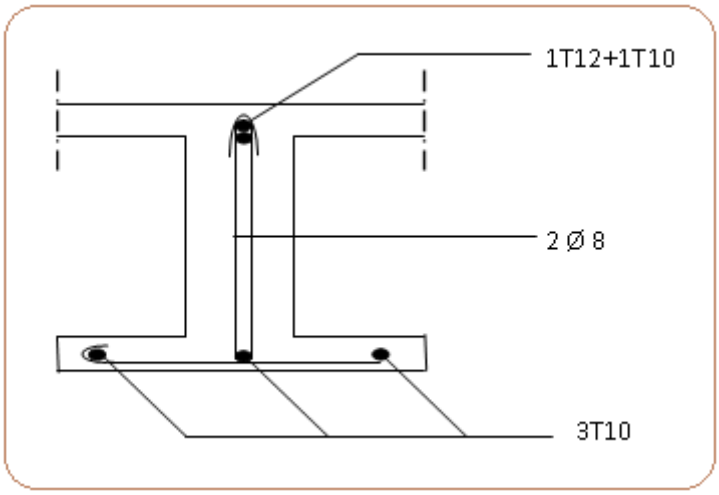


Figure. III.10: Ferraillage de poutrelle

III.2.3. Les poutrelles pour plancher de sous sol :,

III.2.3.1.après coulage de la table de compression :

la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

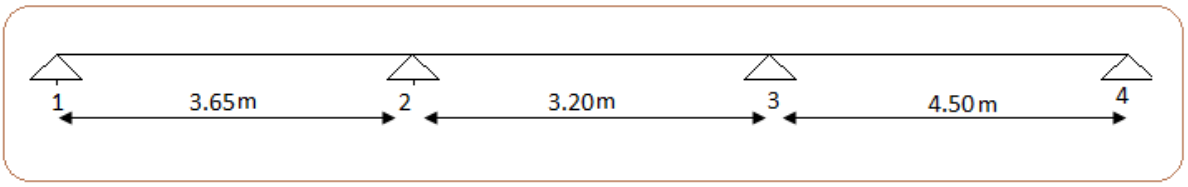
III.2.3.2.1.Evaluation des charges :

Tableau III.6: action de calcul les poutrelles après coulage.

	G KN/m	Q KN/m	Pu KN/m	P ser KN/m
Plancher sous-sol	6.65*0.65=4.322	2.5*0.65=1.62	8.262	5.942

III.2.3.2.2.Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a un seul type de poutrelles à calculer :



Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- Q= 0.65KN≤ [2*G=9.164 ; 5 KN/m²],……. (CV).
- Inertie est constante pour toutes les travées ……. (cv).
- Le rapport entre les portés successive des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25…….(cnv).

On utilise la méthode Caquot :

Tableau III.7 : Détermination des moments et Effort tranchant pour poutrelle à trois travées

Appuis	Moment sur appuis (KN.m)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (kN)			
								ELU		ELS	
	ELU	ELS				ELU	ELS	T_w	T_e	T_w	T_e
1	2.75	1.98	1-2	3.65	3.65	7.64	5.67	18.42	-11.71	13.32	-8.41
2	10.23	7.36	2-3	3.2	2.56	-2.82	-2.17	12.16	-8.98	8.77	-6.42
3	14.85	10.68	3-4	4.50	4.50	11.72	8.05	13.61	-23.58	9.82	-16.91
4	4.18	3.01									

III.2.3.3-ferraillage :

Mt=11.72 KN.m,

Ma max= 14.85 KN,

Tmax= 23.58 KN.

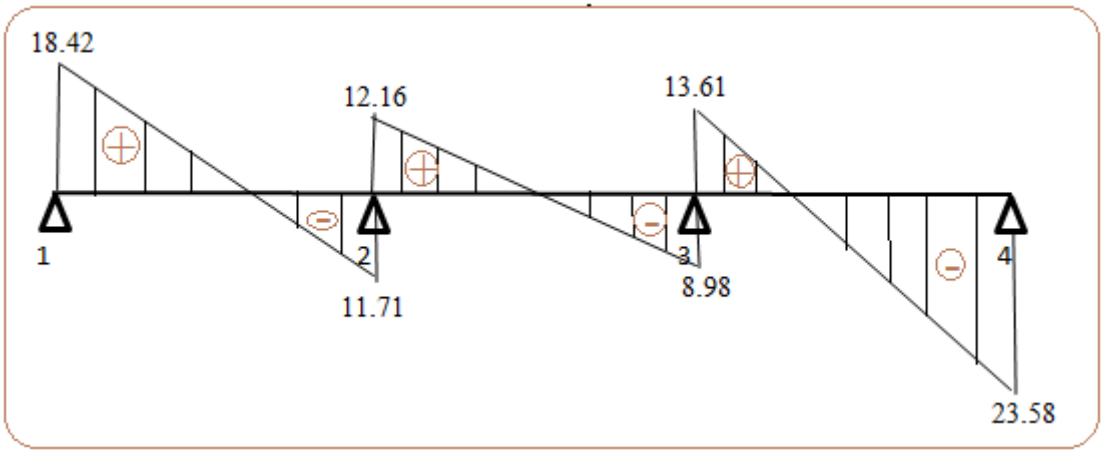


Figure. III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

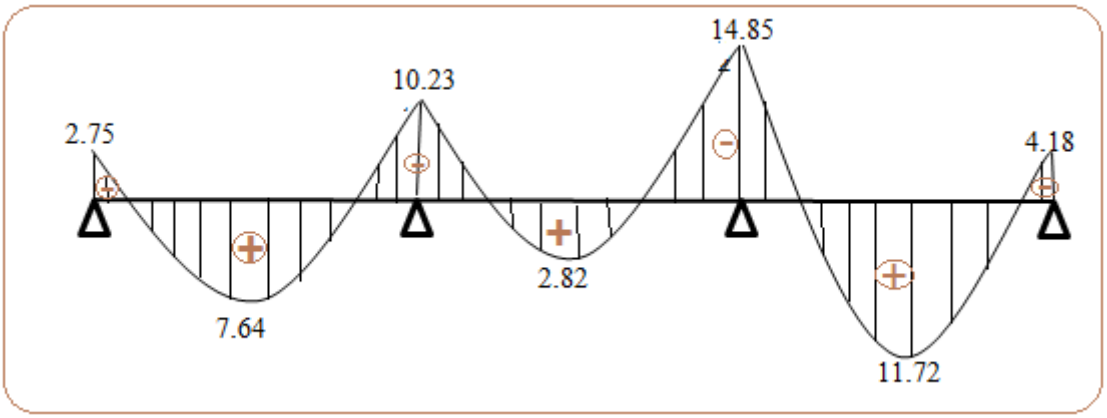


Figure. III.12 : Diagramme des moments à l'ELU

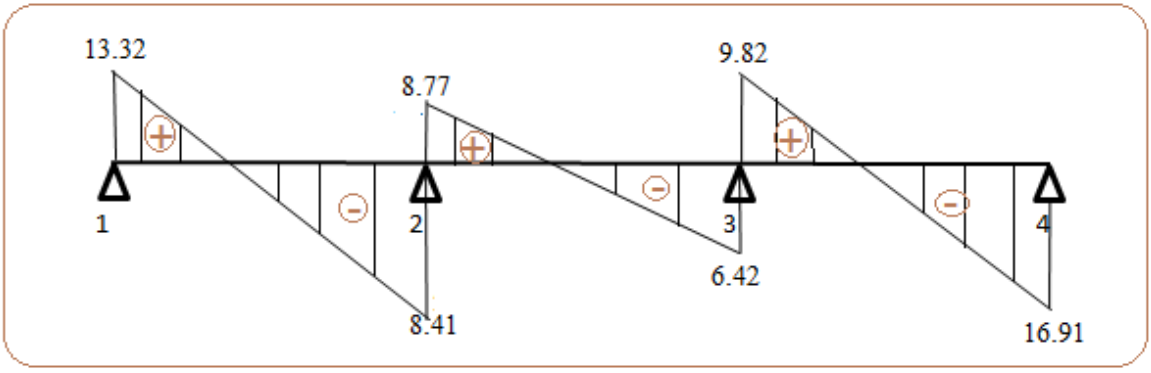


Figure. III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

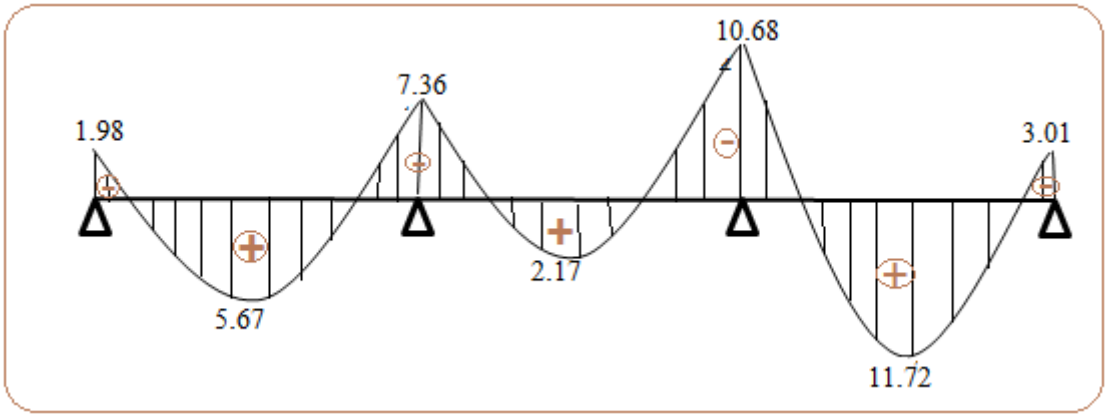


Figure. III.14 : Diagramme des moments à l'ELS

- **Position de l'axe neutre :**

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

avec : b = 65cm ; h = 22 cm ; h_0 = 5 cm ; d = 23 cm; c=2 cm ;σ_{bc} =14.2 MPa.

M_0 = 65*5*14.2*(23 – 5/2) = 94.608 kN.m

M_t = 11.72 kN.m < M_0 = 94.608 kN.m.

L´axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×25) cm^2 en flexion simple.

A. <u>Calcul à l´ELU :</u>

- **<u>En travée :</u>**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{11.72 * 10^3}{14.2 * 65 \times (23)^2} = 0.042$$

$\mu = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée) .

$\Rightarrow \beta = 0.979$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{11.72 * 10^3}{0.979 \times 23 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_S = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

<u>Condition de non fragilité :</u> [2] [b.6.4]

$$A_{min} = \frac{b * h}{1000} = \frac{65 * 25}{1000} = 1.625 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = 2{,}35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.625 \text{ cm}^2$ (C.V).

<u>A.2/Vérification des contraintes à l'ELS</u> :

La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que les contraintes du Béton :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa ; **[2] [A.2.1.1.4]**

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser} * y_1}{I} ;$$

On a : $M_{ser}^{max} = 8.05$kN.m

$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$; d = 23cm

<u>Calcul de y :</u>

On a : $b y_1^2 + 30(A' + A_S) y_1 - 30(A'c' + A.d) = 0$,$(As' = 0)$

$\Rightarrow 65 y_1^2 + 70.5 y_1 - 1621.5 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 4.482$ cm $0<y1<d$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As (d - y)^2$$

$I_G = 14056.593 \text{cm}^4$,

$K = \frac{Mser}{IG} = 57.24 \text{ N/cm}^3$

$\sigma_b = K*y_1 = 2.56$ MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V).

B. <u>aux appuis</u> :

<u>B.1/Calcul à l´ELU :</u>

M_a^{max} = 14.85 kN.m => le moment est négatif donc la zone tendue se trouve au cote supérieur, donc nous devons prendre une section rectangulaire (b*h) = (12×25) cm^2

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{14.85*10^3}{14.2*12*(23)^2} = 0.164$$

$\mu = 0.164 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée).

=> $\beta = 0.910$

$$As = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{14.85*10^3}{0.910*23*348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

On choisit : A_S = 2T12 = 2.26 cm^2.

<u>Condition de non fragilité</u> : [2] [b.6.4]

$$A_{min} = \frac{b_0 * h}{1000} = \frac{12*25}{1000} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Donc : A_S = 2.26 cm^2 > A_{min} = 0.3 cm^2 (C.V).

<u>B.2/Vérification des contraintes à l'ELS :</u>

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **[2] [A.2.1.1.4]**

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6 f_{c28} = 15 MPa

$\sigma_b = \frac{Ma * y_1}{I}$; ; f_{c28} = 25 MPa

On a : M_a^{max} = 14.85kN.m

A_s = 2.26 cm^2 ; d = 23cm

<u>Calcul de y :</u>

On a :

$b\, y_1^2 + 30(A' + A_S]y_1 - 30(A'c' + A.d) = 0$,($As' = 0$)

=> $12y_1^2 + 57.3\, y_1 - 1317.9 = 0$

=> y_1 = 8.59 cm 0< y1 <d

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As\,(d - y)^2$$

I_G = 9574.62cm^4,

K=$\frac{Ma}{IG}$= 147.46 N/cm^3

$\sigma_b = K*y_1 = 13.32$ MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V).

C. <u>Armature transversales</u> :

<u>Vérification de contrainte de cisaillement :[</u>2][A.5.1.1]

v_{umax}=23.58KN

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{23.58 * 10^3}{12 * 23} = 0.85 \text{ MPa.}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible : :**[2][A.5.1.2.1]**

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

$\tau_u = 0.85\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (C.V).

<u>Diamètre des armatures transversales :</u>

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 0.714\text{cm}; \phi_1 = 1.2\,\text{cm}; \frac{b_0}{10} = 1.2\,\text{cm}\right] = 0.714\text{cm}$$

On prend $\phi_t = 8\,\text{mm} \Longrightarrow$ on choisit **A_t = 2T8 = 1 cm².**

<u>L'espacement :</u> :**[2][A.5.1.2.2]**

$$S_t \le \overline{S_t} = \min\left[0.9\,\text{d} = 16.2, 40\,\text{cm}\right] = 20.7 \text{ cm}$$

on adopte : S_t = 20 cm

on doit vérifier que : $\frac{A_t}{b_0 * S_t} \ge \frac{\gamma_s(\tau_U - 0.3 * K * f_{t28})}{0.9 * Fe * (\cos\alpha + \sin\alpha)}$:**[2][A.5.1.2.3]**

avec : k = 1 (flexion simple) ;

α = 90° pour les armatures transversale.

=> $\frac{1}{12 \times 20} = 0.004 \ge \frac{1.15(0.85 - 0.3 * 1 * 2.1)}{0.9 * 400 * (0+1)} = 0.0003$ (C.V)

et que : $\frac{A_t * Fe}{b_0 * S_t} \ge 0.4\,\text{MPa}$ => $\frac{1 * 400}{12 * 20} = 1.667 \ge 0.4$ MPa. (C.V).

D. <u>Vérification au voisinage de l'appui :</u>

- **<u>Appui de rive :</u>** :**[2][A.5.1.3.1.3]**

$$V_U \le 0.4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec : $a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 18\right] = 20.7\,\text{cm}$

$$\Rightarrow V_U = 23.58kN \le 0.4*162*120*\frac{25}{1.5} = 165.6 \text{ kN} \qquad \text{(C.V).}$$

- **Appui intermédiaire :** :**[2][A.5.1.3.2.1]**

$$V_U + \frac{Mu}{0.9*d} \le 0$$

$$\Rightarrow 23.85 + \frac{-14.85*10^3}{0.9*23} = -47.88kN \le 0 \qquad \text{(C.V)}$$

E. Vérification de la flèche : :**[2][B.6.5.1]**

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps :

1) $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{22.5}$ => $\frac{25}{450} = 0.0555 \ge \frac{1}{22.5} = 0.0444$ (C.V)

2) $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0}$ => $0.0555 \ge \frac{1}{15}\frac{11.72}{20.91} = 0.0373$ (C.V)

3) $\frac{A}{b_0 * d} \le \frac{3.6}{Fe}$ => $\frac{2.35}{12*23} = 0.0085 \le 0.0090$ (C.V)

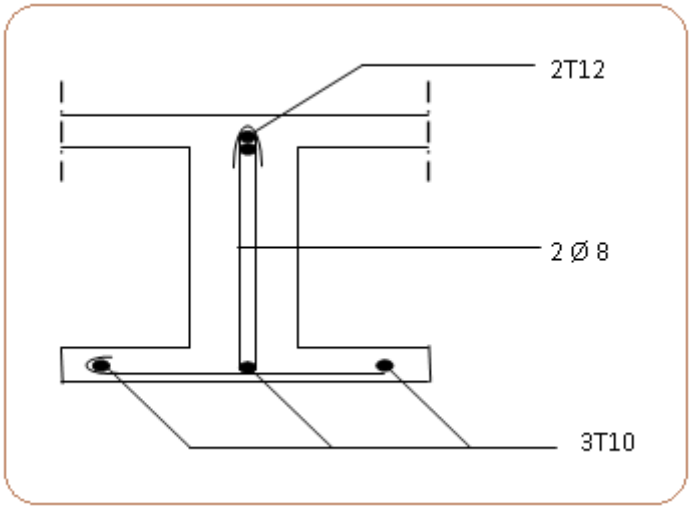


Figure. III.15 : Ferraillage de poutrelle

III.3. LES DALLES PLEINES :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure 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.

Dans notre projet on a deus types de dalle pleine :

- Dalle pleine triangulaire,
- Dalle pleine rectangulaire.

III.3.1.Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- **La méthode forfaitaire :** la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.
- **La méthode des lignes de rupture :** utilisable pour les cas des charges élevées et les Formes géométriques irrégulières, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

▪ **Observation :**

On a utilisé pour la forme triangulaire la méthode des lignes de rupture.

III.3.1.1.Hypothèses de calcul : (ligne de rupture)

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs région appelées régions rigides et elles sont supposées planes.
- une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces région.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.1.2.Principe de calcul :

- Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

$\sum$ des travaux externes = $\sum$ des travaux interne

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$\mathbf{T_{ext} = P.\ f}$

Avec:

P : Charge totale,

F : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

le travail interne est égale au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$\mathbf{T_{int} = M.\ L\ .\theta.}$

Avec : M : Moment de flexion,

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

θ : Angle de rotation.

III.3.2. dalle pleine triangulaire :

III.3.2.1.Calcul du moment de dalle pleine encastrée au trois cotés :

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement Isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.5M$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

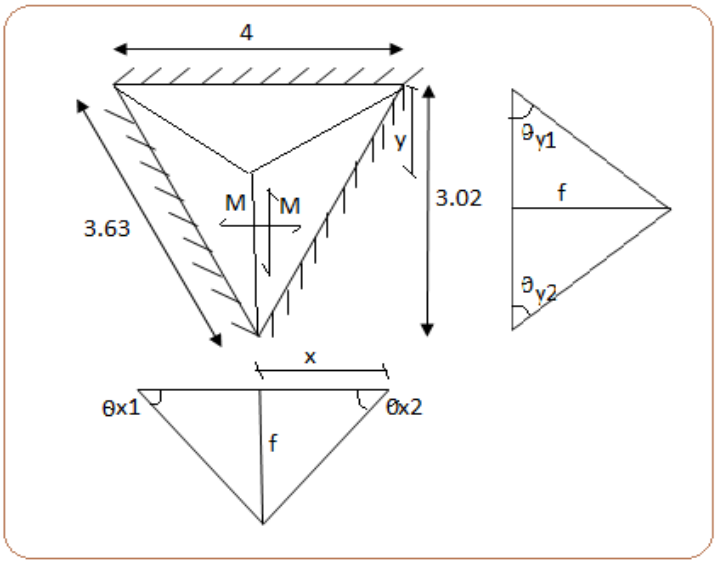


Figure. III.16 :schéma statique de la dalle pleine 1

a) Evaluation des charges et sur charges :

Tableau III.8 : charges de la dalle pleine.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	Ps (KN/m^2)
Plancher terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Plancher courant	6.95	1.5	11.63	8.45

1) Travail externe :

T_{ext}= P*S* $\frac{f}{3}$= P* $\frac{4*3.13}{2}$* $\frac{f}{3}$=2.086P*f

2) travail interne :

T_{int} = ([M.Lx. $\frac{f}{y}$+0.5. M.Lx. $\frac{f}{y}$]+2.[M.Ly.$\frac{f}{Ly-y}$+ 0.5.Ly.$\frac{f}{Ly-y}$+M.x. $\frac{f}{x}$+0.5 M.x. $\frac{f}{x}$])

= ([1.5 M.Lx. $\frac{f}{y}$]+2.[1.5M.Ly.$\frac{f}{Ly-y}$+1.5M.x. $\frac{f}{x}$])

=7.49 Mf

On a : ∑ des travaux externes = ∑ des travaux interne

⟹ 2.086 P f =7.49 Mf donc **M= 0.28 P.**

III.3.2.2.Calcul de ferraillage :

à ELU :

En travée :

Moment en travée suivant les deux directions :

M tx = M ty = M = 3.26 KN.m.

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m

B = 100 cm ; h = 15 cm ; e = 2 cm ; σb = 14.2 MPa ; σs = 348 MPa.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{3.26 * 10^3}{14.2 * 100 \times (13)^2} = 0.014$$

$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée) .

$\Rightarrow \beta = 0.993$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3.26 * 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_S = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{b * h}{1000} = \frac{100 * 15}{1000} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2$ (C.V).

Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que les contraintes du Béton :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{Mu * y_1}{I}$; $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa

On a: $M_u = 3.26$kN.m

$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$; d = 13cm

Calcul de y :

On a :

$b y_1^2 + 30(A' + A_S] y_1 - 30(A'c' + A.d) = 0$,(As' = 0)

$\Rightarrow 100 y_1^2 + 60.3 y_1 - 783.9 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 2.51$ cm $0<y1<d$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As (d - y)^2$$

I_G = 3844.817 cm^4,

K=$\frac{Mu}{IG}$= 84.789 N/cm^3

$\sigma_b = K*y_1$ = 2.12 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa (C.V).

B/.aux appuis :

à l´ELU :

Moment aux appuis : M ax = M ay = 0.5M = 1.63 KN.m.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1.63*10^3}{14.2*100\times(13)^2} = 0.006$$

$\mu = 0.006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée).

=> $\beta = 0.997$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1.63*10^3}{0.997\times13\times348} = 0.36\ cm^2$$

On choisit : A_S = 4HA8 = 2.01 cm^2.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{b_0 * h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc : A_S = 2.01 cm^2 > A_{min} = 1.5 cm^2 (C.V).

∗ Condition d'espacement:

St= 20cm ≤ St¯ =Min [3h=45cm, 33cm]= 33cm

C/.Vérification de contrainte de cisaillement:

Tx=$\frac{PLxLy}{2Lx+Ly}$

Ty=$\frac{PLxLy}{3Ly}$

Donc

Tumax = 14.52KN

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{14.52*10^3}{100*13} = 0.11\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.66\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.11\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.66\,\text{MPa}$..... (C.V).

D/.Vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{Mx}$ => $0.15 \geq \frac{1}{20}\frac{3.26}{3.26} = 0.05$ ……..(C.V)

2) $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{2}{Fe}$ => $\frac{2.01}{100*15} = 0.0013 \leq 0.005$ …… (C.V).

