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

Pôle Universitaire YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté des Science et de Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)
En Génie Civil
Option : construction et Matériaux

THEME

Conception et étude d'une structure (SS+R+5) contreventée par des voiles

Etudier par :

BEN DEBBAH Faiza.

GHERBI Mounir

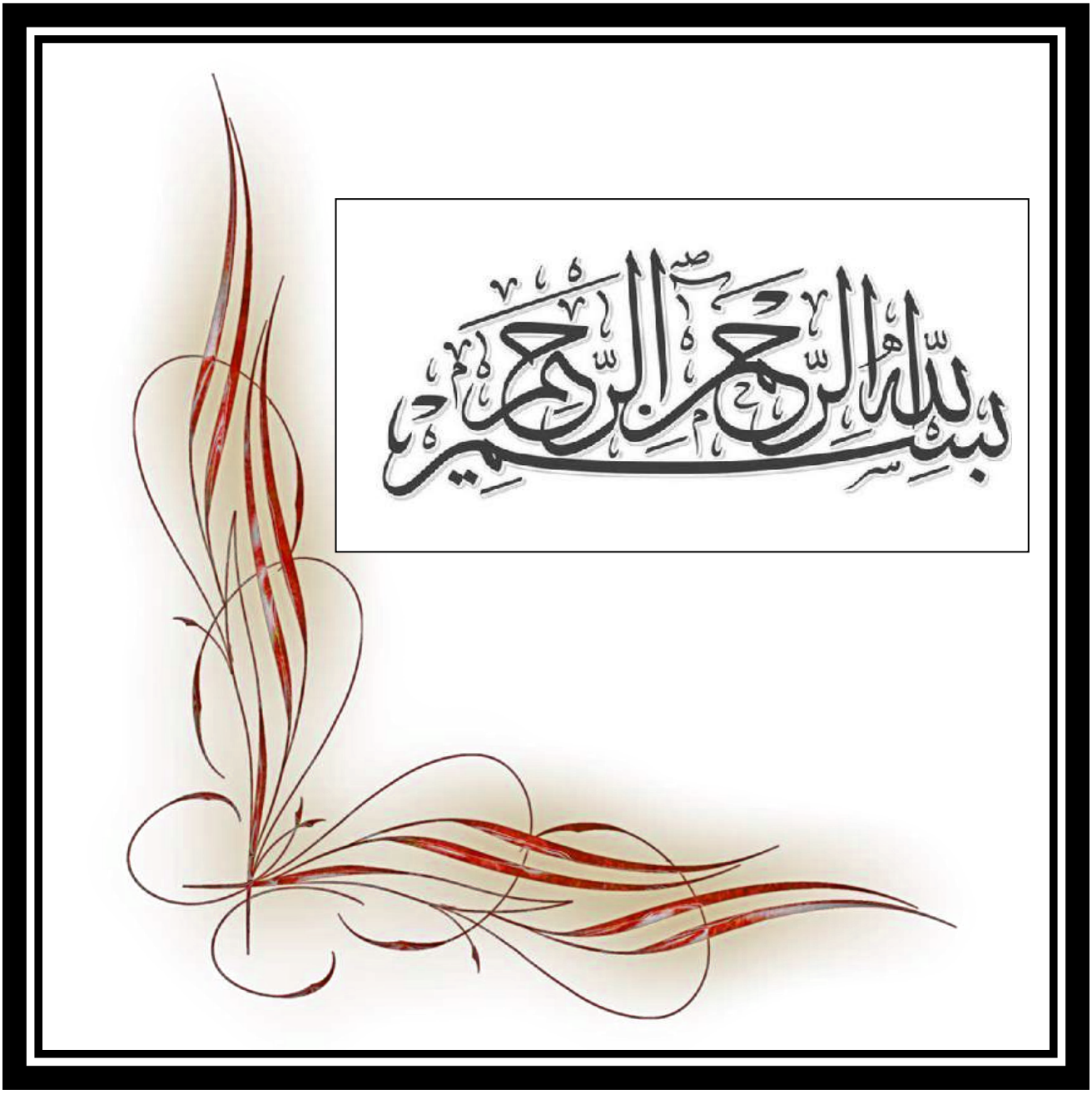
BOUHAMIDI Djamal

Dirigé par :

Mr: KHELLADI Mouhamed-promoteur

Mr: ESSELIMANI Mouhamed-co-promoteur

Juin 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENT :

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur khalladi Mouhamed et co-promoteur Esselimani Mouhamed pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.