D'où le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.9 : ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	As adoptée	Espacement (cm)
Travée	X	HA8	20
	Y	HA8	20
Appuis	X	HA8	20
	Y	HA8	20

III.3.3. dalle pleine rectangulaire :

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement Isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

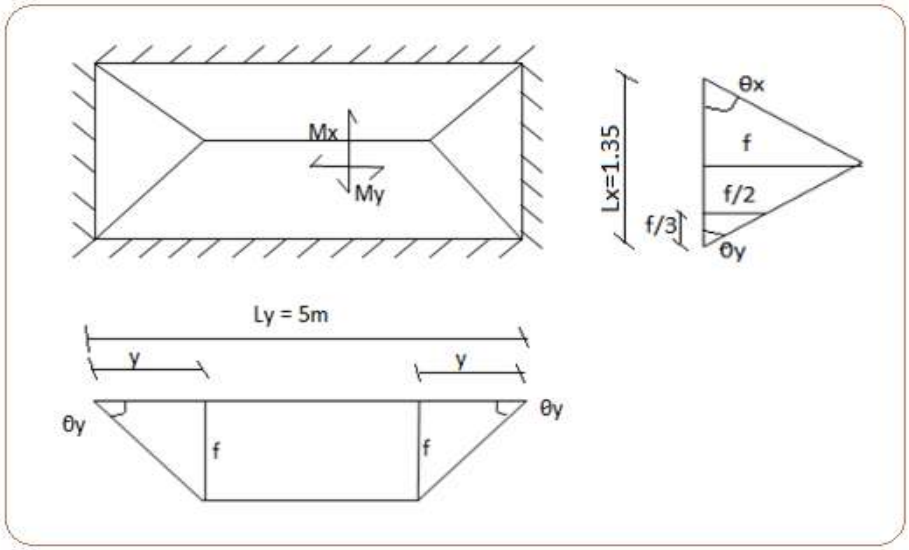


Figure. III.17 :schéma statique de la dalle pleine 2

C'est-à-dire:

Max=May=0.5M

Mtx=Mty=M

1) **Evaluation des charges et sur charges :**

Tableau III.10 : charges de la dalle pleine.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Ps (KN/m²)
Plancher terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Plancher courant	6.95	1.5	11.63	8.45
Plancher sous-sol	6.95	2.5	13.13	9.45

1) **Travail externe :**

Text= q.*f*.(-$\frac{1}{3}$Lx.Y+ $\frac{1}{2}$Lx.Y)

2) **travail interne :**

T int = *f*.(1.5My[2.$\frac{Lx}{Y}$]+1.5Mx[4.$\frac{Ly}{Lx}$])

On a : ∑ des travaux externes = ∑ des travaux interne

Application numérique :

Lx=2.12m Ly=5 m

q.*f*.(-$\frac{1}{3}$Lx.Y+ $\frac{1}{2}$Lx.Ly) = *f*.(1.5My[2.$\frac{Lx}{Y}$]+1.5Mx[4.$\frac{Ly}{Lx}$])

$\Longrightarrow$M=q.$\frac{-0.71y+5.3}{\frac{6.36}{y}+14.15}$

- **Détermination de la position de la ligne de rupture positive** :

Le moment M recherché est le moment qui correspond à la situation plus défavorable, cette dernière correspond au chargement maximum qmax, pour trouver la valeur maximal de q il faut poser la dérivée de fonction q=f(y) égale à 0.

Après la résolution de cette équation, on obtient **y =1.42 m.**

Donc **M= 3.02 KN.m**

III.3.3.1.Calcul de ferraillage :

à ELU :

A. **En travée :**

Moment en travée suivant les deux directions :

M tx = M ty = M = 3.2 KN.m.

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m

B = 100 cm ; h = 15 cm ; e = 2 cm ; σ_b = 14.2 MPa ; σs = 348 MPa.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{3.2 * 10^3}{14.2 * 100 \times (13)^2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée) .

$\Rightarrow \beta = 0.994$

$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3.2 * 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.75 cm^2$

On choisit : $A_S = 4HA8 = 2.01\ cm^2$.

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{b * h}{1000} = \frac{100 * 15}{1000} = 1.5\ cm^2$

Donc : $A_S = 2.01\ cm^2 > 1.5\ cm^2$ (C.V).

Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que les contraintes du Béton :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{Mu * y_1}{I}$; $\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa

On a : $M_u = 2.62$kN.m

$A_s = 2.01\ cm^2$; d = 13cm

Calcul de y :

On a :

$b\ y_1^2 + 30(A' + A_S]y_1 - 30(A'c' + A.d) = 0$,$(As' = 0)$

$\Rightarrow 100y_1^2 + 60.3\ y_1 - 783.9 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 2.51$ cm 0<y1<d

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

$I_{xx} = \frac{b}{3} y^3 + 15As\ (d - y)^2$

$I_G = 3844.817\ cm^4$,

$K = \frac{Mu}{IG} =$ N/cm^3

$\sigma_b = K * y_1 = 0.68$ MPa $< \overline{\sigma_b} = 15$ MPa (C.V).

B. aux appuis :

à l´ELU :

Moment aux appuis : M ax = M ay = 0.5M = 1.51 KN.m.

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1.51 * 10^3}{14.2 * 100 \times (13)^2} = 0.006$

$\mu = 0.006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_S' = 0$ (armature comprimée) .

=> $\beta = 0.997$

=> $A_S = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1.51*10^3}{0969\times13\times348} = 0.34\ cm^2$

On choisit : $A_S = 4HA8 = 2.01\ cm^2$.

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{b_0 * h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1.5\ cm^2$

Donc : $A_S = 2.01\ cm^2 > A_{min} = 1.5\ cm^2$ (C.V).

∗ Condition d'espacement:

St= 20cm ≤ St⁻ =Min [3h=45cm, 33cm]= 33cm

C)Vérification de contrainte de cisaillement :

Tx=$\frac{PLxly}{2Ly+Lx}$

Ty=$\frac{PLxly}{3Ly}$

Donc

Tumax = 9.28KN

$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{9.28*10^3}{100*13} = 0.07MPa$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.66\,MPa$

$\tau_u = 0.07\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.66\,MPa$..... (C.V).

D).Vérification de la flèche: [2][B.6.5.1]

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{Mx}$ => $0.15 \geq \frac{1}{20}\frac{3.2}{3.2} = 0.05$ ……..(C.V)

2) $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{2}{Fe}$ => $\frac{2.01}{100*15} = 0.0013 \leq 0.005$ …… (C.V).

D'où le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.11 : ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	As adoptée	Espacement (cm)
Travée	X	HA8	20
	Y	HA8	20
Appuis	X	HA8	20
	Y	HA8	20

III-3-3.4.Calcul des chainages pour les dalles :

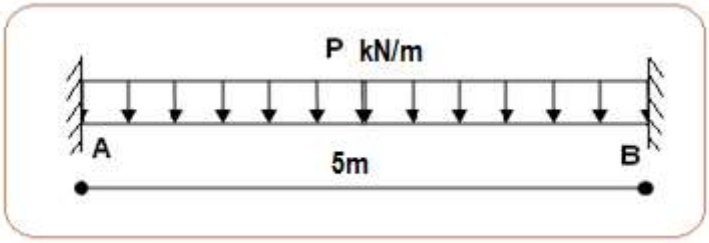


Figure. III.18: Schéma simplifié des chainage.

III-3-3.4.a-Pré dimensionnement :

L = 5m

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 33cm \le h \le 50\,cm$$

$$0.3h \le b \le 0.7h \quad \Rightarrow 9.9cm \le b \le 35\,cm\ ,$$

On adopte (b x h) = (30 x 35) cm^2.

Vérification des prescriptions du RPA 99:

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

III-3-.3.4.c- Charges et surcharges:

b) Les charges revenants à la poutre **:**

Poids propre de la poutre: 0.30x0.35x25=2.625 KN/ml,

Poids du double cloison : 2.72x2.78=7.56 KN/ml,

Poids de la dalle pleine supportée : 0.675x6.95=4.17 KN/ml,

→ G =14.35 KN/ml

Donc : P_u = 1.35x14.35+1.5x3.5 = 24.62 KN/ml

: P_{ser} = 14.35+3.5 = 17.85 KN/ml.

III-3-3.4.d- Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis avec la méthode RDM :

On a :

- $R_A = R_B = PL/2$
- $M_A = M_B = PL^2/12$
- $M_t = PL^2/24$

Tableau III.12: les efforts des chainage à l'ELU et ELS.

Niveau	T (KN)	Ma (KN.m)	Mt(KN.m)
ELU	61.55	51.29	25.64
ELS	44.66	37.19	18.59

III-3-3.5- Ferraillage de chainage :

A. Les armatures longitudinales:

Données : h = 35 cm ; b = 30 cm ; c = 2.5 cm ; d =32.5 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_b = 14.2 Mpa ; FeE400 ; γ_s = 1.15.

Tableau III.13 : ferraillage de chainage.

	M_u(KN.m)	μ	B	A[cm²]	A_{min}[cm²]	$A_{adopté}$
En travées	25.64	0.057	0.971	2.33	1.05	3T12=3.39
En appuis	51.29	0.114	0.939	4.82	1.05	5T12=5.65

Vérification les armatures longitudinales selon l'RPA99.v.2003 :

Amin= 0.5%bh

A max = 4%bh= 42cm^2 (zone courante)

A max = 6%bh (zone de recouvrement)

Alors : Amin=5.25 cm^2 ≤A=3.39+5.65=9.04cm^2≤ Amax=63cm^2……cv.

B. Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1\,\text{cm};\ \varphi_l = 14\,\text{mm};\frac{b}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 1\,\text{cm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

on adopte A_t = 4 T 8 = 2.01cm².

III-3-3.6- Vérifications des contraintes :

a) ELS : La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

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

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.05cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2$$

En travée : M_{ser} = 18.59KN.m ; A = 3.39 cm² ; y = 5.26 cm ; I=39178.36cm4

σ_b = 2.49 Mpa < $\overline{\sigma}_b$ = 14.2 Mpa (c.v)

En appuis : : M_{ser} = 37.18KN.m ; A = 5.65 cm² ; y = 6.57 cm ; I_G = 60084.32cm^4 ;

σ_b = 4.06 Mpa < $\overline{\sigma}_b$ = 15 Mpa (c.v)

b) Condition de non fragilité: [2][A.2.1.1.4]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3T12=3.39cm²

en appuis A = 5T12=5.65cm²

c) L'effort tranchant : [2][A.5.1.1]

$\tau_u = V/(bd) = 61.55/(30*32.5) \Rightarrow \tau_u = 0.63$ MPa

$\overline{\tau}_u = Min\,[0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5MPa]$ fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_u = Min\,[3.33MPa ; 5MPa] = 3.33MPa > \tau_u$ (c.v)

Vérification de contrainte de compression dans les bielles de béton : [2][A.5.1.3.1.3]

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b.a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[25.5\,cm; 29.25\,cm] = 25.5\,cm$$

$$V_u = 61.55KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 30 \times 25.5 = 510\,KN \quad \text{.....(c.v)}$$

Vérification condition de R.P.A 99V2003:

$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$ [1][7.5.2.1]

$\begin{cases} S_t = Min\,[h/4, 12\phi_t] & \text{en zone nodale,} \quad [1]\,[7.5.2.1] \\ S_t \leq h/2 & \text{en zone courante,} \end{cases}$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 8.5\,\text{cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ \overline{S_t} = 17.5\,\text{cm} \quad (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,\text{cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\text{cm} \quad (\text{zone courante})\end{cases}$

On a A_t = at.nt=0.5*4=2 cm².

$$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,\text{cm}^2$$

$$S_t < \overline{S_t}$$

on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$1\text{-}\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \qquad [2]\ [.5.1.2.3]$$

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2.01\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \frac{1.15(1.2-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0018$ …(c.v)

Zone courante: $\frac{2.01\times10^2}{300\times150} = 0.004 \geq \frac{1.15(1.2-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0018$ …(c.v)

$$2\text{-}\ A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} \qquad [2][A.5.1.2.2]$$

Zone nodale: $A_t = 2.01\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15\text{cm}^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2.01\,\text{cm}^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,\text{cm}^2$ ….(c.v)

Finalement :

A_t = 4 T 8 = 2 cm² $\quad \begin{cases}S_t = 5\,\text{cm} \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15\text{cm} \quad (\text{zone courante})\end{cases}$

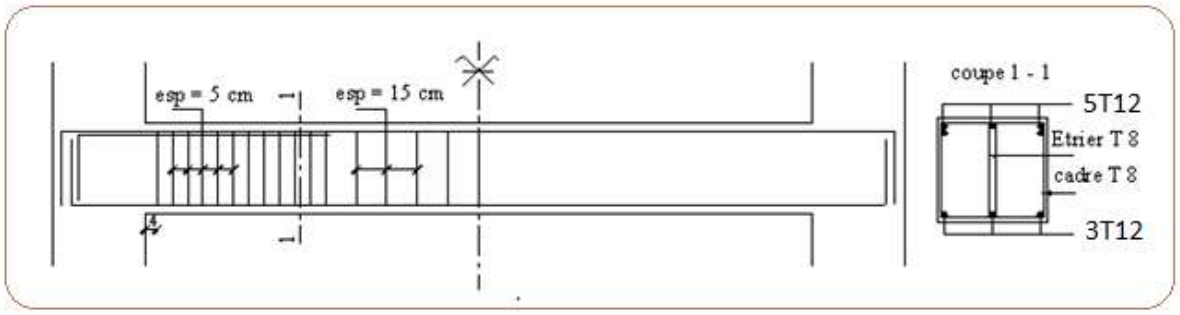


Figure. III.19: Ferraillage de la poutre de chainage.

d) Vérification de la flèche : [2][B.6.5.1]

On doit vérifie que :

($M_{0=}Pu*l^2/8$)

- $h/l \geq M_t/(10M_0)$ => $0.078 \geq 0.04$ =>. (C.V)
- $\rho = A/(b*d) \leq 4.2/fe$ => $3.39/(30*32.5) = 0.003 \leq 4.2/400 = 0.0105$ (C.V)
- $h/l \geq 1/16$ => $0.0805 > 0.0625$ (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.4. LES ESCALIERS :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.1.Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée** : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

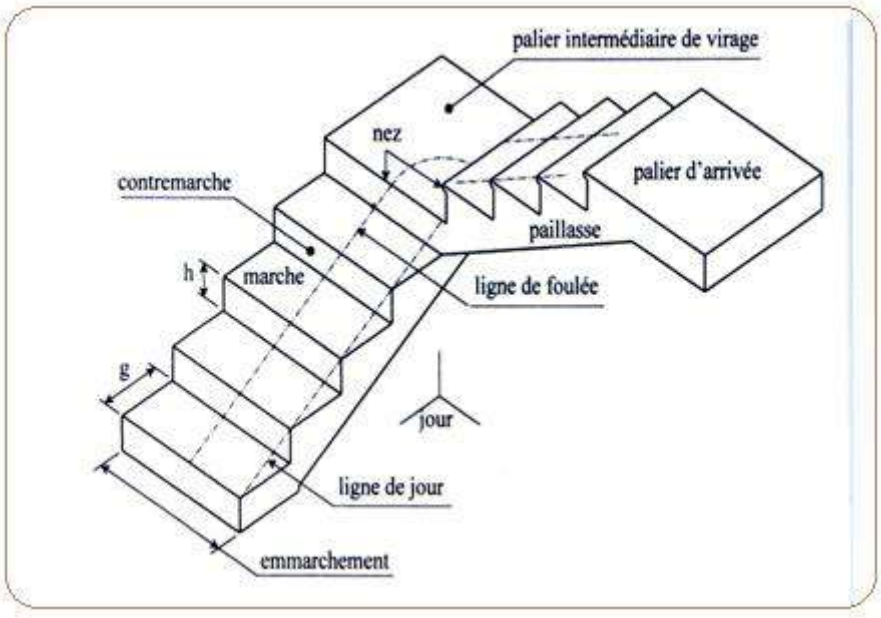


Figure. III.20: Représentation d'un escalier

1er type de l'escalier:

III.4.2.-Pré dimensionnement:

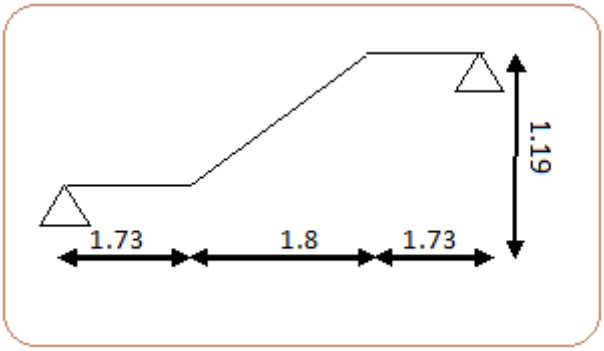


Figure. III.21:schéma statique de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.19m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

A. **Calcul l'angle d'inclinaison (α) :**

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.19}{1.8} = 0.71 \Rightarrow \alpha = 33.46°$$

B. **Calcul la longueur de la paillasse "L_0":**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{1.8}{\cos 33.46} = 2.15m$$

C. Détermination de l'épaisseur de la paillasse "e_p":

$L_t = 2.15 + 2*1.73 = 5.61\,m$: longueur entre les appuis de la volée

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés on a:

$$\frac{L_t}{35} \le e_p \le \frac{L_t}{30} \Rightarrow 16.02cm \le e_p \le 18.7\,cm$$

Donc on prend: $e_p = 18\,cm$

III.4.3-Evaluation des charges et surcharges:

A. charges permanentes: [3][VI.Annexes.A]

Tableau III.14: Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier :

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.24

Tableau III.15: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	5.39
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.82

B. Surcharge d'exploitation : [3][7.2.1]

Q = 2.5KN/m²

III.4.4-Détermination des sollicitations:

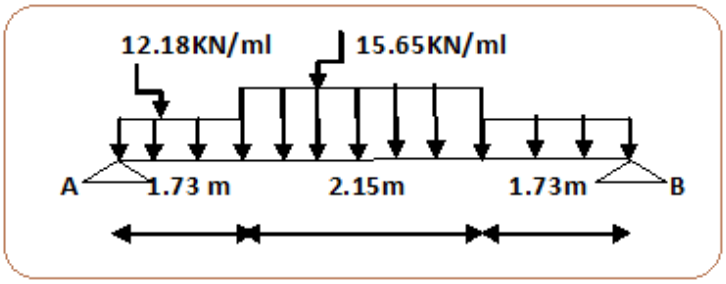
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.16: Combinaison des charges de l'escalier extérieure

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6.24	2.5	12.18	8.74
Paillasse	8.82	2.5	15.65	11.32

a)-A l'E.L.U:



- **Les réactions d'appuis:**

ΣF =0

ΣM/A =0

$R_a = R_b$=37.90KN

- **Moment fléchissant:**

Le moment max se trouve dans l'intervalle: $0 \leq x \leq 3.88m$ D'où:

$M(x)=-7.825X^2+43.91X-4.24$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.66X + 43.91x = 0 \Rightarrow x = 2.8m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.8m) = 57.36KN.m$

Donc :

Moment en travée: $M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 57.36 = 48.75KN.m$

Moment en appuis: $M_a = 0.5 M_{max} = 0.5 \times 57.36 = 28.68KN.m$

Effort tranchant : **T=**37.90KN,

✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) :

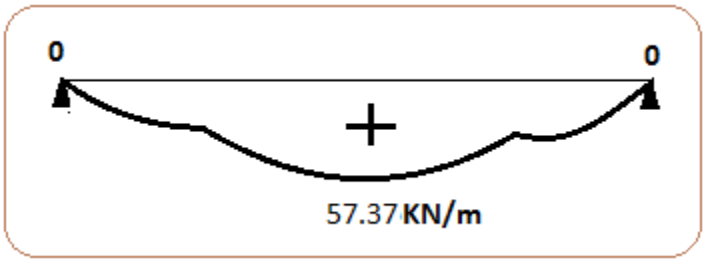
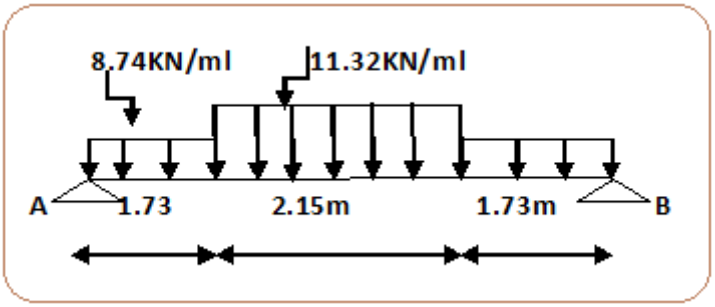


Figure. III.22: Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

b / à l'ELS :



Les réactions d'appuis:

ΣF =0

ΣM/B =0

$R_a = R_b$=27.29KN

- **Moment fléchissant:**

Le moment max se trouve dans l'intervalle: $0 \leq x \leq 3.88m$ D'où:

$M(x)=-5.66X^2+32.22X-4.26$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.32X + 32.22 = 0 \Rightarrow x = 2.8m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.8m) = 41.58KNm$

Donc :

Moment en travée: $M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 41.58 = 35.35KN.m$

Moment en appuis: $M_a = 0.5 M_{max} = 0.5 \times 21.19 = 20.79KN.m$

Effort tranchant : **T**=27.29KN,

✓ **Diagrammes des efforts :**

M(x) :

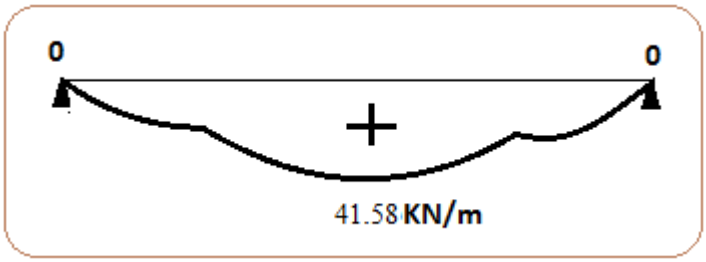


Figure. III.23: Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS

III.4.5-Calcul du ferraillage des escaliers :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur : **[2]**

Tableau III.17:les données

Béton	F_{c28}=25MPa	b =100cm	σ_{bc}=14.2MPa	C=2.5
	F_{t28}=2.1MPa	γ_b=1.5	h= 18 cm	d =15.5
Acier	F_eE400	F_e=400MPa	γ_s=1.5	σ_s=348MPa

Tableau III.18: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	**U**	**β**	**A (cm^2)**	**A choisit (cm^2)**	**Ar=A/4**	**Ar (cm^2)**
En travée	48.75	0.142	0.923	9.79	7HA14=10.77	2.69	3HA12=3.39
En appuis	28.68	0.084	0.956	5.56	4H14=6.15	1.54	3HA12=3.39

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

- **Condition de non fragilité:** [2][b.6.4.]

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

En travées: $A = 10.77 cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\, cm^2$ …..(c.v)

En appuis: $A = 6.15\, cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\, cm^2$ ….(c.v)

Vérification de l'espacement: [1][7.5.2.2]

- Pour les armatures longitudinales:

  En travées: $S_t = 15cm < Min[3h = 54cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ …..(c.v)

  En appuis: $S_t = 20cm < Min[3h = 54\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ …..(c.v)

- Pour les armatures de répartitions:

  En travées: $S_t = 30cm < Min[4h = 72\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ …..(c.v)

  En appuis: $S_t = 30cm < Min[4h = 72\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ ….(c.v)

Vérification de l'effort tranchant: [2][A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{37.9\times10^3}{100\times15.5} = 0.24MPa$$

On considère la fissuration comme préjudiciable. [2][A.5.1.2.1]

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.66MPa$$

$\tau_u = 0.24MPa < \overline{\tau}_u = 1.66\,MPa$ ….. (c.v)

Vérification des contraintes à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on doit vérifie :

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

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$ [2][A.2.1.1.4]

a) En travées:

A =10.77cm²

$M_{ser} = 35.35KN.m$

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

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.64cm$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 21686.03\,cm^4$$

D'où: $\sigma_b = \frac{35.35\times10^5}{21686.03}\times5.46 = 8.90\,MPa$

$\sigma_b = 9.54\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$….(c.v)

b) <u>aux appuis:</u>

A = 6.15cm²

$M_a = 20.79KN.m$; y = 4.44 cm ; I = 14201.96 cm^4

$\sigma_b = 6.50MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$….(c.v)

<u>Vérification de la flèche</u> : [2][B.6.5.1]

On doit vérifie que :

- $h/l \geq M_t/(20M_0)$ => 18/5.61 = 0.032≥ 35.35/271.99=0.12 (C.N.V)
- $\rho = A/(b*d) \leq 2/fe$
- $h/l \geq 1/16$

Une condition n'est pas vérifiée, alors on calcule la flèche ; **[2] [B.6.5.3]**

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

Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} \\ \bar{f} = 0.5 + \dfrac{L}{500} \end{cases}$; *L=5.61m>5m*

- **<u>Moment d'inertie de la section homogène I_0 :</u>**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$ *Moment d'inertie fictif.*

Avec :

$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\,f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\,f_{t28}}{\delta\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases}$; $\begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.19 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
35.35	*10.77*	*0.007*	211.76	*3*	*1.2*	*0.54*	55425.48	*23270.23*	*36995.16*

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 1.48cm \\ f_v = 2.8cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1.32cm$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{500} = 0.5 + \frac{561}{500} = 1.62cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1.32cm > \bar{f} = 1.62cm.....CV.$$

Conclusion :on admet le même ferraillage calculé à l'ELU.

III.5.La poutre palière :

La poutre palière supporte le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L =4,35m

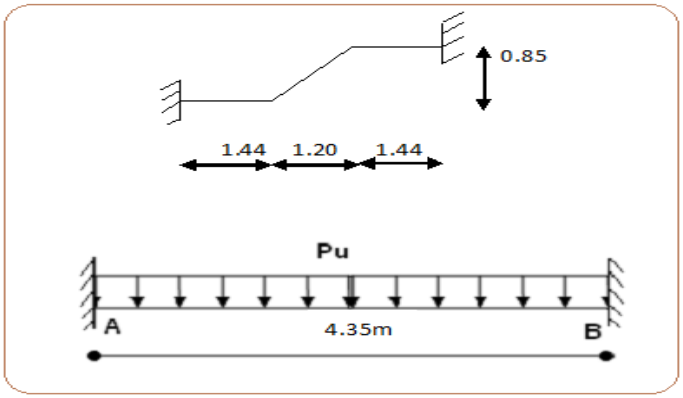


Figure. III.24: Schéma simplifié de la poutre palière.

III-5-1-Pré dimensionnement :

L = 4.35m

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 29cm \le h \le 43.50\,cm$$

$$0.3h \le b \le 0.7h \quad \Rightarrow 10.50cm \le b \le 24.50\,cm\ ,$$

On adopte (b x h) = (30 x 35) cm^2.

Vérification des prescription du RPA 99 V2003:

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1.16 < 4. (c.v)

III-5-2-Charges et surcharges:

a) Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

E.L.U: R=37.90KN

E.L.S : R=27.29KN

b) Les charges revenants à la poutre palière :

Poids propre de la poutre: 0.30x0.35x25=2.625 KN/ml.

Poids du double cloison : 1.10x2.52=2.772 KN/ml

Poids de volée adjacente : $\frac{1}{2}$ x[1.20/cos(35.31)]x8.82=6.48 KN/ml

$\rightarrow$ G =11.88 KN/ml

Donc : P_u = 1.35x11.88 + 37.90 = 53.94 KN/ml

: P_{ser} = 11.88+27.29 = 39.17 KN/ml.

III-5-3- Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis avec la méthode RDM :

On a :

- $R_A = R_B = PL/2$
- $M_A = M_B = PL^2/12$
- $M_t = PL^2/24$

Tableau III.20 : les efforts de la poutre palière à l'ELU et ELS.

Niveau	T (KN)	Ma (KN.m)	Mt(KN.m)
ELU	117.19	85.05	42.53
ELS	85.19	61.76	30.88

III-5-4- Ferraillage de la poutre palière :

a) Les armatures longitudinales:

Données : h = 35 cm ; b = 30 cm ; c = 2.5 cm ; d =32.5 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_b = 14.2 Mpa ; FeE400 ; γ_s = 1.15

Tableau III.21: ferraillage de la poutre palière.

	M_u(KN.m)	μ	B	A[cm²]	A_{min}[cm²]	$A_{adopté}$
En travées	42.53	0.095	0.950	3.95	1.05	3T14=4.62
En appuis	85.05	0.189	0.893	8.42	1.05	6T14=9.23

Vérification les armatures longitudinales: [1][7.5.2.1]

Amin= 0.5%bh

A max = 4%bh= 42cm^2 (zone courante)

A max = 6%bh (zone de recouvrement)

Alors : Amin=5.25 cm^2 ≤A=4.62+9.23=13.85cm^2≤ Amax=63cm^2……cv.

b) Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1\,\text{cm};\ \varphi_l = 14\,\text{mm};\frac{b}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 1\,\text{cm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

on adopte A_t = 4 T 8 = 2.01cm².

III-5-5- Vérifications des contraintes :

a) ELS : La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

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

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.05\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2$$

En travée : M_{ser} = 30.88KN.m ; A = 4.62 cm² ; y = 6.05 cm ; I=50723.35cm4

σ_b = 3.68 MPa < $\overline{\sigma}_b$ = 14.2 Mpa (c.v)

En appuis : : M_{ser} = 61.76KN.m ; A = 9.23 cm² ; y = 8.20 cm ; I_G = 87267.02cm^4 ;

σ_b = 5.80 MPa < $\overline{\sigma}_b$ = 15 Mpa (c.v)

b) Condition de non fragilité: [2][b.6.4.]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max}[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3T12=3.39cm²

en appuis A = 5T12=5.65cm²

c) L'effort tranchant : [2][A.5.1.1]

$\tau_u = V/bd = 117.19/30*32.5 \Rightarrow \tau_u = 1.2MPa$

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\,[0.2f_{cj}/\gamma_b\ ;\ 5Mpa]$ fissuration peu nuisible. [2][A.1.2.1.1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min}\,[3.33Mpa\ ;\ 5Mpa] = 3.33MPa > \tau_u$ (c.v)

Vérification de contrainte de compression dans les bielles de béton : [2][A.5.1.3.1.3]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b.a$$

$$a = \text{Min}\left[b-c-2\ ;\ 0.9d\right] = \text{Min}\left[25.5\,cm\ ;\ 29.25\,cm\right] = 25.5\,cm$$

$$V_u = 117.19KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 30\times 25.5 = 510\,KN \quad \text{.....(c.v)}$$

Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :

$\sigma_m = |V_u|/ab_0 \le \bar{\sigma}_m = 1.3\, f_{c28}/\gamma_b$ **[2]**

$\sigma_m = 117.19 * 10^3 / 25.5* 30 = 1.53MPa$

$\sigma_m = 21.66$ Mpa $\Rightarrow \sigma_m < \bar{\sigma}_m$ (c.v)

d) Vérification du R.P.A 99 V2003:

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$ [1][7.5.2.1]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}\,[h/4,\ 12\phi_t] & \text{en zone nodale,} \\ S_t \le h/2 & \text{en zone courante,} \end{cases}$$ [1][7.5.2.1]

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 8.5\,cm \quad (\text{zone nodale}) \\ \overline{S}_t = 17.5\,cm \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5\,cm & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$

On a $A_t = at.nt = 0.5*4 = 2\ cm^2$.

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 2.01cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 2.01cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$1\text{-}\ \frac{A_t}{b_0\cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.\left(\cos\alpha+\sin\alpha\right)}$$ [2][A.1.2.3]

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2.01\times10^2}{300\times50}=0.013\geq\frac{1.15(1.2-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0018$ …(c.v)

Zone courante: $\frac{2.01\times10^2}{300\times150}=0.004\geq\frac{1.15(1.2-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=0.0018$ …(c.v)

2- $A_t \geq A_{min}=\frac{0.4.b_0\cdot S_t}{f_e}$ **[2]**

Zone nodale: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times50}{400}=0.15cm^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,cm^2$ ….(c.v)

Finalement :

$A_t = 4\ T\ 8 = 2\ cm^2$

$\begin{cases} S_t = 5\,cm & (zone\,nodale) \\ S_t = 15cm & (zone\,courante) \end{cases}$

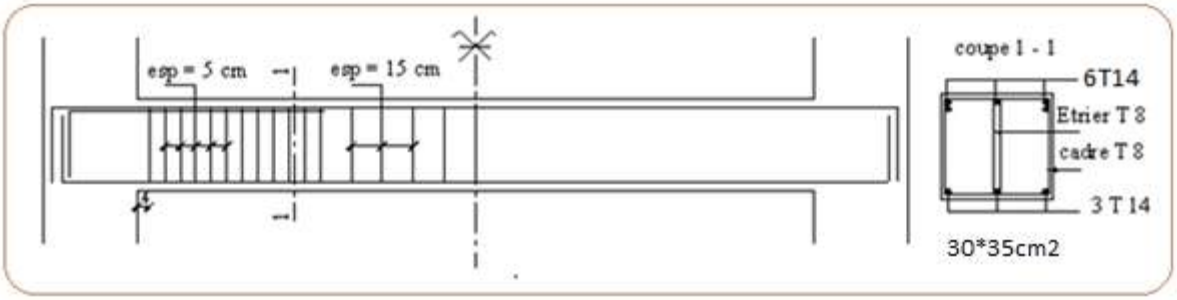


Figure. III.25: Ferraillage de la poutre palière.

e) Vérification de la flèche : [2][B.6.5.1]

On doit vérifie que :

($M_{0=}Pu*l^2/8$)

- $h/l \geq M_t/(10M_0)$ => 0.078 ≥ 0.033 =>. (C.V)
- $\rho = A/(b*d) \leq 4.2/fe$ => 4.62/(30*32.5) = 0.0047≤ 4.2/400 = 0.0105 (C.V)
- $h/l \geq 1/16$ => 0.0805 > 0.0625 (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

2eme type de l'escalier:

III.5 Escalier de duplex

III- 5-1-Pré dimensionnement:

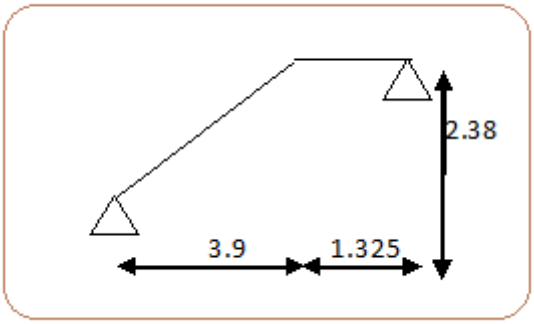


Figure. III.26: Schéma statique de l'escalier

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 2.38m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

A. **Calcul l'angle d'inclinaison (α) :**

$\text{tg}\,\alpha = \frac{2.38}{3.9} = 0.61 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 31.39^0$

B. **Calcul la longueur de la paillasse "L_0":**

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{3.9}{\cos 31.39} = 4.568\text{m}$$

C. **Détermination de l'épaisseur de la paillasse "e_p":**

$L_t = 4.568 + 1.325 = 5.893\,\text{m}$ **:** longueur entre les appuis de la volée

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés on a:

$$\frac{L_t}{35} \le e_p \le \frac{L_t}{30} \Rightarrow 16.83\,\text{cm} \le e_p \le 19.64\,\text{cm}$$

Donc on prend: $e_p = 18\,\text{cm}$

III.5.2-Evaluation des charges et surcharges: [3][VI. annexes .A]

A. charges permanentes:

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

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.24

Tableau III.23: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	5.27
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				**9.14**

B. Surcharge d'exploitation : [3][7.2.1]

Q = 2.5KN/m²

*III.5.3*Détermination des sollicitations:

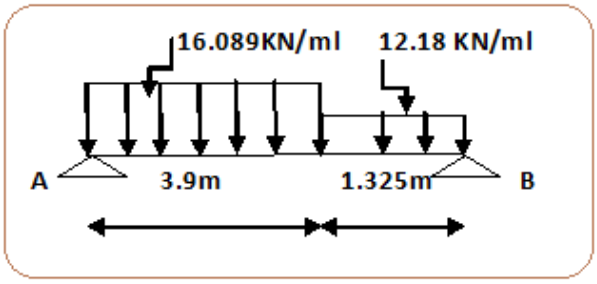
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.24: Combinaison des charges de l'escalier extérieure

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6.24	2.5	12.18	8.74
Paillasse	9.14	2.5	16.08	11.64

a) A l'E.L.U:



Les réactions d'appuis:

$R_a + R_b = 78.885$ KN

5.225 Ra =(12.18*1.325*0.662)+(16.089*3.9*3.275)

Ra = 41.175 KN

Rb = 37.509 KN

Moment fléchissant:

Le moment max se trouve dans l'intervalle: $0 \leq x \leq 3.9m$ D'où:

$M(x)=41.375x-8.044x^2$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.089X + 41.375 = 0 \Rightarrow x = 2.57m$$

D'où: $M_{max} = M(x = 2.57m) = 53.136KN.m$

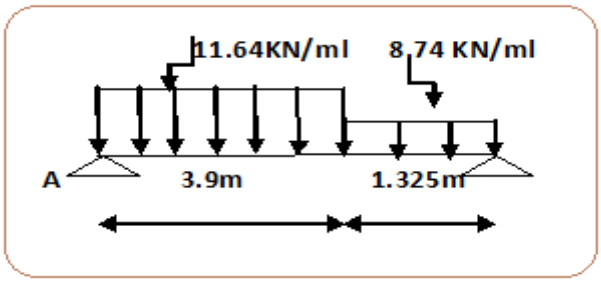
Donc :

Moment en travée: $M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 53.136 = 45.165KN.m$

Moment en appuis: $M_a = 0.5 M_{max} = 0.5 \times 53.136 = 26.568KN.m$

Effort tranchant : **T=**41.375 KN,

b) à l'ELS :



Les réactions d'appuis:

$R_a + R_b = 56.976KN$

Ra = 29.92 KN Rb=27.053 KN

Moment fléchissant:

Le moment max se trouve dans l'intervalle: $0 \leq x \leq 3.9m$ D'où:

$M(x)=-5.82X^2+29.92X$

$$\frac{dM(x)}{dx}=0 \Rightarrow -11.64X+29.92=0 \Rightarrow x=2.57$$

D'où: $M_{max}=M(x=2.57m)=38.45KNm$

Donc :

Moment en travée: $M_t=0.85M_{max}=0.85\times38.45=32.68KN.m$

Moment en appuis: $M_a=0.5M_{max}=0.5\times38.45=19.22KN.m$

Effort tranchant : **T=**29.92KN,

***III.5.4*-Calcul du ferraillage des escaliers :**

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

Tableau III.25: les données

Béton	F_{c28}=25MPa	b =100cm	$б_{bc}$=14.2MPa	C=2.5
	F_{t28}=2.1MPa	$ɣ_b$=1.5	h= 18 cm	d =15.5
Acier	F_eE400	F_e=400MPa	$ɣ_s$=1.5	$б_s$=348MPa

Tableau III.26: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	**U**	**B**	**A (cm^2)**	**A choisit (cm^2)**	**Ar=A/4**	**Ar(cm^2)**
En travée	45.165	0.132	0.929	9.013	6HA14=9.23	2.307	3HA12=3.39
En appuis	26.568	0.077	0.9595	5.133	4H14=6.15	1.537	3HA12=3.39

Avec $\mu=\frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}};A=\frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

Tableau III.27: Vérification à l'ELS

	Mu (KN.m)	**u**	**B**	**A(cm^2)**	**A choisit (cm^2)**	**Ar=A/4**	**Ar(cm^2)**
En travée	32.68	0.0957	0.949	6.384	6HA12=6.78	1.69	3HA10=2.35
En appuis	19.22	0.0563	0.971	3.66	4Ha12=4.52	1.13	3HA8=1.50

$$\mu=\frac{M_s}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}};A=\frac{Ms}{\beta d\sigma_s}$$

Vérification de l'espacement:

- Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 15cm < Min[3h = 54cm ; 33cm] = 33cm$ …..(c.v)

En appuis: $S_t = 20cm < Min[3h = 54cm ; 33cm] = 33cm$ …..(c.v)

- Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 30cm < Min[4h = 72cm ; 45cm] = 45cm$ …..(c.v)

En appuis: $S_t = 30cm < Min[4h = 72cm ; 45cm] = 45cm$ ….(c.v)

***III.5.5* Vérifications:**

a) Condition de non fragilité: [2] [b.6.4]

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

En travées: $A = 9.23cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\,cm^2$ …..(c.v)

En appuis: $A = 6.15\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\,cm^2$ ….(c.v)

b) Vérification de l'effort tranchant: [2] [A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{41.375 \times 10^3}{100 \times 15.5} = 0.266MPa$$

On considère la fissuration comme préjudiciable. Matériau

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.66MPa$$

$\tau_u = 0.266MPa < \overline{\tau}_u = 1.66\,MPa$ …..(c.v)

c) Vérification des contraintes à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on doit vérifie :

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

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

En travées:

$A = 9.23cm^2$

$M_{ser} = 32.68 KN.m$

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

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.018cm$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 16049.113\,cm^4$$

D'où: $\sigma_b = \frac{32.68\times10^5}{16049.113}\times 5.018 = 10.217\,MPa$

$\sigma_b = 10.217\,MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa$....(c.v)

En appuis:

A = 6.15cm²

$M_a = 19.22KN.m$; y = 4.3449 cm ; I = 14213.367 cm^4

$$\sigma_b = 5.875MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa....(c.v)$$

b = 30cm ≥ 20cm.

d) Vérification de la flèche : [2] [B.6.5.1]

On doit vérifie que :

- h/l ≥ M_t/(20M_0) => 18/5.225 = 0.034≥ 32.68/286.4=0.114 (C.N.V)
- ρ = A/(b*d) ≤ 2/fe => 0.005 ≤ 0.005 (C.V)
- h/l ≥ 1/16 => 3.44 ≥ 0.062 (C.V)

Une condition n'est pas vérifiée, alors on calcule la flèche : **[2] [B.6.5.2]**

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

Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} \\ \bar{f} = 0.5 + \dfrac{L}{500} \end{cases}$; *L=5.225m >5m*

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2}-d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2}-d'\right)^2$$

$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases}$ *Moment d'inertie fictif.*

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\delta\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.28: Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
32.68	*9.23*	*0.0059*	228.42	*3.5*	*1.4*	*0.509*	54449.51	*21533.15*	*31793.47*

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 1.28cm \\ f_v = 2.61cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1.33cm$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{500} = 0.5 + \frac{522.5}{500} = 1.545cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1.33cm > \bar{f} = 1.545cm.....CV.$$

Conclusion : on admet le même ferraillage calculé à l'ELU.

III.6 : Calcul des consoles :

III.6.1.Console, sur laquelle repose l'escalier :

- R_u=41.375 kN $\Rightarrow$ P =41.375/1.43 = **28.93kN/ml**
- Poids propre de la poutre console : 0.4x0.3x25 = **3.00kN/ml**
- Poids propre de volée adjacente : 12.48
- R_{ser}=29.92kN $\Rightarrow$ P =29.92/1.43 = **20.92kN/ml**

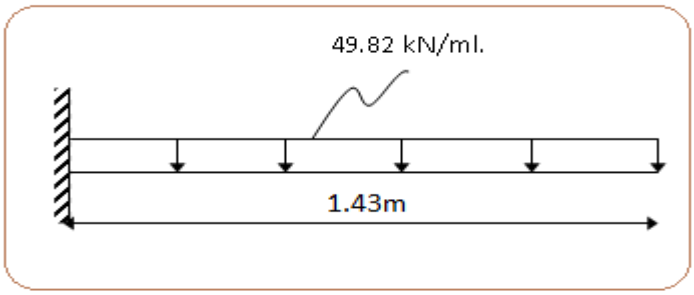


Figure. III.27: Schéma statique de la console

Calcul des efforts :

à l'E.L.U :

P_u= (1.35x(3.00+12.48)) + 28.93 $\Rightarrow$ **P_u = 49.82kN/ml**

$$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2} = \mathbf{50.93kN.m}$$

à l'E.L.S :

P_{ser} = 3.00 +12.48+ 20.92 $\Rightarrow$ P_{ser} = 36.4kN/ml

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} = 37.21 \text{ kN.m}$$

Ferraillage:

Béton**:** f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

h = 40 cm; b = 30 cm; d = 37.5 cm.

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

Tableau III.29: Calcul des sections d'acier de la console

	M_u kN.m	μ	B	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
En appui	50.93	0.085	0.955	4.09	0	1.02	5 T 14 7.70

Vérification de l'effort tranchant : :**[2][A.5.1.1]**

T_u = 71.24 + 1.35(3 x 1.43) $\Rightarrow$ **T_u = 77.03 kN** ,

$\tau_u = Tu / b_0 \cdot d = 0.68MPa$

$\bar{\tau}_u = \min\left[0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa\right] = 3.33MPa \Rightarrow \tau_u \le \bar{\tau}_u$

Armatures transversales : :**[2][A.5.1.1]**

$S\tau \le Min\left[0.9d ; 40cm\right] = 33.75cm.$ Soit : $S\tau = 15$ cm.

$\Phi\tau \le Min\left[h/35, \Phi_l ; b/10\right] = Min\left[11.42mm ; 14mm ; 30mm\right] = 11.42mm.$ Soit : $\Phi\tau$ **=8mm**

Vérification de la section minimale: :**[2][A.5.1.2.2]**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e = 4.106\text{MPa} \ge 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{avec: } A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.00446 \ge \frac{\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = 0.04 \text{ où : } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases}$$ **(C.V)** :**[2][A.5.1.2.3]**

- **Zone nodale :** $S_t \le \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t$=10.00 cm. :**[1][7.5.2.1]**

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t$=15 cm.

- **Vérification au voisinage de l'appui:** :[2][A.5.1.3.1.3]

a) $\sigma_b = \frac{2 \cdot V_a}{a \cdot b} = 4.08\,MPa \leq \overline{\sigma} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\,MPa$ **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle est vérifiée.

b) A_t=2.01 cm$^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_a}{f_e} = 1.18 \cdot 10^{-3} cm^2$ **(C.V)**

Donc, la section droite longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
37.21	4.62	6.54	75749.75	0.044	3.21	15.00	**(CV)**

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

III.6.2. Vérification de la flèche :

On vérifier la flèche avec la flèche admissible [1 : B.6.5.3.] :

$$[\Delta L] = \frac{l}{250} + 0.5$$

a) chargement.

La console a deux types de charges a l'ELS :

❖ Charge repartie :

q_{ser}=G+Q=49.82+2.5=52.32 kN/mℓ

b) Calcul de la flèche.

b.1. Rappel de calcul des flèches.

b.1.1. Pièce encastrée à une extrémité et soumise sur toute sa longueur à l'action d'une charge uniformément répartie :

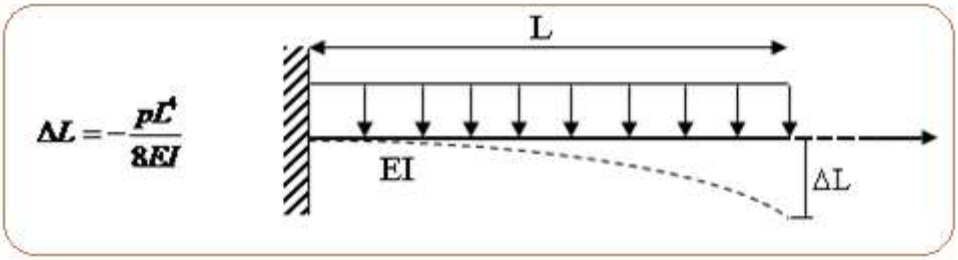


Figure. III.28: la flèche d'une console sous une charge répartie

c) Evaluation de la flèche.

c.1) sous la charge répartie.

$$\Delta L_1 = \frac{q_{ser} L^4}{8EI} = 0.425cm$$

Avec :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

E_i = 32164,195 MPa.

c.2) sous la charge.

$$\Delta L = 0.425 + 0.07 = \mathbf{0.432cm} \leq [\Delta L] = \frac{l}{250} + 0.5 = \mathbf{0.50cm} \quad ok\,!$$

III.6.3. Récapitulation.

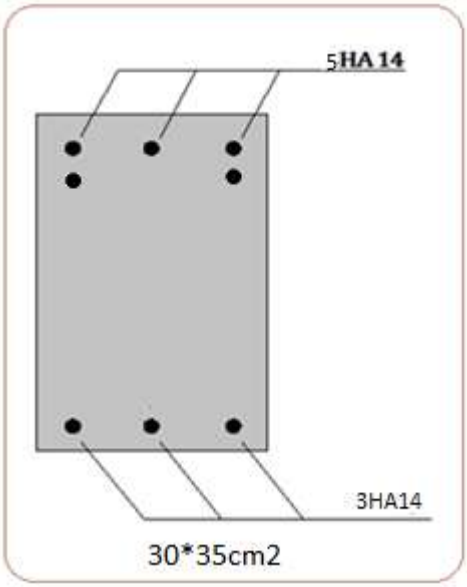


Figure. III.29: ferraillages des consoles

Capitre 4:

CALCUL DYAMIQUE

VI.1 Introduction

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000.V.17.1.1, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

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

VI.3- Choix du système de contreventement et classification de la structure selon leur configuration :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte, « portiques –voiles avec interaction ».

A. **Régularité en plan :** [1] **[3.5.a.1]**

La structure est irrégulière en plan.

B. Régularité en élévation : [1] **[3.5.b.]**,

la structure est classée régulière en élévation ;

VI.4 . Caractéristiques géométriques et massique de la structure:

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

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

VI.4 .1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$ YG $= \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

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

Vue de la Structure en 3D :

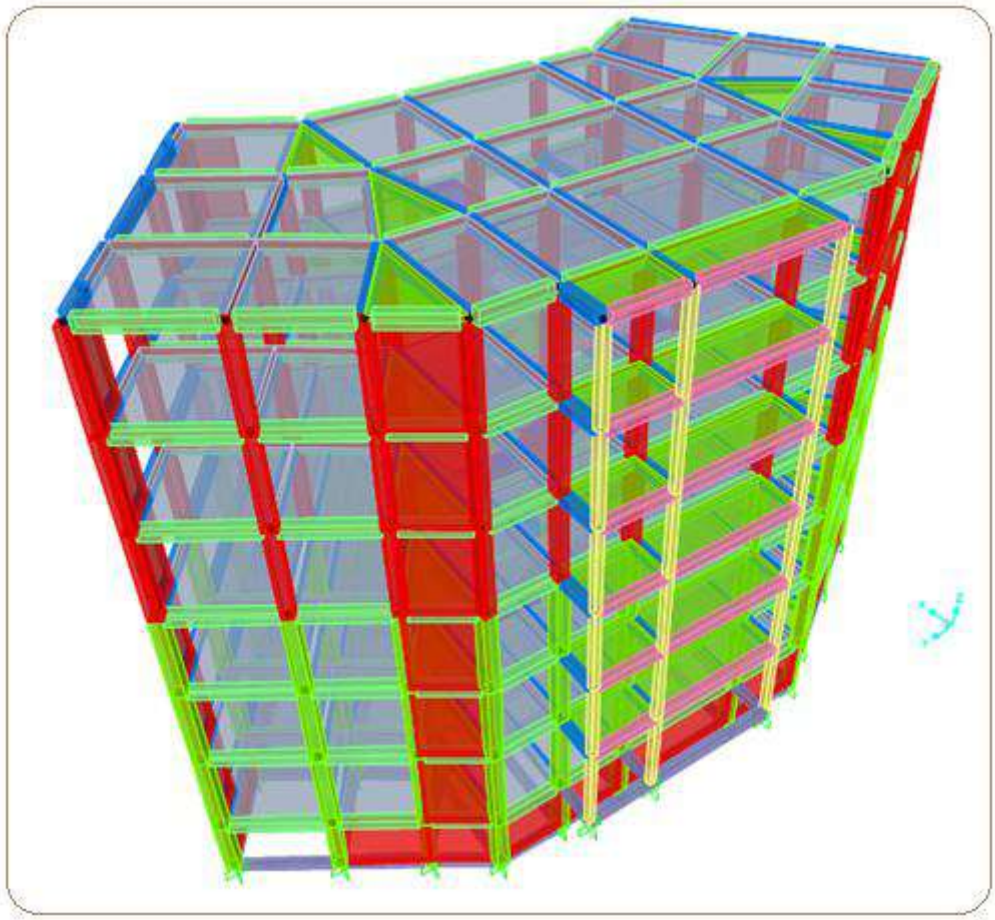


Figure. IV.1.bloc en 3D

La disposition des voiles :

disposition des voiles en 3D :

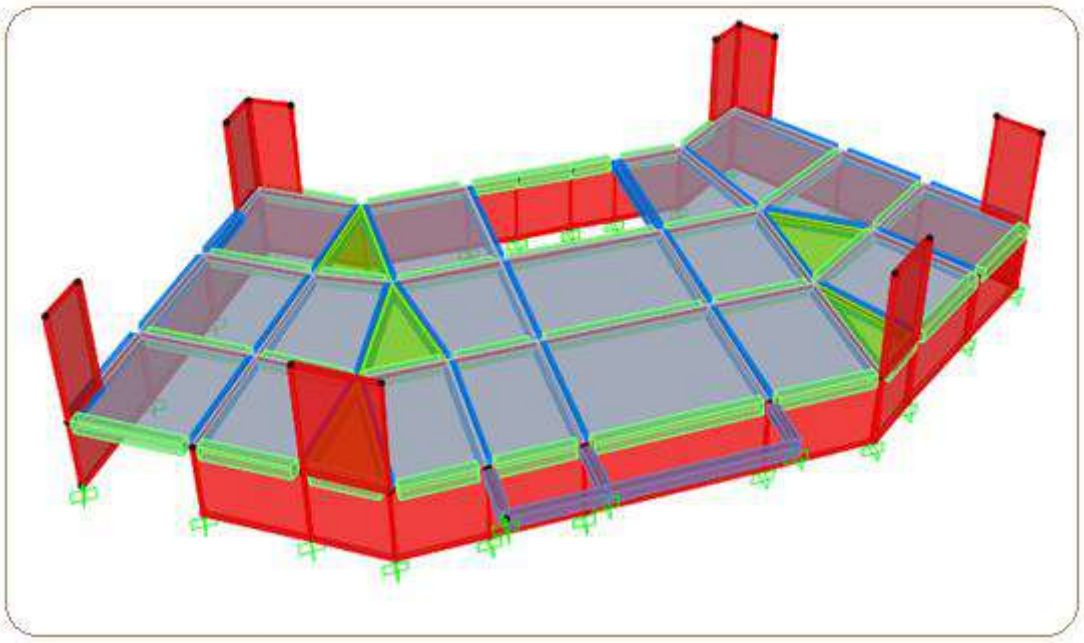


Figure. IV.2.disposition des voiles en 3D **.**

Tableau IV.1 : Le comportement des trois premiers modes

StepType	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.46	**65.61%**	0.16%	0.03%	65.61%	0.16%	0.03%
Mode 2	0.41	0.20%	**55.17%**	10.14%	65.80%	55.33%	10.16%
Mode 3	0.35	0.00%	9.85%	**53.28%**	65.80%	65.18%	63.44%

Remarque :

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisie la meilleure disposition représentée sur la figure suivante :

❖ **Disposition des voiles en plan :**

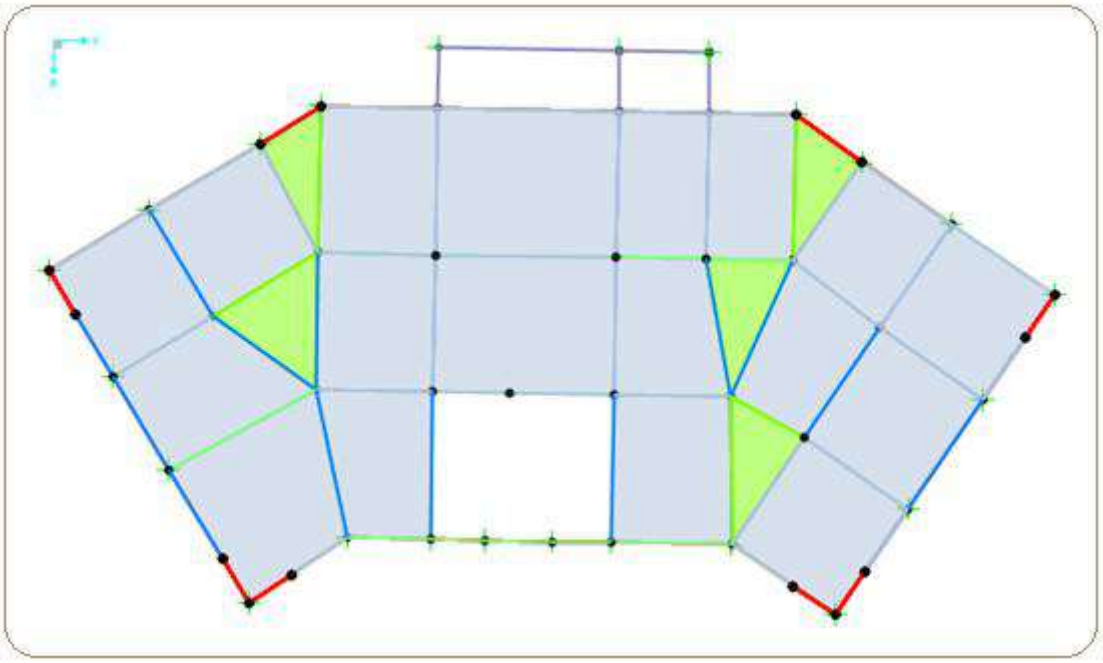


Figure. IV.3.disposition des voiles**.**

VI.4.2.Calcul d'excentricité : [1] [3.5.1-a] :

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

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 14.66 m.
- Largeur du bâtiment = 29.52 m.

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 0.15 %.Lx = 2.46 m.
- Excentricité suivant Ly = 0.15 %.Ly = 4.43 m.

IV.4.2.1.-Centre de Masse :

Tableau IV.2: Calcul du centre de Masse.

Niveau (m)	∑Wi (kN)	∑Wi.Xi	∑Wi.Yi	XG (m)	YG (m)
2.38	4498.33	37561.06	66440.33	8.35	14.77
5.95	4489.96	35829.88	66810.60	7.98	14.88
9.18	4447.32	35578.56	66042.70	8	14.85
12.41	4442.89	35454.26	66243.49	7.98	14.91
15.64	4380.66	34957.67	65008.99	7.98	14.84
18.87	4324.22	34464.03	64257.91	7.97	14.86
22.1	3466.09	28040.67	51298.13	8.09	14.8
∑	30049.47				

IV.4.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}}$ $YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$ Avec :

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

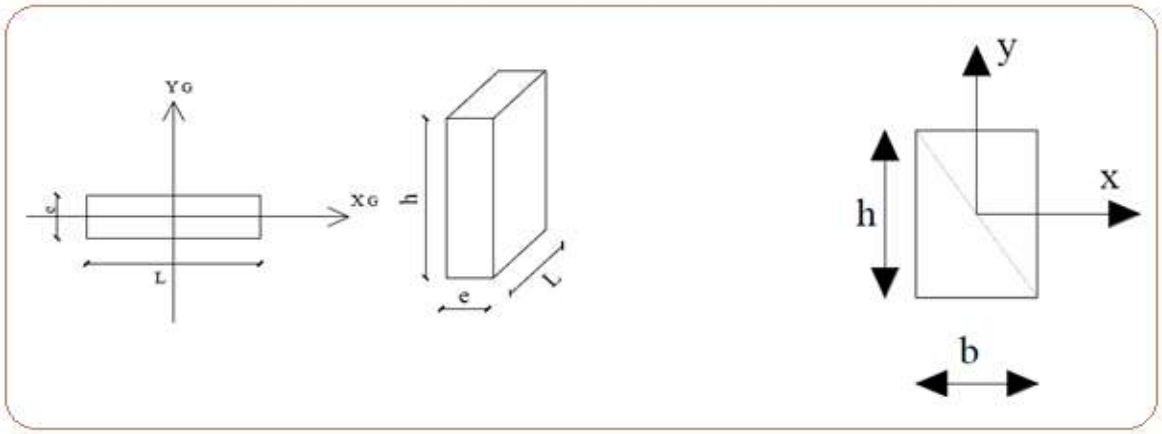


Figure. IV.4. Inerties des voiles et des poteaux.

Tableau IV.3: Calcul du centre de torsion.

Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	∑ Ix*Yi	∑ Iy*xi	Xi (m)	Yi (m)
2.38	3.7095	7.5578	55.64	67.42	8.92	15
5.95	0.3149	0.3989	4.72	3.37	8.44	14.99
9.18	0.276	0.3612	4.21	2.95	8.17	15.25
12.41	0.276	0.3612	4.21	2.95	8.17	15.25
15.64	0.2725	0.3565	4.09	3.02	8.48	15
18.87	0.2417	0.349	3.82	2.95	8.46	15.81
22.1	0.2417	0.349	3.82	2.95	8.46	15.81

IV.4.3. Excentricité :

IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.4: Calcul de l'excentricité théorique

	direction X			direction Y		
Niveau (m)	**XG (m)**	**Xi (m)**	**Ex théor**	**YG (m)**	**Yi (m)**	**Ey théor**
2.38	8.35	8.92	0.57	14.77	15	0.23
5.95	7.98	8.44	0.46	14.88	14.99	0.11
9.18	8	8.17	0.17	14.85	15.25	0.4
12.41	7.98	8.17	0.19	14.91	15.25	0.34
15.64	7.98	8.48	0.5	14.84	15	0.16
18.87	7.97	8.46	0.49	14.86	15.81	0.95
22.1	8.09	8.46	0.37	14.8	15.81	1.01

IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : [1] [4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

- Ex= 0,05* Lx
- Ey= 0,05*Ly

Ly Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableausuivant :

Tableau IV.5: Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
2.38	16.42	29.52	0.82	1.48
5.95	16.42	29.52	0.82	1.48
9.18	16.42	29.52	0.82	1.48
12.41	16.42	29.52	0.82	1.48
15.64	16.42	29.52	0.82	1.48
18.87	16.42	29.52	0.82	1.48
22.1	16.42	29.52	0.82	1.48

IV.4.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [1] [4.3.7.]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à**0.05L**,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Excentricité totale :

Tableau IV.6: Calcul de l'excentricité totale

	direction X			direction Y		
Niveau (m)	**Ex théor**	**Ex**	**Exthéor±Exacc**	**Eythéor**	**Ey**	**Eythéor±Ey acc**
2.38	0.57	0.82	0.25	0.23	1.48	1.25
5.95	0.46	0.82	0.36	0.11	1.48	1.37
9.18	0.17	0.82	0.65	0.4	1.48	1.08
12.41	0.19	0.82	0.63	0.34	1.48	1.14
15.64	0.5	0.82	0.32	0.16	1.48	1.32
18.87	0.49	0.82	0.33	0.95	1.48	0.53
22.1	0.37	0.82	0.45	1.01	1.48	0.47

VI.4. Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalent ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse,défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires,il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.4.1 Méthode modale spectrale:

VI.4.1.1 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher,
- Seul les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte,
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

VI.4.1.2 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des **« SAP 2000 V.17.1.1 »** incontournables lors d'une analyse dynamique,
d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente un architecture (vue en plan) déférente d'un niveaux à l'autre. Tous cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

VI.4.1.3 Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (catégorie 3) .

.VI.4.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degréde liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.4.2.1.Modélisation de la structure:

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments,efforts normaux..etc), dans les éléments structuraux, le logiciel calcule par éléments finis,« sap 2000.V.17.1.1 »est utilisé.

VI.4.2.2.Description du logiciel « SAP 2000.V.17.1.1 »

« SAP 2000 V.17.1.1 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet demodéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphiqueunique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique «SAP 2000.V17.1.1 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,ETABS et SAFE).

VI.4.2.3.Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type.
- poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI.4.2.4.Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ,[1] **[Tab.4.5]**, (dans notre cas β =0,2) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse deséléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m3.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été repartie sur les poutres concernées.

IV. 5. Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1. Introduction :

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

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre structure étudié présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA99V2003, |[4.1.2.b], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000V.17.1.1'

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe :

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

IV.5.2.2. Le spectre de réponse de calcul : [1] [4.3.3.]

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

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

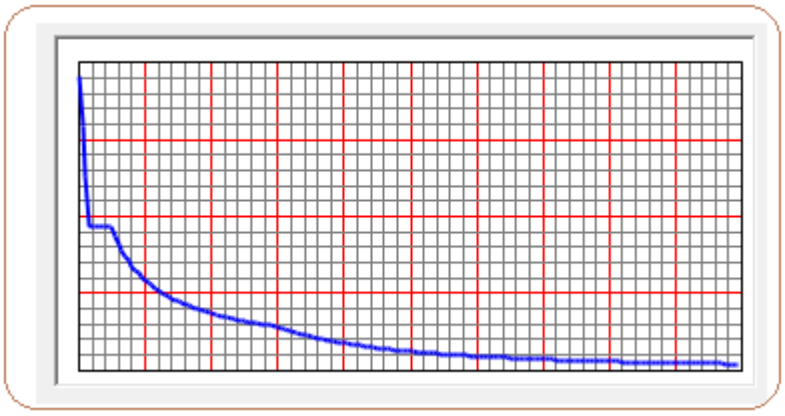


Figure. IV.5. Spectre de réponse X.

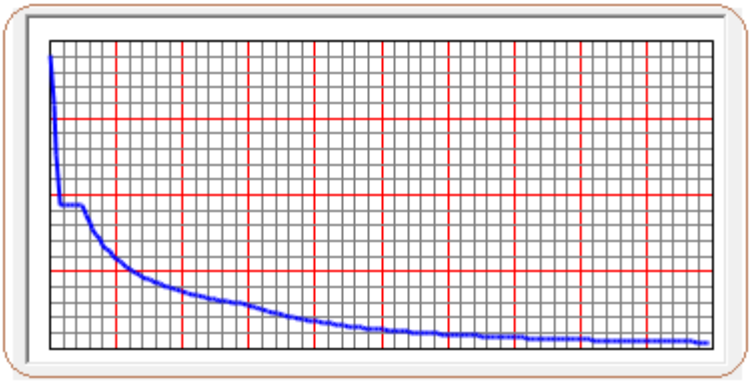


Figure. IV.6. Spectre de réponse Y.

a) Coefficient d'accélération A :[RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)➔A = 0,25

b) facteur de correction d'amortissement η:[1][Tab.4.2].

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7\ \%$

Avec remplissage dense → η = 0,882

c) coefficient de comportement R : [1] [Tab4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultante de leurs interactions à tous les niveaux;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

  Donc : R = 5.

Justification du coefficient de comportement R : [1] [4.a] :

Suivant Ex :

Tableau IV.7:.Les valeurs en pourcentages.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (%)
5eme	100%	88.54%	11.47%	100%	84.41%	15.59%
4eme	100%	88.91%	11.09%	100%	66.31%	33.70%
3eme	100%	88.48%	11.52%	100%	75.94%	24.06%
2eme	100%	91.20%	8.80%	100%	60.50%	39.50%
1er	100%	92.74%	7.26%	100%	79.25%	20.75%
RDC	100%	91.27%	8.73%	100%	44.82%	55.18%
S-S	100%	78.87%	21.13%	100%	11.58%	88.42%

Suivant Ey :

Tableau IV.8: Les valeurs en pourcentages.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
N°	100 %	87.530 %	12.470 %	100 %	80.878 %	19.122 %
5eme	100 %	87.967 %	12.033 %	100 %	55.251 %	44.749 %
4eme	100 %	88.148 %	11.852 %	100 %	75.955 %	24.045 %
3eme	100 %	90.775 %	9.225 %	100 %	52.133 %	47.867 %
2eme	100 %	92.431 %	7.569 %	100 %	74.183 %	25.817 %
1er	100 %	91.021 %	8.979 %	100 %	37.122 %	62.878 %
RDC	100 %	66.438 %	33.562 %	100 %	4.358 %	95.642 %

d) facteur de qualité Q :[1][Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: détermination du facteur de qualité Q.

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	**0.05**	non	**0.05**
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	**0.05**	non	**0.05**
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.1 = 1.1$$

$$Q_Y = 1 + 0.1 = 1.1$$

e) <u>périodes caractéristiques</u> :[1] [Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0.15\,\text{s} \\ T_2 = 0.5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

IV.5.2.3. Résultats de l'analyse dynamique :

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

<u>stabilité de la structure :</u>

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

<u>Résistance des éléments :</u>

- Vérification des déplacements (en tête et inter étage).
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit à la base.

IV.5.3. Vérification de comportement :

<u>Tableau IV.10:</u> Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe X	translation pure suivant l'axe Y	rotation pure autour de l'axeZ
T_1=0.46 sec	T_2=0.41 sec	T_3=0.35 sec

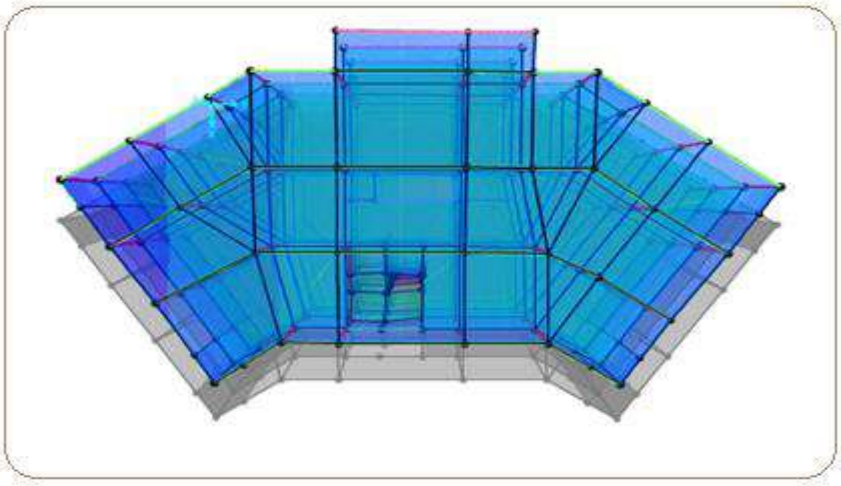


Figure. IV.7. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X).

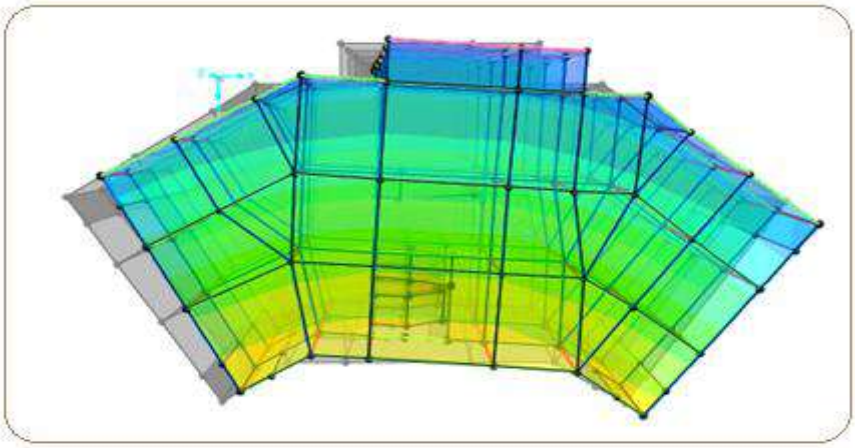


Figure. IV.8. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y).

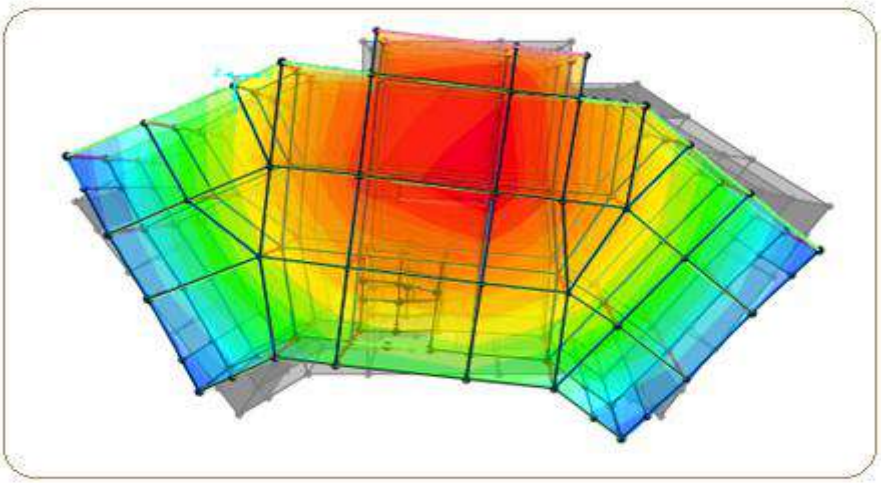


Figure. IV.9.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z).

IV.5.4. Vérification de participation massique : [1] [4.3.4.a.]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.11: Coefficient de participation massique.

StepType	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.46	**65.61%**	0.16%	0.03%	65.61%	0.16%	0.03%
Mode 2	0.41	0.20%	**55.17%**	10.14%	65.80%	55.33%	10.16%
Mode 3	0.35	0.00%	9.85%	**53.28%**	65.80%	65.18%	63.44%
Mode 4	0.15	13.15%	0.10%	0.03%	78.95%	65.28%	63.47%
Mode 5	0.14	0.14%	12.73%	0.49%	79.10%	78.00%	63.96%
Mode 6	0.11	0.03%	0.44%	13.68%	79.12%	78.44%	77.63%
Mode 7	0.08	5.34%	0.06%	0.02%	84.46%	78.50%	77.65%
Mode 8	0.07	0.01%	0.15%	0.00%	84.47%	78.65%	77.65%
∑	**1.77**						

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 112ème mode alors :

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] , le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

$K \geq 3\sqrt{7} = 8$ donc **$T_{8=} 0.07 \leq 0.20$ sec.**

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 8ème mode.

IV.5.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[1] [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.

Donc il faut vérifier que : $V_t / V > 0.8$

❖ Calcul de la force sismique totale :[1] [4.2.3]

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**

A = 0.25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

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

T2 = 0.5 s **……**tableau 4.7 (avec site S3)

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]

Dx= 2.205

Dy= 2.205

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

R = 5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.1 Q_y=1.1

- **W : poids total de la structure**

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

β = 0.2

W= 32093.86 kN

Tableau IV.12 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	5	1.1	1.1	32093.86	3892.18	3892.18

Tableau IV.13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Sens	V	Vt	0.8V	Vt>0.8V
X	4075.92	3115.7	3260.736	c.n.v
Y	3883.36	2743.62	3106.688	c.n.v

La condition n'est pas vérifiée pour la direction Y , donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt < 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).dans les combinaisons, par le coefficient « 1.14».

- Pour la direction de Y on a : 0.8V/Vt =1.14.

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction Y (Edy) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.14», en trouve :

Tableau IV.14: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul final.

Sens	V	Vt	0.8V	Vt>0.8V
X	4075.92	3262.14	3260.736	c.v
Y	3883.36	3127.73	3106.688	c.v

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée.

IV.5.6. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

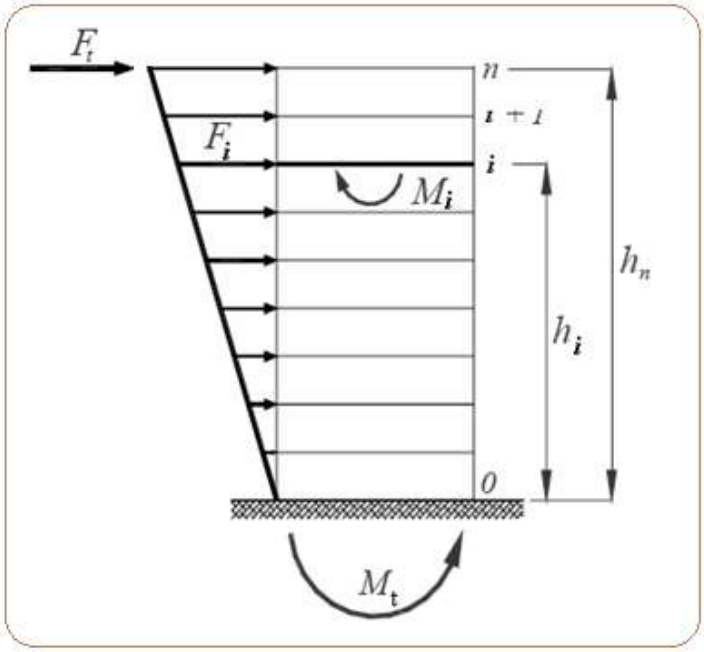


Figure IV.10: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [1]**[4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,420s → Ft = 0
- TY = 0, 420 s → Ft = 0

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

Donc:

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

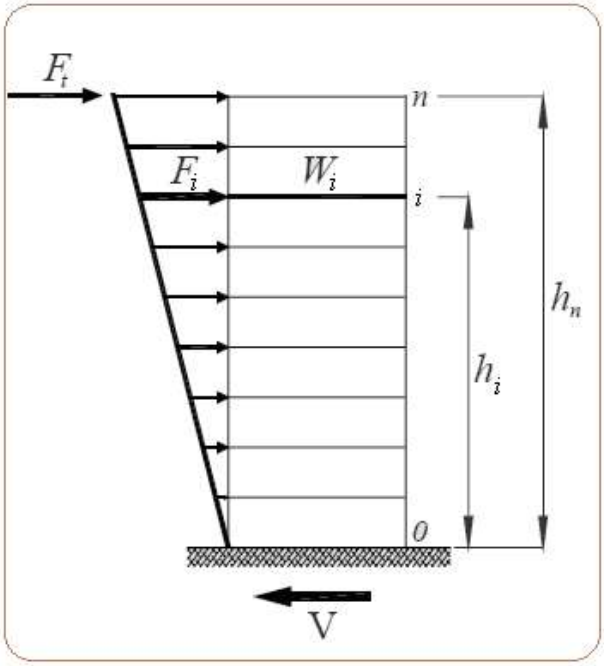


Figure. IV.11. Distribution des forces sismiques.

Tableau IV.15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux direction X,Y

Niveau (m)	Vtx	Vty	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix(kn)	αy	Fiy(kn)
3.57	3115.70	3127.73	4489.96	16029.16	0.06	173.06	0.06	173.73
6.80			4447.32	30241.78	0.10	326.51	0.10	327.77
10.03			4442.89	44562.19	0.15	481.13	0.15	482.98
13.26			4380.66	58087.55	0.20	627.16	0.20	629.58
16.49			4324.22	71306.39	0.25	769.88	0.25	772.85
19.72			3466.09	68351.29	0.24	737.97	0.24	740.82
somme				288578.35	1.00	3115.70	1.00	3127.73

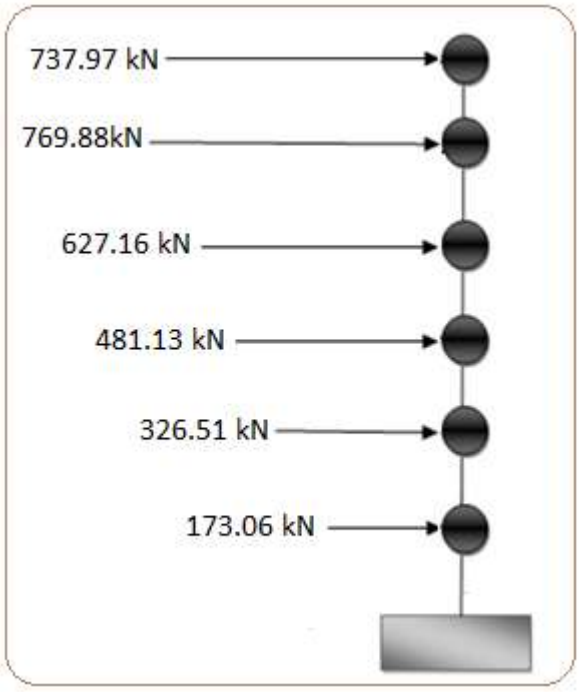


Figure. IV.12. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

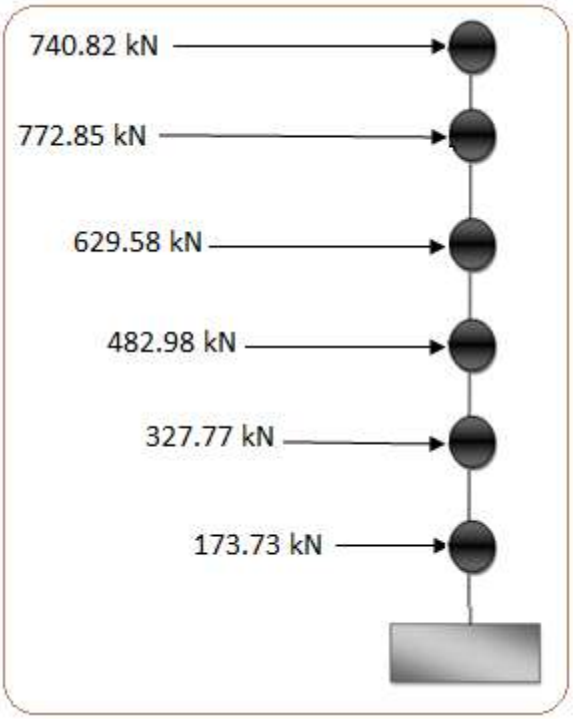


Figure. IV.13. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

❖ Stabilité renversement: [1] [4.4.2.]

Tableau IV.16: calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	Fix(kn)	Fiy(kn)	M_0xi(kn.m)	M_0yi(kn.m)
3.57	173.06	173.73	617.8242	620.2161
6.8	326.51	327.77	2220.268	2228.836
10.03	481.13	482.98	4825.7339	4844.2894
13.26	627.16	629.58	8316.1416	8348.2308
16.49	769.88	772.85	12695.3212	12744.2965
19.72	737.97	740.82	14552.7684	14608.9704
∑M_0			43228.0573	43394.8392

❖ Moment stabilisant :

Tableau IV.17 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	∑Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtx(kn.m)	Mty(kn.m)
2.38	4498.33	8.35	14.77	37561.06	66440.33
5.95	4489.96	7.98	14.88	35829.88	66810.60
9.18	4447.32	8	14.85	35578.56	66042.70
12.41	4442.89	7.98	14.91	35454.26	66243.49
15.64	4380.66	7.98	14.84	34957.67	65008.99
18.87	4324.22	7.97	14.86	34464.03	64257.91
22.1	3466.09	8.09	14.8	28040.67	51298.13
∑Mt			∑Mt	241886.13	446102.17

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.18 : Vérification de stabilisation.

M_{tx}	M_{ty}	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$M_t/M_0 \geq 1.5$
241886.13	446102.17	43228.06	43394.84	5.60	10.28	c.v

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.7. Vérification des déplacements inter étage : [1] [4.4.3]

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.19 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau m	δe cm	δk=δe*R cm	Δk=δk-δk-1 Cm	he.0.01 cm	Δk≤0.01he
22.1	1.32	6.6			
18.87	1.14	5.7	0.9	3.23	cv
15.64	0.93	4.65	1.05	3.23	cv
12.41	0.69	3.45	1.20	3.23	cv
9.18	0.44	2.2	1.25	3.23	cv
5.95	0.2	1	1.2	3.57	cv
2.38	0.02	0.1	0.9	2.38	cv

Tableau IV.20: Vérification des déplacements inter-étages sensY.

Niveau m	δe cm	δk=δe*R cm	Δk=δk-δk-1 Cm	he.0.01 cm	Δk≤0.01he
22.1	1.17	5.85			
			0.8	3.23	cv
18.87	1.01	5.05			
			1.0	3.23	cv
15.64	0.81	4.05			
			1.05	3.23	cv
12.41	0.6	3			
			1.15	3.23	cv
9.18	0.37	1.85			
			1.0	3.57	cv
5.95	0.17	0.85			
			0.8	2.38	cv
2.38	0.01	0.05			

❖ **vérification du déplacement en tète du bâtiment :**

$\delta r \leq \delta$=H/250=2210/250= 8.84 cm

Suivant X :

δr= δthéorique *R=1.31*5=6.55 donc

$\delta r \leq$ H/250 (6.55≤8.84) .**cv**

Suivant y :

δr= δthéorique *R=1.04*5=5.2donc

$\delta r \leq$ H/250 (5.2≤8.84) **.cv**

IV.5.8. Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a) les poutres :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$ [2] [A.5.1.1]

$\bar{\tau}$ =Min [0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Map] (fissuration préjudiciable) [2] [A.5.1.2.1.1]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.21: Vérification de cisaillement des poutres.

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30*45	124.609	0.097	1.35G+1.5Q	2.5	Oui
PS 30*40	45.341	0.040	G+Q+Edx	2.5	Oui

b) Les poteaux :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ [2] 4.3.2.]

$\lambda = \frac{h}{a}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.22: Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux carrée	Section	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
S-S	50*50	169.988	0.715	$G+Q+E_{dx}$	1	Oui
RDC	45*45	197.316	1.031	$G+Q+E_{dx}$	1	Non
1er niv	45*45	269.002	1.40	$G+Q+E_{dx}$	1	Non
2eme niv	45*45	233.311	1.21	$G+Q+E_{dx}$	1	Non
3eme niv	40*40	206.905	1.379	$G+Q+E_{dx}$	1	Non
4eme niv	40*40	149.931	0.999	$G+Q+E_{dx}$	1	Oui
5eme niv	35*35	47.651	0.418	$G+Q+E_{dx}$	1	Oui

Tableau. IV.23:Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux carrée	Section	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
S-S	55*55	169.988	0.588	G+Q+E_{dx}	1	Oui
RDC	55*55	197.316	0.683	G+Q+E_{dx}	1	Oui
1er niv	55*55	269.002	0.931	G+Q+E_{dx}	1	Oui
2eme niv	50*50	233.311	0.982	G+Q+E_{dx}	1	Oui
3eme niv	45*45	206.905	1.001	G+Q+E_{dx}	1	Oui
4eme niv	40*40	149.931	0.999	G+Q+E_{dx}	1	Oui
5eme niv	40*40	47.651	0.317	G+Q+E_{dx}	1	Oui

Tableau. IV.24:Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.

Poteaux carrée	section	Tx (KN)	τmax(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification τmax ≤ $\bar{\tau}$
S-S	55*55	97.341	0.337	G+Q+Edy	1	Oui
RDC	55*55	102.919	0.356	G+Q+Edy	1	Oui
1er niv	55*55	133.011	0.460	G+Q+Edy	1	Oui
2eme niv	50*50	112.725	0.474	G+Q+Edy	1	Oui
3eme niv	45*45	97.386	0.509	G+Q+Edy	1	Oui
4eme niv	40*40	85.788	0.571	G+Q+Edy	1	Oui
5eme niv	40*40	51.691	0.344	G+Q+Edy	1	Oui

IV.6.10.Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : [1] [7.4.3.1]

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- V : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau. IV.25: Vérification des sollicitations normales poteaux carrée.

	Section	N_d (KN)	B_c (mm^2)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
5eme étage	40*40	238.324	144400	25	0.066	C.V
4eme étage	40*40	509.277	144400	25	0.141	C.V
3eme étage	45*45	735.462	184900	25	0.159	C.V
2eme étage	50*50	875.459	230400	25	0.151	C.V
1er étage	55*55	1350.372	280900	25	0.192	C.V
RDC	55*55	1504.787	280900	25	0.214	C.V
S-S	55*55	1719.315	280900	25	0.244	C.V

Remarque :

Les poteaux rectangulaires ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de S-S et RDC et 1er (55*55).

Section des poteaux de 2eme (50*50).

Section des poteaux de 3eme (45*45).

Section des poteaux de 4eme et 5eme (40*40).

IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] [.5.9]

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 :

$$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<θ≤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 θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.26 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau (m)	hk(m)	Pk(kn)	Vkx(kn)	Δkx(cm)	Θkx	Θkx≤0.10
22.1	323	3466.09	693.93	**0.9**	0.01	c.v
18.87	323	4324.22	739.20	**1.07**	0.02	c.v
15.64	323	4380.66	620.67	**1.19**	0.03	c.v
12.41	323	4442.89	499.48	**1.27**	0.03	c.v
9.18	323	4447.32	369.85	**1.2**	0.04	c.v
5.95	357	4489.96	242.02	**0.92**	0.05	c.v
2.38	238	4498.33	96.99	**0.08**	0.02	c.v

Tableau IV.27 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.

Niveau (m)	hk(m)	Pk(kn)	Vky(kn)	Δkx	Θky	0.10≤Θky
22.1	323	3466.09	**665.34**	**0.84**	0.01	c.v
18.87	323	4324.22	**708.75**	**0.99**	0.02	c.v
15.64	323	4380.66	**595.1**	**1.05**	0.02	c.v
12.41	323	4442.89	**478.9**	**1.13**	0.03	c.v
9.18	323	4447.32	**354.61**	**1**	0.04	c.v
5.95	357	4489.96	**232.04**	**0.82**	0.04	c.v
2.38	238	4498.33	**92.99**	**0.04**	0.01	c.v

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –a- vis de l'effet P-Δ.

Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure.

Chapitre V:

CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS:

V.1. Introduction:

Le ferraillage des éléments résistant devra être conforme aux règlements de C.B.A et R.P.A.99.version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivant :

1. Combinaisons exigées par le **[2]. B.6.1.2 :**

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

2. Combinaisons exigées par le [1] [**5.2] :**

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction:

Les poutres sont 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 règlement en vigueur sous deux situation :

Tableau V.1: les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
bêton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma_b = 1.5$	Acier: $\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_{bc} = 25$ MPa	FeE 400	$f_{c28} = 25$ MPa	FeE 400
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa	$\sigma_s = 348$	$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2.2:Recommandations des règlements:

Selon le règlement " RPA 99 VERSION 2003 :

Armatures longitudinales : [1] [7.**5.2.1]**

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \le \frac{A}{b.h} x100 \le 4\%$ au niveau de la zone courante.

- $0.5\% \le \frac{A}{b.h} x100 \le 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

Armatures transversales : [2][7.5.2.2]

✓ La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St\ .b$

b: largeur de la poutre.

S_t: espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit:

- $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).
- $S'_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Selon le règlement "C.B.A 93" art 7.1.2 :

$A_{min} = \frac{B}{1000}$ **(**Condition de non fragilité). [2] [b.6.4**]**

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Poutre porteuse (30*45) cm^2 :

Tableau V.2 : Le ferraillage des poutres porteuses en travée et aux appuis.

Niveau		M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	**Travée**	66.84	1.35 G + 1.5 Q	4.7	1.35	6.75	54	7.69	5T14
	Appui	-87.19	1.35 G + 1.5 Q	6.3			81	9.23	6T14
Plancher courant	**Travée**	53.99	1.35 G + 1.5 Q	3.8			54	6.47	2T14 +3T12
	Appui	-72.11	1.35G + 1.5 Q	5.1			81	8.01	3T14 +3T12

b) Poutres non porteuses: (30*40) cm^2:

Tableau V.3 : Le ferraillage des poutres non porteuses en travée et aux appuis.

Niveau		M_u (KN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
Plancher terrasse	**Travée**	20.70	G + Q + E_x	1.4	1.2	6	48	3.39	3T12
	Appui	-23.47	G + Q + E_x	1.6			72	3.39	3T12
Plancher courant	**Travée**	35.66	G + Q + E_x	2.4			48	3.39	3T12
	Appui	-56.25	G + Q + E_x	3.9			72	5.65	5T12

V.2.3. Vérifications des contraintes à l'Etat Limite Service:

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} :

- Béton : la contrainte admissible est donnée par la formule : [2] [A.2.1.1.4]

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6 F_{c28} = 15 MPa et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier :la contrainte admissible est donnée par la formule :

Si la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : [2] [A.4.5.3.3]

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ;110$\sqrt{n * ftj}$)=202MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$,

a) Poutres porteuses: (30*45) cm^2:

Tableau V.4 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service.

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Plancher terrasse	**Travée**	48.98	préjudiciable	5.9	CV	169.3	CV
	Appui	-63.68	préjudiciable	7.3	CV	185.7	CV
Plancher courant	**Travée**	39.06	préjudiciable	5	CV	158.8	CV
	Appui	-52.41	préjudiciable	6.3	CV	174.3	CV

b) Poutres non porteuses: (30*40) cm²:

Tableau V.5 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service.

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Plancher terrasse	**Travée**	9.04	préjudiciable	1.1	CV	13	CV
	Appui	-14.29	préjudiciable	1.6	CV	20.5	CV
Plancher courant	**Travée**	12.68	préjudiciable	1.5	CV	18.2	CV
	Appui	24.97	préjudiciable	4.1	CV	131.9	CV

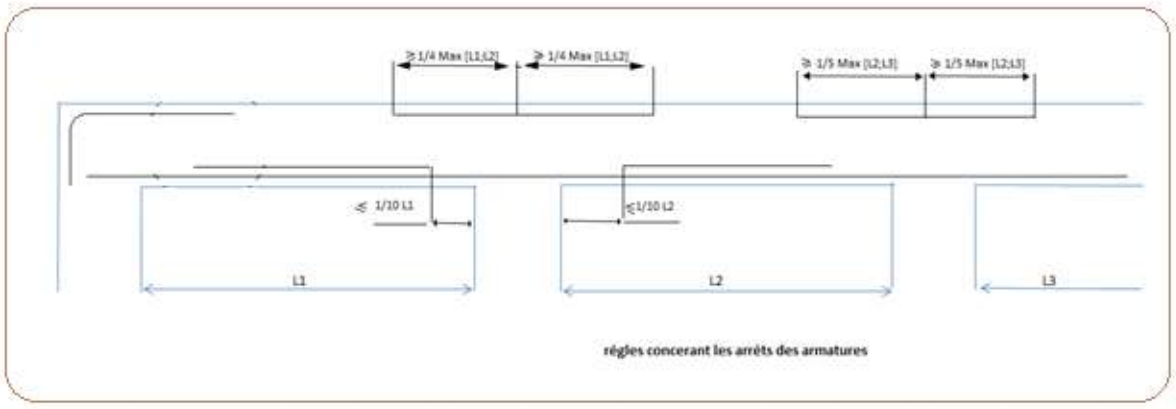


figure. V.1: Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Armatures transversales:

D'après le **C.B.A93**, on a :

- Le diamètre minimal des armatures transversales utilisées est :

  $\phi_t \leq \text{Min}\,[h/35\ ;\ b_0/10\ ;\ \phi_l\,]$

- Condition sur la section des armatures transversales A_t et leurs espacements S_t :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}\,(0.9\,d\ ,\ 40\ \text{cm}) & [2][\text{A.5.1.2.2}] \\ \dfrac{At.fe}{b0.St} \geq 0.4\ \text{Mpa} & [2][\text{A.5.1.2.2}] \\ \dfrac{At}{b0.St} \geq \dfrac{\gamma s(\tau u - 0.3\ kftj)}{0.9fe} & [2][\text{A.5.1.2.3}] \end{cases}$$

-D'après le **R.P.A 99 v 2003**, on a:

- La quantité d'armatures transversales minimale est : [1][7.5.2.2]

  $A_t \geq 0.003.S_t.b$

- L'espacement maximal est limité à : [1][7.5.2.2]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}\,[h/4,\ 12\phi] & \text{en zone nodale} \\ S_t \le h/2 & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que les espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA93		RPA99 V 2003			St adoptée		
Section cm^2	τ_u	**St cm**	**At cm^2**	**S(zn) cm**	**S'(zc) cm**	**At**	**S(zn) cm**	**S'(zc) cm**	**Achoisie cm^2**
30*45	0.93	38	2.01	11.25	22.5	1.01	10	20	2.01=4T8
30*40	0.53	33	2.01	10	20	0.9	10	20	2.01=4T8

- **V.1.5. Vérification de la flèche :** [2][B.6.5.3]

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

a) **Poutres porteuses :** (b*h) = (30*45) cm^2

On doit vérifie que

- $\frac{h}{l} \ge \frac{Mt}{(10M0)}$ => $0.093 \ge 0.085$ (C.V)
- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \le \frac{4.2}{fe}$ => $0.006 \le 0.0105$ (C.V)
- $\frac{h}{l} \ge \frac{1}{16}$ => $0.093 > 0.0625$ (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) **Poutres non porteuses :** (b*h) = (30* 40) cm^2

On doit vérifie que

- $\frac{h}{l} \ge \frac{Mt}{(10M0)}$ => $0.103 \ge 0.085$ (C.V)
- $\rho = \frac{A}{(b*d)} \le \frac{4.2}{fe}$ => $0.0079 \le 0.0105$ (C.V)
- $\frac{h}{l} \ge \frac{1}{16}$ => $0.103 > 0.0625$ (C.V)

Conclusion : Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

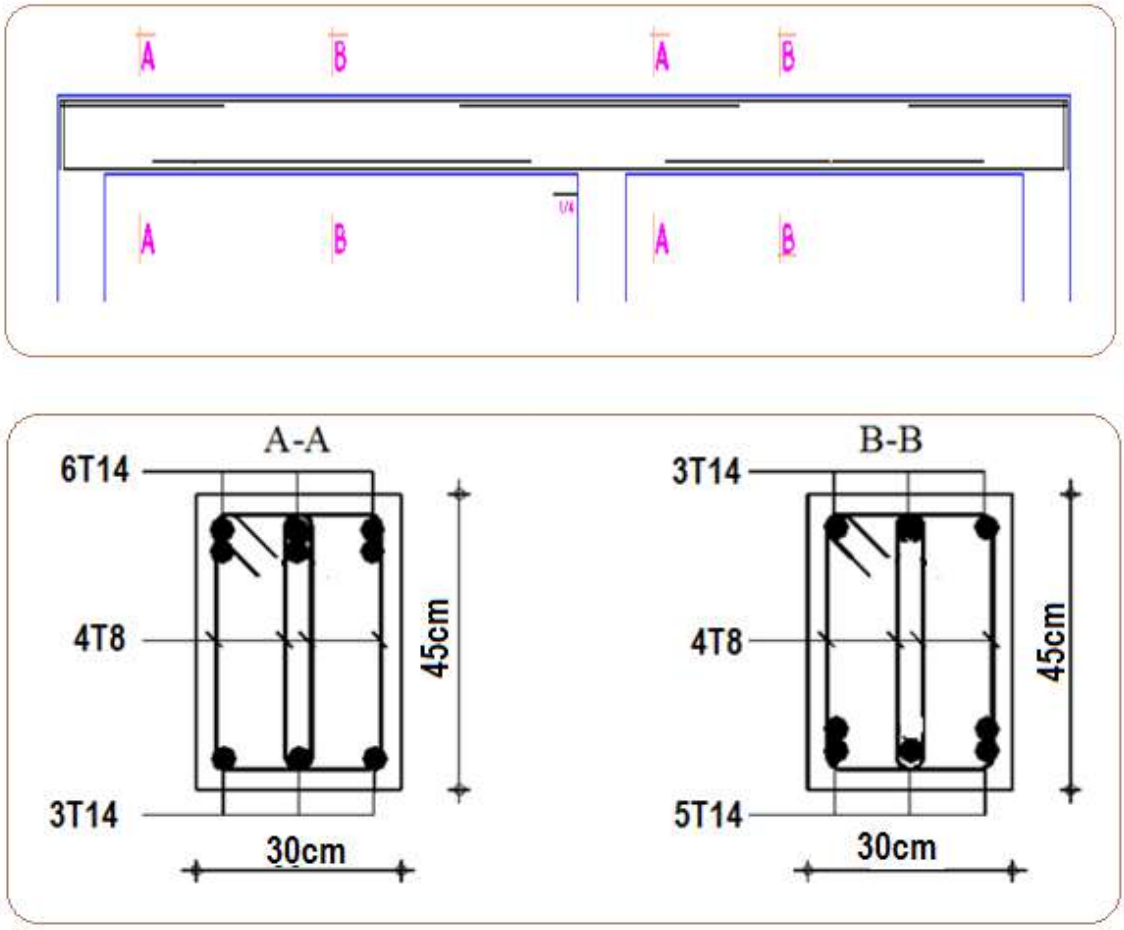


figure. V.2. Ferraillages des poutres porteuses d'étage terrasse .

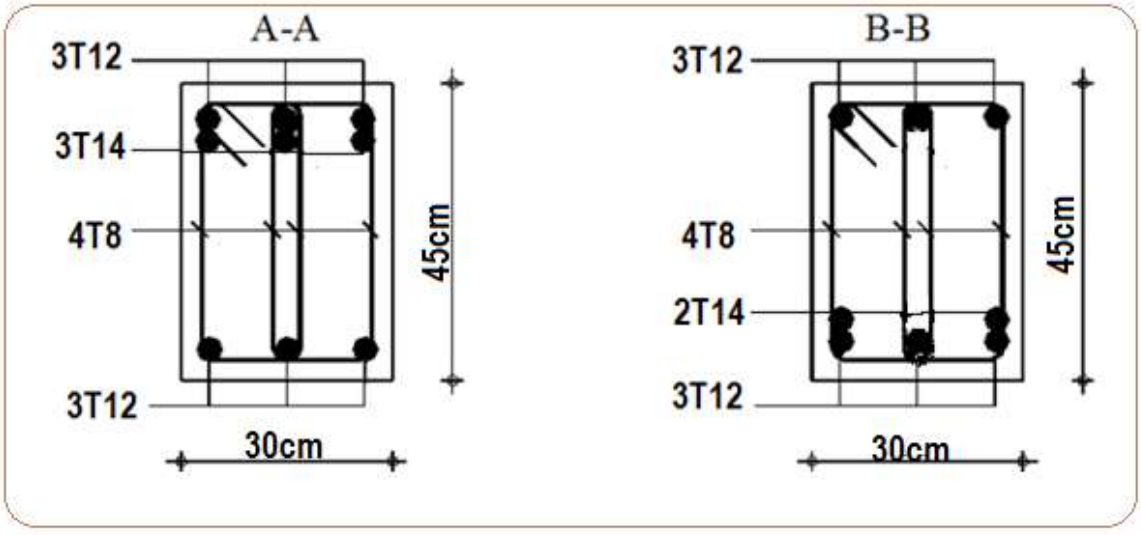


Figure V.3. Ferraillages des poutres porteuses d'étage courant

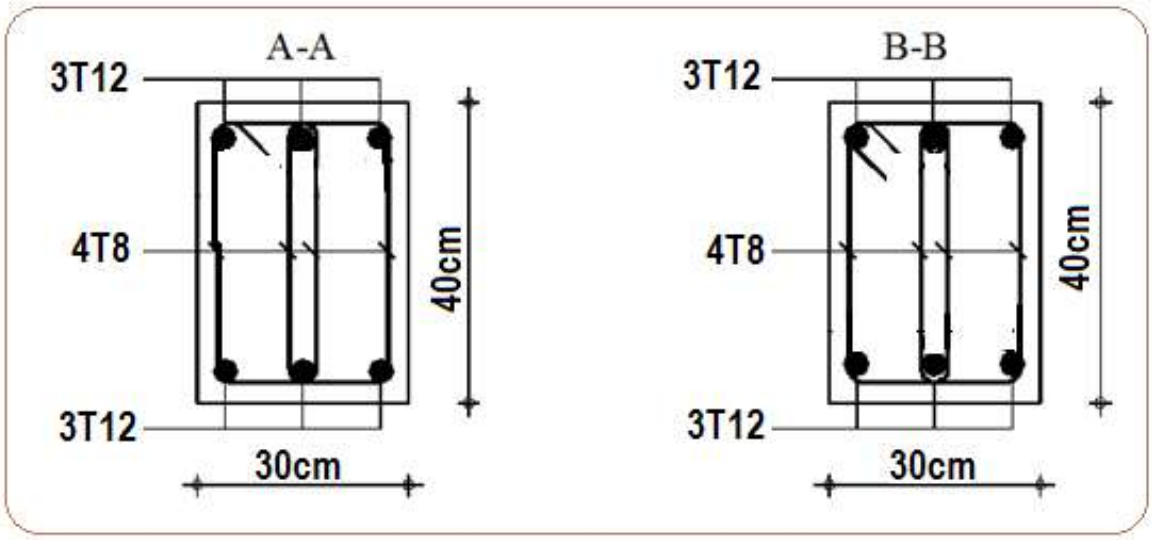


Figure V.4. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages terrasse.

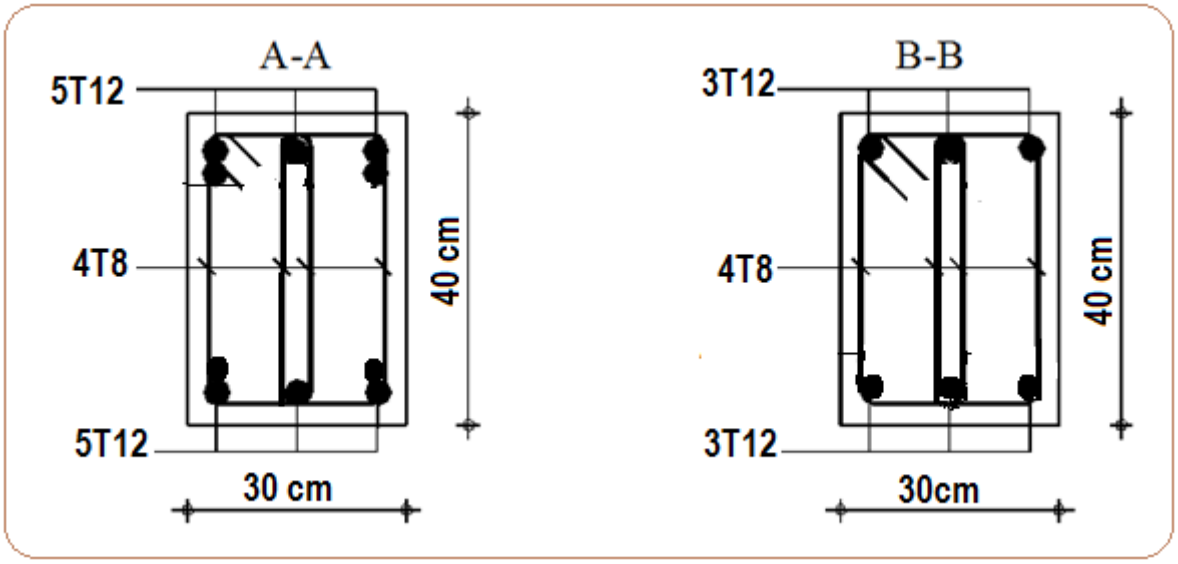


Figure V.5. Ferraillages des poutres non porteuses d'étages courant.

V.3.Ferraillage des poteaux.

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1 Détermination des armatures longitudinales:

a. Recommandations des règlements:

❖ **Selon le CBA.**

- En plus la Condition de non fragilité : [2][B.6.5.1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003: [7.4.2.1]**

➢ La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

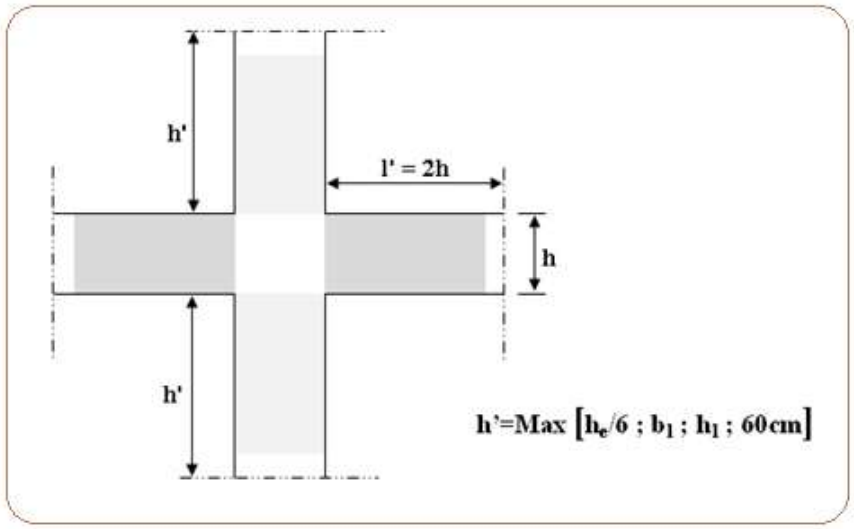


Figure V.6: définition de la zone nodale dans les poteaux.

❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

❖ Leur pourcentage est limité en zone III par:

➢ $0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} x100 \le 3\%$ **:** En zone courante

➢ $0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} x100 \le 6\%$: 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,

b. Sollicitations extrêmes de calcul :

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

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé se fera avec $\mathbf{M_{max}}$ et son $\mathbf{N_{corres}}$.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé se fera en prenant $\mathbf{M_{max}}$ et son $\mathbf{N_{corres}}$.

3eme cas : Effort normal minimum.

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour $\mathbf{N_{min}}$ et son $\mathbf{M_{corres}}$.

c**. 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 :

$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$ [2][A.4.3.5]

- excentricité du 1er ordre e_1: provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$ [2][A.4.3.5]

- Excentricités du 2eme ordre e_2, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

L_f : longueur de flambement.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- Excentricité additionnelle e_a, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

d. <u>Détermination des armatures à l'ELU de résistance :</u>

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Niveau	N°	Section (cm^2)	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Armatures choisies	Achoisie (cm^2)
5 eme étage	642	40X40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-51.69	19.12	13.78	6.4	6.4	14.40	4T16+8T14	20.36
	617		Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	108.71	-15.10	72.52	6.4	7.4			
	702		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	234.99	15.56	-28.87	6.4	6.4			
4 eme étage	643	40X40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-37.81	17.14	8.81	6.4	6.4	14.40	4T16+8T14	20.36
	638		Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	124.97	35.21	-8.74	6.4	6.4			
	673		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	512.28	2.26	18.28	6.4	6.4			
3 eme étage	574	45X45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	5.83	45.10	2.72	7.2	7.2	18.23	16T16	32.17
	103		Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	294.24	12.66	150.95	7.2	11.4			
	674		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	794.47	-2.88	24.03	7.2	7.2			
2 eme étage	675	50X50	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1099.47	-1.78	22.05	8	8	22.50	16T16	32.17
	100		Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	520.82	37.53	116.33	8	8			
	565		Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-66.65	20.40	8.23	8	8			
1er étage	576	55X55	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-161.99	51.21	5.63	9	8.8	27.23	16T16	32.17
	820		Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	582.56	9.68	204.28	8.8	8.8			
	676		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1397.71	-3.52	33.60	8.8	8.8			
RDC	771	55X55	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-474.27	30.53	20.86	15	14	27.23	16T16	32.17
	790		Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	-114.08	17.42	96.78	8.8	12.2			
	112		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1767.03	-4.94	2.72	8.8	8.8			
s-sol	731	55X55	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-412.12	7.71	16.73	8.8	8.8	27.23	16T16	32.17
	112		Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	924.92	7.91	40.01	8.8	8.8			
	753		Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2095.72	0.35	-3.76	8.8	8.8			

Tableau V.7 ferraillage des poteau

e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée : $\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.v_1}{I'_G}$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée : $\sigma_b = k.y_1$

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

Et il faut vérifier que :

- $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$ [2][B.6.5.3]
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$, [2] [A.4.5.3.3]

Les résultats de vérification sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Niveau	N°	Section	Comb	N (kN)	Mx	My	бb	бs	б's	[бb]	[бs]
5 eme étage	642	40X40	G+Q	24.63	12.75	15.53	1.1	11.13	15.2	15.00	201.63
	617		G+Q	112.18	-18.14	19.99	1.9	8.3	25.9	15.00	201.63
	702		G+Q	172.10	-21.07	11.37	2.3	4.5	31.6	15.00	201.63
4 eme étage	643	40X40	G+Q	78.40	7.80	10.58	1.1	2.9	15.2	15.00	201.63
	638		G+Q	168.18	5.13	-27.92	2.7	10.6	37.1	15.00	201.63
	673		G+Q	374.53	13.26	1.67	2.8	0	40.8	15.00	201.63
3 eme étage	574	45X45	G+Q	154.56	-2.47	16.00	1.3	0	18.3	15.00	201.63
	1030		G+Q	536.57	-11.21	-24.03	3.1	0	45.5	15.00	201.63
	674		G+Q	580.27	17.42	-2.07	3.0	0	44.2	15.00	201.63
2 eme étage	675	50X50	G+Q	802.69	16.00	-1.30	3.2	0	47.8	15.00	201.63
	1007		G+Q	749.35	-9.80	-25.48	3.3	0	48.7	15.00	201.63
	565		G+Q	191.05	-0.69	3.08	0.7	0	10.9	15.00	201.63
1er étage	576	55X55	G+Q	312.38	-3.33	15.58	1.3	0	19.0	15.00	201.63
	820		G+Q	938.92	-11.84	-23.99	3.3	0	48.6	15.00	201.63
	676		G+Q	1020.07	24.33	-2.51	3.5	0	52.1	15.00	201.63
RDC	771	55X55	G+Q	410.73	0.03	-1.26	1.2	0	18.0	15.00	201.63
	790		G+Q	518.49	-18.66	-3.80	1.9	0	28.5	15.00	201.63
	1129		G+Q	1289.65	2.02	-3.71	3.8	0	56.5	15.00	201.63
s-sol	731	55X55	G+Q	350.91	0.68	-0.58	1.0	0	15.3	15.00	201.63
	1122		G+Q	1404.84	7.26	8.41	4.2	0	62.9	15.00	201.63
	753		G+Q	1528.57	-2.68	0.24	4.3	0	64.8	15.00	201.63

V.3.2. Calcul 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 $Ø_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

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 :[2] [A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

❖ $S_t \leq$ Min (0.9d, 40cm) [2] [A.5.1.2.3]

❖ Et :

$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa :[1] [A.5.1.2.2]

➢ **Selon le RPA99 version 2003** :

❖ D'après l'article 7.4.2.2, On a

$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$: [1] [7.4.2.2]

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** :[1] [7.4.2.2] fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ 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 :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- 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.

application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e =400MPa.

Tableau V.9.les armatures transversales et leurs espacements.

Section cm^2	V_u kN	A_t cm^2	λ_g	ρ	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
55*55	86.56	0.98	2.16	3.75	20.4	courante	12	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
50*50	72.58	0.91	2.38	3.75	22.15	courante	13	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
45*45	54.23	0.75	2.64	3.75	26.68	courante	14	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
40*40	44.28	2.81	2.97	3.75	29.05	courante	15	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01

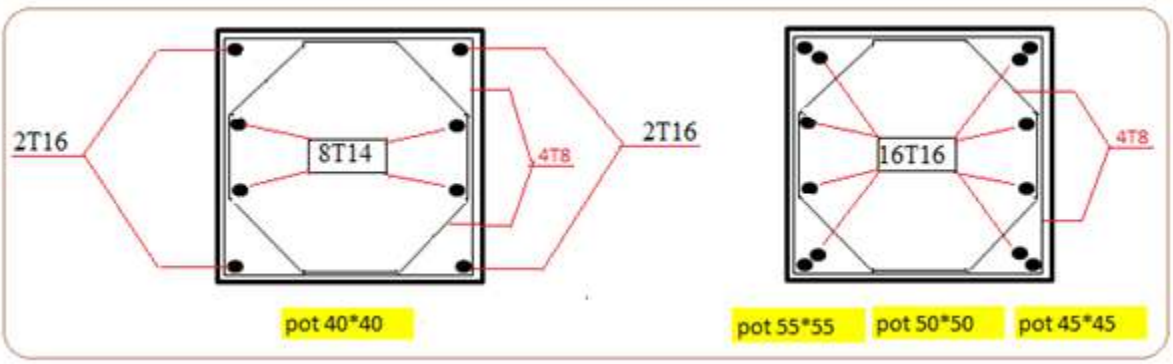


fig. V.7. ferraillage des poteaux

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Tableau V.10. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section (cm^2)	Zone	$\frac{At}{St * b}(\%)$	$\frac{At}{St * b} > 0.3\%$
55*55	nodale	0.36	Vérifiée
	Courante	0.304	Vérifiée
50x50	nodale	0.40	Vérifiée
	Courante	0.31	Vérifiée
45*45	nodale	0.44	Vérifiée
	Courante	0.32	Vérifiée
40*40	nodale	0.50	Vérifiée
	Courante	0.34	Vérifiée

2/les poteaux courts

Tableau V.11. les armatures transversales et leurs espacements.

Section cm^2	V_u kN	A_t cm^2	λ_g	ρ	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} cm	A choisie cm^2
55*55	269.02	2.75	2.16	3.75	6.84	courante	6	4T10=3.14
50*50	233.31	2.75	2.38	3.75	7.17	courante	7	4T10=3.14
45*45	206.91	2.75	2.64	3.75	7.28	courante	7	4T10=3.14
40*40	149.93	2.81	2.97	3.75	8.93	courante	8	4T10=3.14

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Tableau V.12. les armatures transversales dans les poteau courts.

Section (cm^2)	Zone	$\frac{At}{St * b}(\%)$	$\frac{At}{St * b} > 0.8\%$
55*55	Courante	0.98	Vérifiée
50x50	Courante	0.89	Vérifiée
45*45	Courante	0.99	Vérifiée
40*40	Courante	0.99	Vérifiée

V.4/. Ferraillage des voiles:

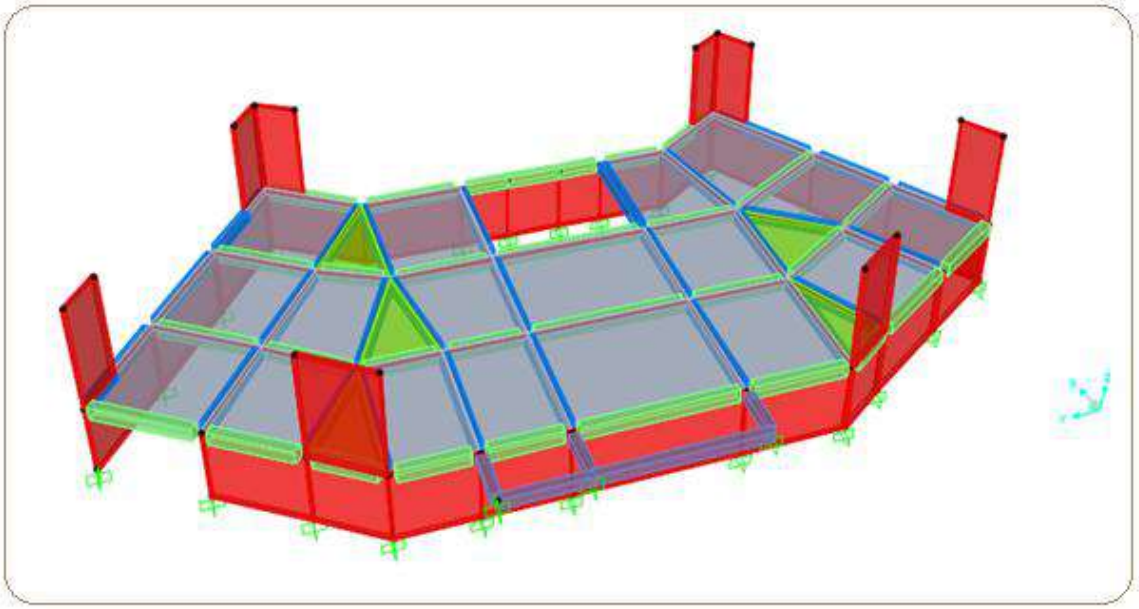


Figure. V-9: Disposition Des voiles.

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.

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

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures transversales.

V.4.2 Recommandations pour les voiles:

- **Selon le CBA :**
  - $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [**1][7.7.4.1]

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 : **[**1][7.7.4.3]

  - ✓ 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 :

$$S_v \le \mathrm{Min}[1.5a\,;30\mathrm{cm}]$$

- 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.

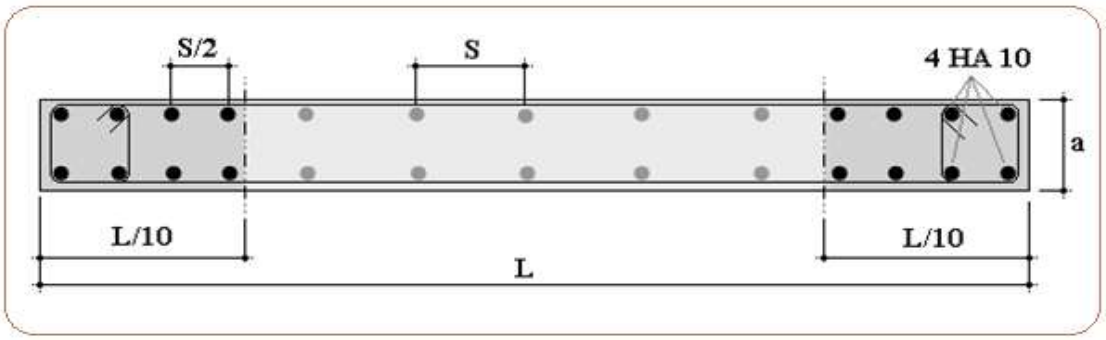


Figure. V-10. Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.3 Armatures verticales:

V.4.4.a Détermination des armatures a l'ELU de résistance:

Tableau V.13: Les donnée calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1.5	γ_s =1.15	γ_b =1.15	γ_s =1.00
σ_b=25 Mpa	FeE 400	σ_b=25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =15 Mpa	$\overline{\sigma s}$ =348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18.48 Mpa	$\overline{\sigma s}$ =400 Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

V.3.3.b les voiles pleins Sens longitudinale:1/-Sollicitation:

Tableau V.14. les efforts verticale dans les voiles.

NIV	N	a cm	L cm	h_e	N KN	M KN.m	T KN
RDC	V_1	18	295	3.17	827.51	1143.55	461.48
	V_2		200		382.04	378.04	15.36
	V_3		200		828.21	506.78	787.09
1er	V_1	18	295	2.83	580.62	450.54	245.54
	V_2		200		332.68	124.45	85.90
	V_3		200		542.52	178.34	99.99
2eme	V_1	18	295	2.83	408.53	499.53	281.78
	V_2		200		239.46	235.19	38.54
	V_3		200		331.12	288.09	168.06
3eme	V_1	18	295	2.83	385.91	154.24	138.63
	V_2		200		258.93	61.15	19.85
	V_3		200		242.89	113.94	71.63
4eme	V_1	18	295	2.83	269.67	263.14	186.63
	V_2		200		226.77	156.98	57.86
	V_3		200		176.63	133.58	89.64
5eme	V_1	18	295	2.83	111.34	135.66	64.73
	V_2		200		148.46	101.61	10.26
	V_3		200		78.25	56.63	36.82

1. **ferraillage a l'ACC:**

Tableau V.15 : Ferraillage verticale dans les voiles.

	N'	As_1 cm^2	As_2 cm^2	Amin CBA cm^2	Amin RPA cm^2	A_1choisie cm^2	A_2choisie cm^2	S v cm	A rep cm^2	A rep choisie cm^2	S rep cm
RDC	V1	8.1	8.1	4.32	8.64	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	16.08=32T8	20
	V2	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	16.08=32T8	20
	V3	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	16.08=32T8	20
1er	V1	8.1	8.1	4.32	8.64	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V2	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V3	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
2eme	V1	8.1	8.1	4.32	8.64	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V2	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V3	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
3eme	V1	8.1	8.1	4.32	8.64	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V2	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V3	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
4eme	V1	8.1	8.1	4.32	8.64	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V2	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V3	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
5eme	V1	8.1	8.1	4.32	8.64	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V2	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20
	V3	8.1	8.1	2.7	5.4	11.31=10T12	11.31=10T12	15	2.82	15.08=30T8	20

2. vérification a les contrainte l'ELS:

Tableau V.16 : vérification a l'ELS dans les voiles.

Niv	V	N_{ser} KN	M_{ser} KN.m	sit	S Cm^2	A_s Cm^2	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ's Mpa	$[\sigma_b]$ Mpa	$[\sigma_s]$ Mpa	vér
RDC	V1	647.75	40.59	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	1.3	0	19.1	15	202	c.v
	V2	291.09	180.87	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	1.9	6.3	28.5	15	202	c.v
	V3	293.63	182.96	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	1.9	6.4	28.7	15	202	c.v
1er	V1	534.22	38.02	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	1.1	0	16.1	15	202	c.v
	V2	307.30	24.92	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.9	0	14.1	15	202	c.v
	V3	318.80	46.92	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	1.1	0	16.7	15	202	c.v
2eme	V1	520.67	23.09	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	1.0	0	14.9	15	202	c.v
	V2	252.30	44.83	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.9	0	13.9	15	202	c.v
	V3	268.70	39.30	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.9	0	14.0	15	202	c.v
3eme	V1	384.32	43.69	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.8	0	12.1	15	202	c.v
	V2	187.41	19.33	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.6	0	8.90	15	202	c.v
	V3	195.54	26.21	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.7	0	9.9	15	202	c.v
4eme	V1	273.29	17.76	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.5	0	8.1	15	202	c.v
	V2	111.21	39.52	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.5	0	8.0	15	202	c.v
	V3	134.23	21.96	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.5	0	7.2	15	202	c.v
5eme	V1	118.65	19.04	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.3	0	4.00	15	202	c.v
	V2	59.32	58.17	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.5	3.3	7.8	15	202	c.v
	V3	48.91	23.72	G+Q	15	(11.31=10T12)*2	0.3	0.4	4.1	15	202	c.v

3. Contraintes limites de cisaillement dans les voiles : [1] [7.7.2]

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.17 :vérification des Contraintes limites de cisaillement dans les voiles.

Niv	Voile	L (m)	e cm	V_u (KN)	$\overline{V}$ (KN)	sit	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}RPA$ (MPa)	$\overline{\tau_b}CBA$ (MPa)	$\tau_b < \overline{\tau}_b$
RDC	V1	295	18	461.48	646.07	ACC	1.66	5	3.26	c.v
	V2	200		15.36	21.50	ACC	0.09	5	3.26	c.v
	V3	200		787.09	1101.93	ACC	4.53	5	3.26	c.v
1er	V1	295	18	245.54	343.76	ACC	0.88	5	3.26	c.v
	V2	200		85.90	120.26	ACC	0.49	5	3.26	c.v
	V3	200		99.99	139.99	ACC	0.58	5	3.26	c.v
2eme	V1	295	18	281.78	394.49	ACC	1.01	5	3.26	c.v
	V2	200		38.54	53.96	ACC	0.22	5	3.26	c.v
	V3	200		168.06	235.28	ACC	0.97	5	3.26	c.v
3eme	V1	295	18	138.63	194.08	ACC	0.50	5	3.26	c.v
	V2	200		19.85	27.79	ACC	0.11	5	3.26	c.v
	V3	200		71.63	100.28	ACC	0.41	5	3.26	c.v
4eme	V1	295	18	186.63	261.28	ACC	0.67	5	3.26	c.v
	V2	200		57.86	81.00	ACC	0.33	5	3.26	c.v
	V3	200		89.64	125.50	ACC	0.52	5	3.26	c.v
5eme	V1	295	18	64.73	90.62	ACC	0.23	5	3.26	c.v
	V2	200		10.26	14.36	ACC	0.06	5	3.26	c.v
	V3	200		36.82	51.55	ACC	0.21	5	3.26	c.v

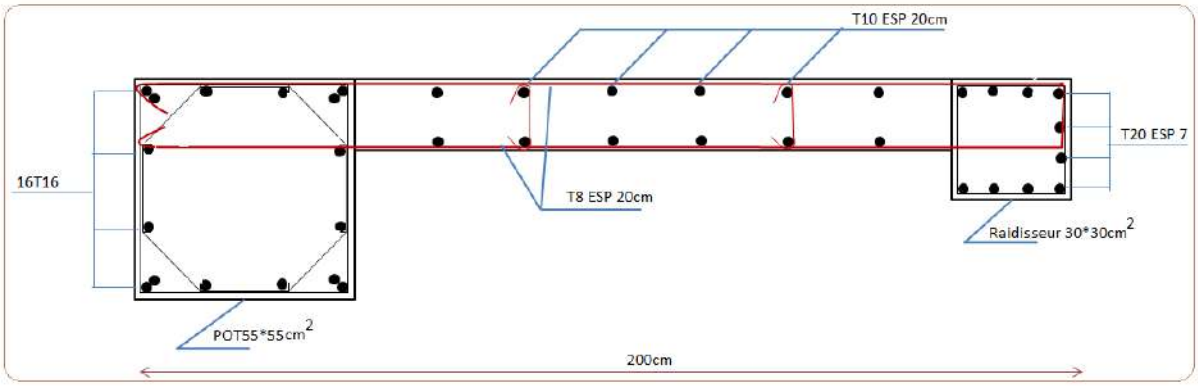


Figure. V-11. Disposition des armatures verticales dans le voile 1 (L=2.0m).

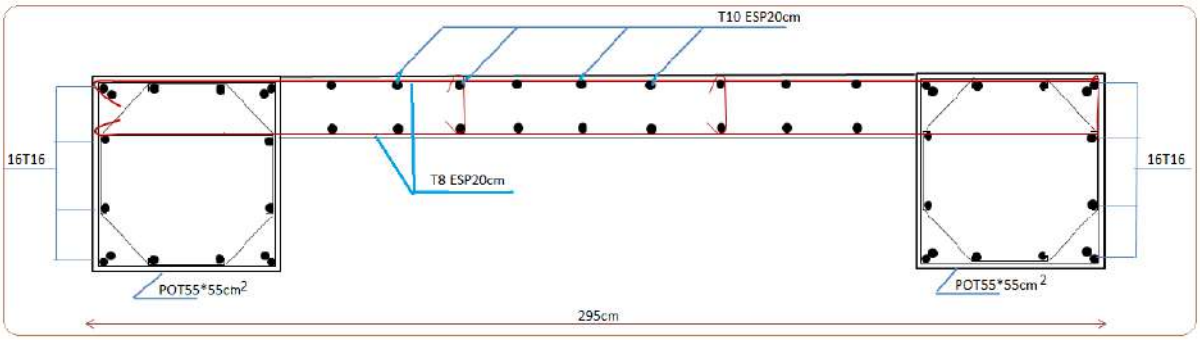


Figure. V-12. Disposition des armatures verticales dans le voile 1 (L=2.95m).

CHAPITRE.VI.

CALCUL D'INFRASTRUCTURE:

VI.1.Introduction :

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

A. Importance de l'étude des Fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle que soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

B. Reconnaissance du lieu & 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 géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

A une profondeur de 2.20 m par rapport au terrain naturel le sol est une marne grisâtre, le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol :
  - De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=12.36% ;
  - Moyennement plastique ;
  - Peu compressible et peu gonflant ;
  - De bonne cohésion c=1.30 bars ;
- Le tassement total est de l'ordre de 1.6 cm ;
- Le PH est proche de la neutralité ;

- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;
- Le taux de carbonates est faible.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 2.5 bars** avec un ancrage de **0 m** sous le niveau du sous-sol -2.38**.**

C. Choix du Type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de deux types :

1. Semelles isolées,
2. Semelles filantes sous voiles,

Les schémas suivant montrent la disposition initiale des semelles :

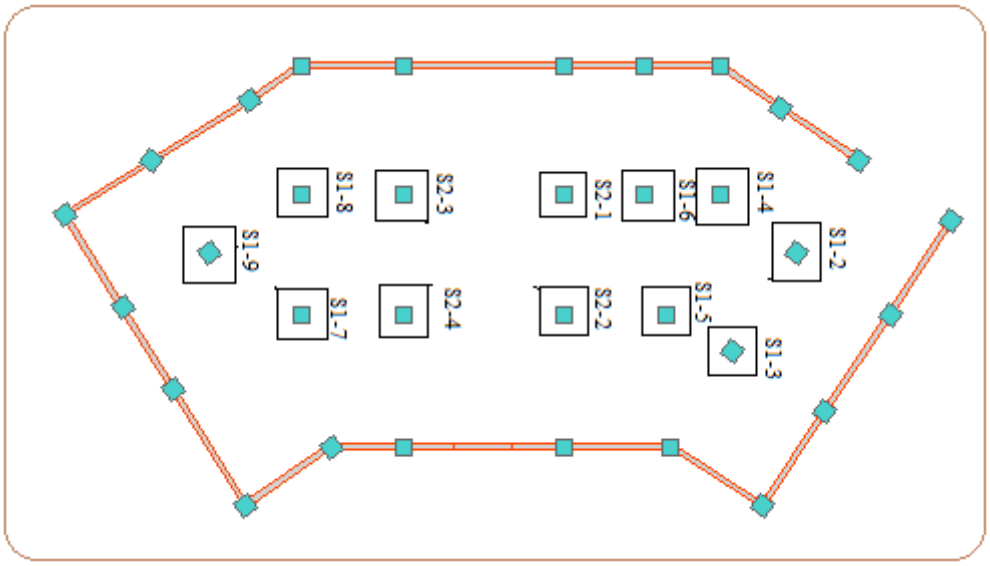


Figure. VI.1 Représentation initiale des semelles

VI.1.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$,

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B

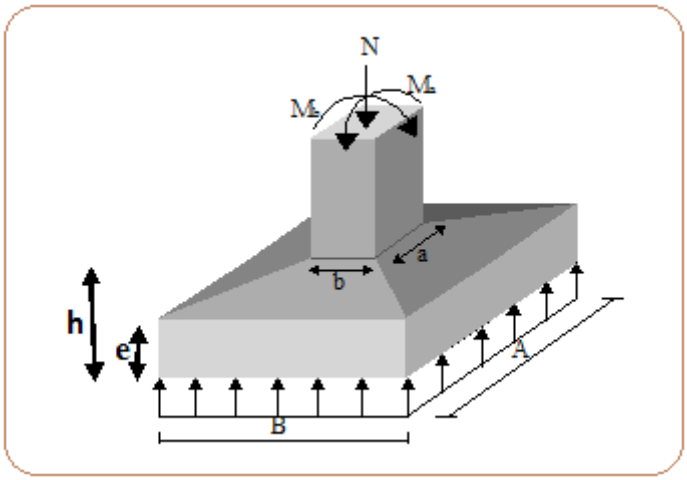


Figure. VI.2.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

$$AxB=\frac{Nser}{\sigma_{sol}} \Longrightarrow B\geq\sqrt{\frac{Nser}{\sigma_{sol}}}$$

Hauteur du patin : $\frac{h}{3}\leq e\leq\frac{h}{2}$ et $e\geq 6\varphi+6$

Hauteur utile: $d\geq Max\left(\frac{A-a}{4};\frac{B-b}{4}\right)$

VI.1.2.Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau. VI.1: Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles isolées

	N_{ELS} (KN)	A_{cal} (m)	B_{cal} (m)	h (cm)	б (bars)	$б_{adm}$	A_{ado}	B_{adm}	б	$б_{adm}$	ver
S1	1220.33	2.20	2.20	50	2.64	2.5	2.30	2.30	2.43	2.5	ok
S2	1550.86	2.47	2.47	55	2.67	2.5	2.6	2.6	2.43	2.5	ok

VI.1.3.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :

- L : distance entre deux semelles,
- C : largeur de la semelle.

Tableau. VI.2 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant l'axe –X

semelle	L (m)	C1 (m)	C2 (m)	1.5x (C1+C2)/2	L≥1.5x (C1+C2)/2
S_{12}-S_{13}	3.90	2.30	2.30	3.45	non chevaucher
S_{14}-S_{15}	4.37	2.30	2.30	3.45	non chevaucher
S_{16}-S_{15}	4.07	2.30	2.30	3.45	non chevaucher
S_{21}-S_{22}	4	2.60	2.60	3.9	non chevaucher
S_{23}-S_{24}	4	2.60	2.60	3.9	non chevaucher
S_{18}-S_{17}	4	2.30	2.30	3.9	non chevaucher

Tableau. VI.3 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant l'axe –Y:

semelle	L (m)	C1 (m)	C2 (m)	1.5x (C1+C2)/2	L≥1.5x (C1+C2)/2
S_{12}-S_{14}	3.20	2.30	2.30	3.45	chevaucher
S_{14}-S_{16}	2.55	2.30	2.30	3.45	chevaucher
S_{16}-S_{21}	2.65	2.30	2.30	3.45	chevaucher
S_{21}-S_{23}	5.3	2.60	2.60	3.9	non chevaucher
S_{23}-S_{18}	3.44	2.60	2.60	3.9	chevaucher
S_{18}-S_{19}	3.57	2.30	2.30	3.9	chevaucher
S_{13}-S_{15}	2.46	2.3	2.3	3.9	chevaucher
S_{15}-S_{22}	3.43	2.3	2.6	3.68	chevaucher
S_{22}-S_{24}	5.3	2.6	2.6	3.9	non chevaucher
S_{24}-S_{17}	3.44	2.6	2.3	3.68	chevaucher

Remarque :

D'après le tableau 6-4, on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles suivant l'axe (Y), on passe donc à l'étude des semelles filantes sous poteaux.

Le schéma suivant montre la disposition des semelles filantes,

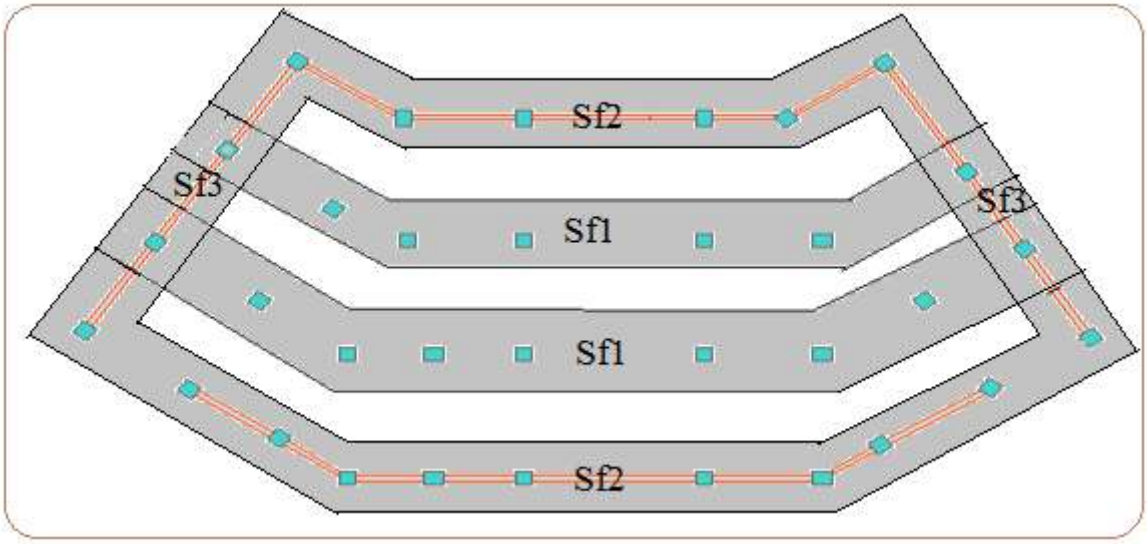


Figure. VI.3 : représentation la disposition des semelles filantes,

VI.2. Calcul des semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voile :**

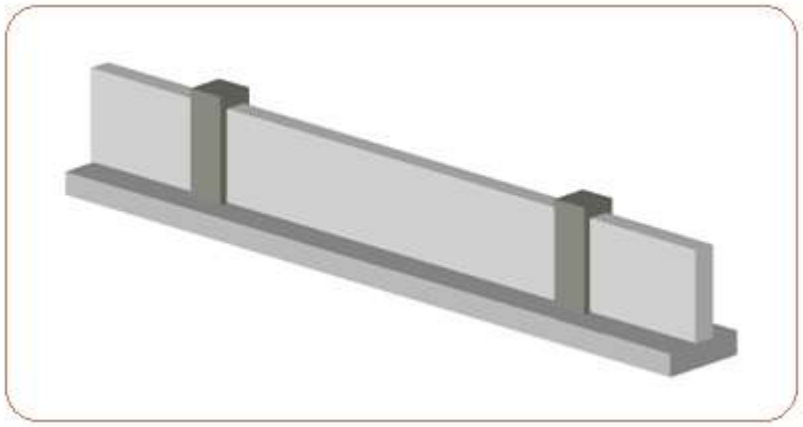


Figure. VI.4. Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.1.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; Nm = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux ,
- $\sum M$ est la somme des moments,
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}}$, $d \geq \frac{B-b}{4}$, h= d+c.

Après les calculs et les vérifications des dimensionnements en tenant compte le poids de remblais, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.4 : dimensionnement et vérification des semelles filantes sous voiles :

	L (m)	N_{ELS}/ml (kN)	B(m)	A (m)	H (cm)	da (cm)	б (bar)	бadm (bar)	ver
SF_3	16.20	312.74	1.6	1.00	35	32	2.40	2.5	c.v
SF_2	12.97	329.03	1.4	1.00	35	32	2.21	2.5	c.v

VI.2.1.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1 m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartition avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$A_b = N(1+\frac{3eb}{B}) \frac{(B-a)}{8.d_b \cdot \sigma s}$, $A_a = A_{rép} = \frac{A_b \, xB}{4}$.

Avec :

$[\sigma_s]$ =348 MPa à l'ELU,

$[\sigma_s]$ =202 MPa à l'ELS.

Tableau. VI.5 : ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU :

	N_{ELS}/ml (kN)	L (m)	B(m)	A (m)	A_b (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)
SF_2	428.23	16.20	1.6	1.00	5.04	2.02
SF_3	329.03	12.97	1.4	1.00	3.15	1.09

Tableau. VI.6: ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS :

	N_{ELS}/ml (kN)	L (m)	B(m)	A (m)	A_b (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)
SF_2	312.74	16.20	1.6	1.00	6.35	2.54
SF_3	216.98	12.97	1.4	1.00	3.57	1.24

Tableau. VI.7 : le ferraillage final des filantes sous voiles

	Aa finale (cm^2)	Arép finale (cm^2)	Sa (cm)	Srép (cm)
SF_2	6T12=6.79	7 T12=7.92	20	25
SF_3	6T12=6.79	6T12=6.79	20	25

VI.2.1.c. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4\,.\,\tau s} = \frac{1.2\,.\,400}{4\,.\,2.8} = 42.86 \text{ cm}$$

$$ls = 42.86 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{140}{4} = 35 \text{ cm}$$

Donc :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

- Vérification de la stabilité au renversement : Art 10.1.5. RPA

Tableau. VI.8 : Vérification de la stabilité de semelle au renversement

	M (kN.m)	N (kN)	$\frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	vérification
SF_2	3.42	1537.25	0.002	0.4	ok
SF_3	7.98	823.45	0.009	0.35	ok

VI.2.2.Semelles filantes sous poteaux :

Les semelles sous plusieurs poteaux comporte deux éléments, on distingue :la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les effort normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

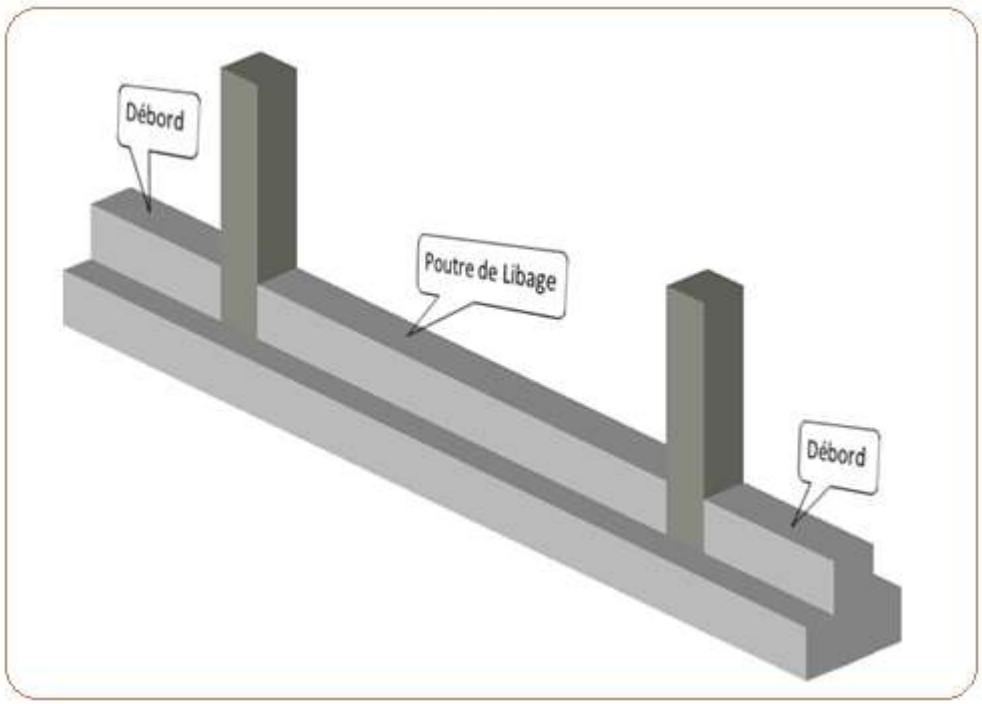


Figure. VI.5 : Schémas d'une semelle filante sous poteaux.

- Transversalement :

la dimension transversale A : $A=\frac{Li+Li+1}{2}+b$

- Longitudinalement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$Lmax \leq \frac{\pi}{2} Le, Le= \sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.b}}$

E : Module d'élasticité du béton (E=32164.19MPa).

- Lmax : la plus grande travée dans la fille,
- K : coefficient de réduire du sol,
- I : moment d'inertie de la semelle,
- hp : la hauteur de la poutre de libage,

A/Transversalement :

Tableau. VI.9 : dimensionnement et vérification de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELS :

	Nser (KN)	L (m)	B (m)	h (m)	б (bars)	б adm (bars)	ver
SF_1	6308.24	17.30	1.60	0.45	2.39	2.5	c.v

Tableau. VI.10 : ferraillage de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELS :

Nser(KN)	A_b (cm^2)	Arép (cm^2)	S (cm^2)	$S_{rép}$(cm^2)
1498.37	23.18=21T12	9.27=9T12	15	19

Tableau. VI.11 : ferraillage de la semelle filante sous Cinque poteaux à l'ELU :

	Nu(KN)	Ab (cm^2)	Arép (cm^2)	S (cm^2)	$S_{rép}$(cm^2)
SF_1	2051.46	18.42=17T12	7.36=7T12	23	25

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.5 \text{ cm},$$

$$ls = 42.5 \text{ cm} \;\geq\; \frac{B}{4} = \frac{160}{4} = 40 \text{ cm}.$$

Donc :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

Tableau. VI.12 : vérification la stabilité de semelle filante au renversement :

	M (kN.m)	N (kN)	$\frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	vérification
SF_1	12.87	2051.46	0.006	0.4	ok

B/longitudinalement (La poutre de libage):

Dimensionnement :

$$hp = \sqrt[3]{\frac{0.5*4\ 10^{-2}*(4.7510^3)^4}{32164.19}} = 65.7 \text{ cm},$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4x32164.19x450*700^3}{4*10^{-2}*450}} = 3.09\text{m},$$

$$Lmax \leq \frac{\pi}{2} Le \quad \Longrightarrow \quad 4.75\text{m} < 4.86\text{m}\ldots\ldots(\text{cv}).$$

Donc : on adopte une section de **(45*70) cm^2**.

Ferraillage de la poutre e libage :

Tableau. VI.13 : Ferraillage de la poutre e libage à l'ELU :

	Mu (KN.m)	h (cm)	d(m)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
travée	197.12	70	64	14.1	7T16=14.07
appui	404.26	70	64	26.14	13T16=26.14

-

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

	Mser (KN.m)	A(cm^2)	$б_b$	$б_b \leq [б_b]$	$б_s$	$б_s \leq [б_s]$
travée	121.4	14.1	4.3	C.V	143.7	C.V
appui	305.2	26.14	7.1	C.V	166.3	C.V

Vérification de longueur de scellement :

$$ls = \frac{Ø.fe}{4.\tau s} = \frac{1.6}{4x2.835} = 56.43cm$$

$$ls = 56.43 \geq \frac{B}{4} = \frac{1.6}{4} = 40cm.$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.

VI.2.2.2.Armatures transversales : Art **7.5.2.2 RPA**

- Calcul de l'effort tranchant Tu :

  Tu=305.72 KN.

  Calcul de la contrainte de cisaillement :

  $\tau = \frac{Tu}{b*d} = \frac{305.72x10^3}{450*675} = 1.02MPa < 2.5\ MPa$ (C.V)

Tableau. VI.15 : calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	CBA 93		RPA99V2003					
τu	At (cm^2)	S_t (cm)	At (cm^2)	S_t (zn) (cm)	S_t' (zn) (cm^2)	$At_{choisie}$ (cm^2)	St choisi (cm)	
305.72	0.9	20	2.03	15	25	8T8=4.02	S_t=10	S_t'=25

Vérification de la flèche :

- $h/l \geq M_t/(10M_0)$ => $0.14 \geq 0.085$ (C.V)
- $\rho = A/(b*d) \leq 4.2/fe$ => $0.005 \leq 0.0105$ (C.V)
- $h/l \geq 1/16$ => $0.14 > 0.0625$ (C.V)

Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

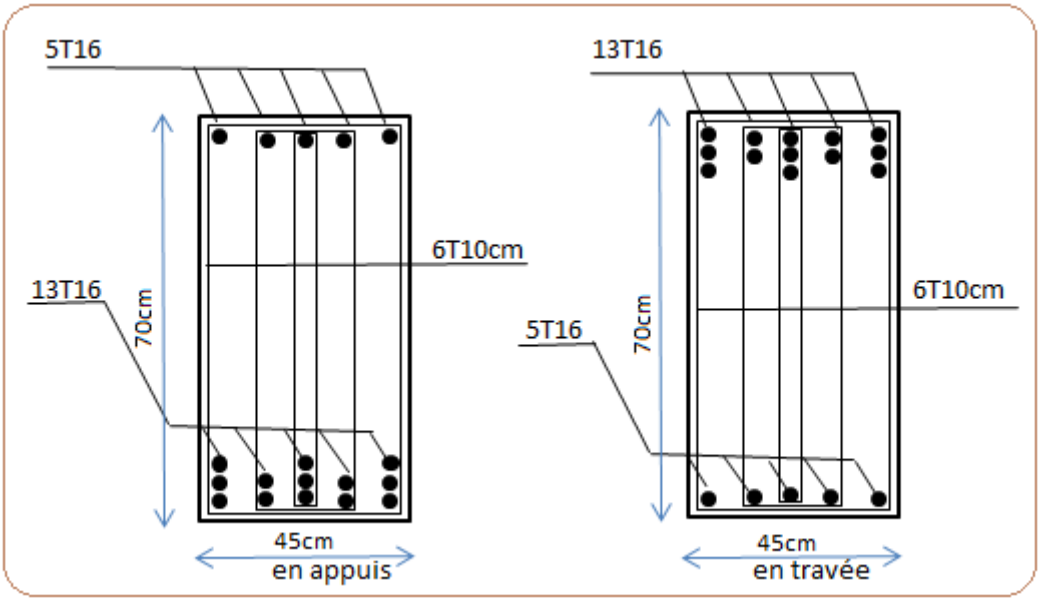


Figure. VI.6 : ferraillage de la poutre de libage.

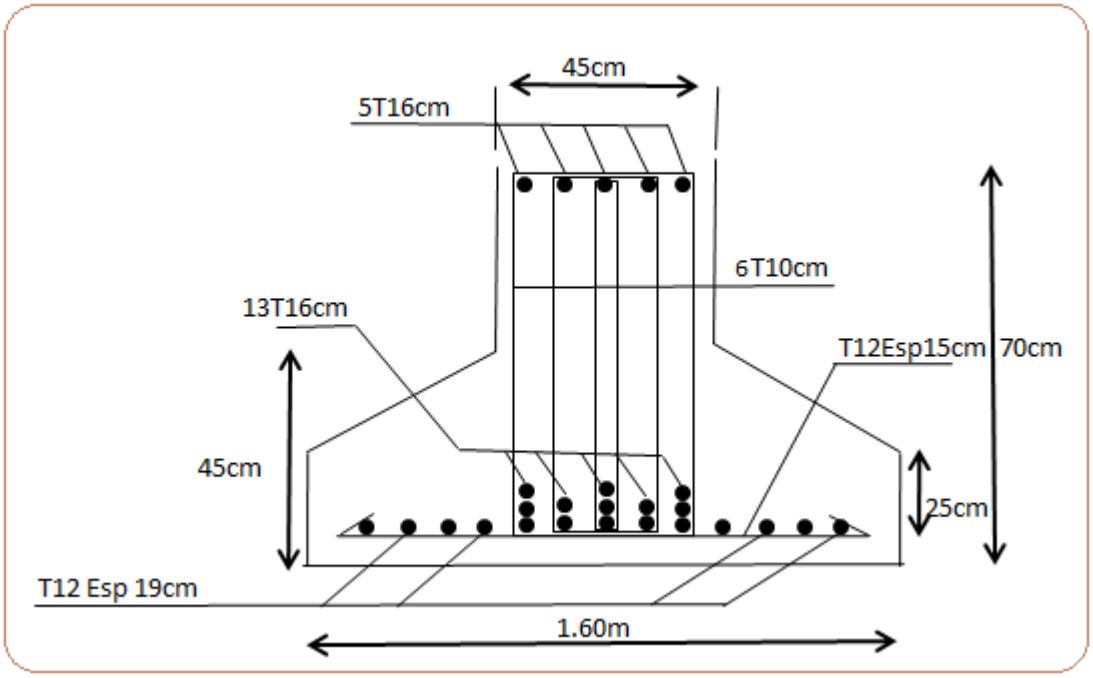


Figure. VI.7. ferraillage de la semelle filante Sf_1.

VI.3. Etude du mur de soutènement:

Notre voile périphérique joue double rôle :

- ❖ encastrement de la base de la structure.
- ❖ mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003(**Art, 10.1.2**) le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ➢ 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 voile périphérique = 2.38 m.

VI.3.1. Evaluation des charges:

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement-voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du couloir.

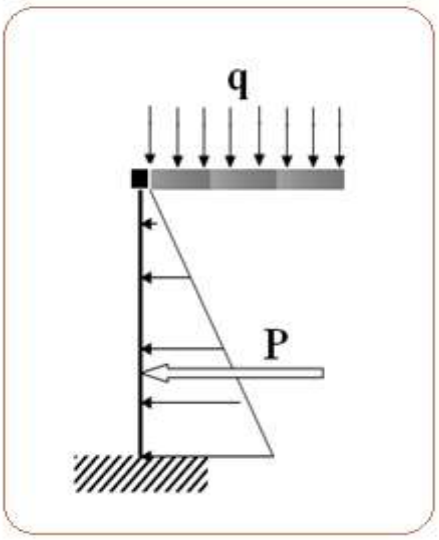


Figure. VI.8. le chargement qui vient au mur de soutènement

a. charge permanente.

Nous avons :

- ➢ un terrain plat: β=0;
- ➢ mur droit: λ=0;

- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18.60kN/m^3;
- l'angle de frottement interne : φ=23.83^o
- D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$P=1/2.k_{\gamma a}.\gamma.h^2$$

$$G= k_{\gamma a}\gamma.h$$

- Le coefficient de contrainte

$k_{\gamma a}=tg^2(\pi/4-\varphi/2)$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.42

- Alors :

G= 0.42 * 18 .83* 2.38=18.82 kN/m².

b. charge d'exploitation.

Nous avons :

- $Q=k_q .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos(\beta- \lambda)$=0.42
- Alors : Q= 0.42 x 2.5=1.05 kN/m²

c. combinaisons d'actions.

- q_u=1.35G+1.5Q=45kN/m.
- q_{ser}=G+Q=33.225 kN/m.

VI.3.2.. Ferraillage du mur de soutènement :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés en flexion simple, comme des dalles appuyées sur deux cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

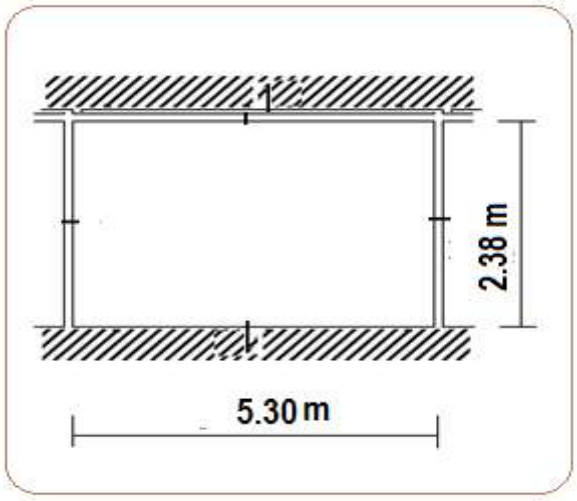


Figure. VI.9 : représentation de mus de soutènement.

A/Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m.

Tableau. VI.16. calcul des armatures du mur de soutènement à l'ELU

	M kN.m	A (cm^2)	A_{choisi}	St Cm
travée	31.86	4.72	7 T12=5.52	16
appuis	15.93	2.36	5T10=3.93	25

B/ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau. VI.17 .vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	M_{ser} kN.m	σ_b MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s MPa	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
travée	20.01	5.8	cv	182.6	Cv
appuis	10.01	1.7	cv	18.5	Cv

E/ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 .d} = \frac{53*10^3}{1000*162} = 0.33MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167MPa.$$

F/ Vérification de la flèche :

- $h/l \geq M_t/(10M_0)$ => $0.09 \geq 0.085$ (C.V)
- $\rho = A/(b*d) \leq 4.2/fe$ => $0.18 \leq 0.0105$ (C.V)
- $h/l \geq 1/16$ => $0.09 > 0.0625$ (C.V)

Les conditions ci-dessus sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

VI.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des poutres reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessous des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer aux déformations relatif de ces points d'appuis. Elles réduisent le risque de flambement.

VI.4.1.Pré dimensionnement :

Pou un sol de fondation de catégorie (S1),(s3) et (S3), les dimensions minimales de la section transversale de longrine sont (25*30) cm^2.

On adopte : (bxh)=(30x30)cm^2.

VI.4.2.Sollicitations :

Les longrines doivent calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = \frac{N}{a} \geq 20KN.$

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité,

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique,

dans notre cas α = 10 (zone *III* ; S3).

VI.4.3.Le ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

$A=\frac{F}{\sigma_s}$

❖ **ELU :**

$Fu==\frac{N}{a}=\frac{2125.35}{10}=212.54$ KN ≥20KN

$A=\frac{212.54*10^3}{348}=6.10\ cm^2$

- La section minimale donnée par RPA version 2003 :

$Amin\geq 0.6*(30*30)=5.4\ cm^2$

- conditio de non fragilité :

$A\geq \frac{B\,ft_{28}}{Fe}$ alors $A\geq \frac{(30*30)*2.1}{400}=4.73cm^2$

On adopte A= 6T12=6.79cm^2.

Armature transversales :

On adopte A= 4T8=2.01cm^2

- espacement :

St ≤ min [20 cm ; 15 Øl]=min [20cm ;18cm]

St = 15 cm

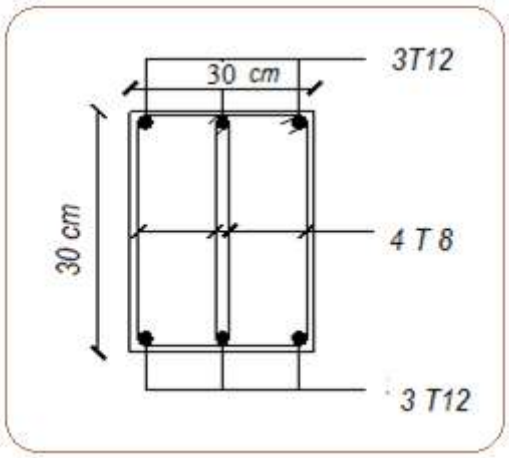


Figure. VI.10 : ferraillage de longrine.

Conclusion générale :

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour calculer d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de calcul, néanmoins certaine vérification telle que la flèche des poutres n'est pas nécessaire à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des recommandations réglementaires RPA99 V 2003, CBA 93,BAEL 91 ….ect,
- La reconnaissance du sol, ou va être implanté l'ouvrage, est essentiel pour connaitre la nature du sol d'assise de l'ouvrage, et le type de fondation,
- Le choix de type de fondation de la structure dépend la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure,
- L'utilisation des méthodes numériques telle que le logiciel ''SAP2000V17.1.1'' permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, Néanmoins pour le ''SAP2000V17.1.1'', la fiabilité de leur résultats dépend la bonne modélisation d l'ingénieur et de sa bonne interprétation des résultats.
- Enfin, ce projet nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003.
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures en béton arme CBA93.
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP2000 V17
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2010