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

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

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet, et tout les ingénieures de O.P.J.I sans exception.

Encore des remerciements le bureau d'étude

Ben Chouhra ARCHI-STYLE.

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

FAIZA ,DJAMAL ,MOUNIR

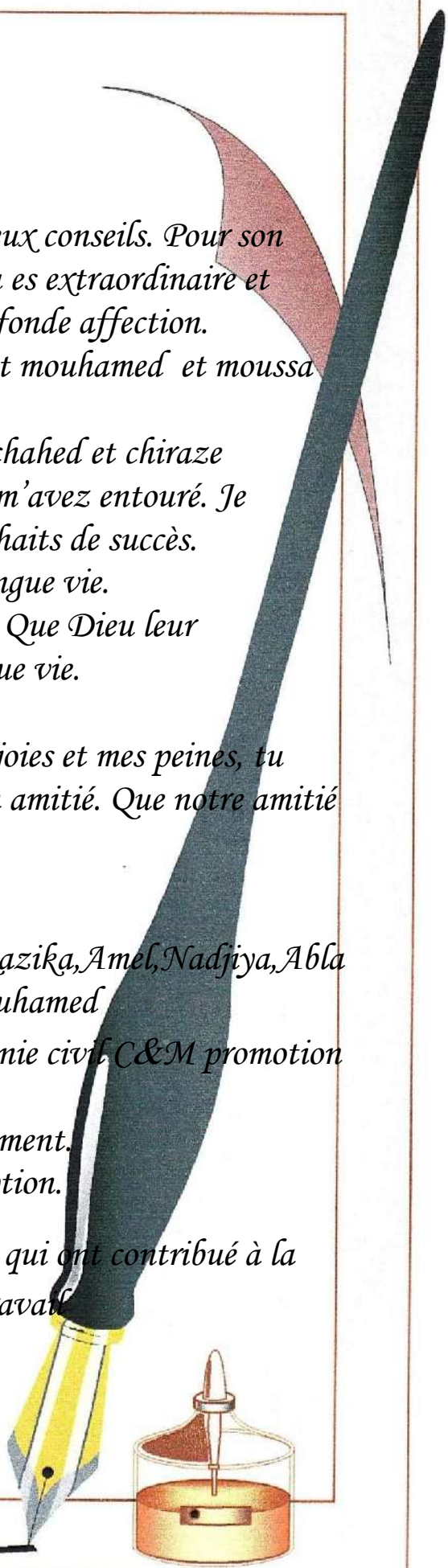
Dédicace :

À la mémoire de mon très cher père ameur,
Que dieu le garde dans son vaste paradis,
À ma mère aicha,
pour sa tendresse, ses sacrifices et pour ses précieux conseils. Pour son soutien dans les moments difficiles. Sache que tu es extraordinaire et que, grâce à toi, je suis ou j'en suis. Avec ma profonde affection.
À mes frères : hamid et noureldine et farouk et mouhamed et moussa et amire.
À mes sœurs:soumia amel hanenne fatiha et chahed et chiraze
Pour vos encouragements, et l'amour dont vous m'avez entouré. Je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.
À Ma grands mère que je leur souhaite une longue vie.
À tout les membres de ma famille ben debbah, Que Dieu leur préserve bonne santé et longue vie.
À mon meilleure ami Mourad
C'est avec toi souvent que j'ai partagé mes joies et mes peines, tu m'as toujours soutenu grâce à ta présence, et ton amitié. Que notre amitié dure éternellement.

À mes amies :Medina,Ahlem,Wahida ,Souhila,Saida,Razika,Amel,Nadjiya,Abla Nadjwa,Masseouda ,hamza ,Choukri,Omar,Mouhamed
À Tous mes collègues de 2ème années Master génie civil C&M promotion 2016.
À ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aiment.
À tous mes amis sans exception.

Je remercie mes trinômes : Djamal etMounir qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

FAIZA



ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من(طابق تحت أرضي +خمسة طوابق) والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر. و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية.III

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.« Robot 2010»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (SOS SOL+RDC + 5 étages) en béton armé à usage d'habitation dans la willaya de Alger cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone sismique III.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« Robot 2010 »**.

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

Abstract:

This project involves study a block contain (underground +ground+5 stories) reinforced in Alger , the region is classified as a fort seismicity area III.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93.**

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« Robot 2010»**.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

Résumé I
Remerciement II
Dédicace III
Liste des tableaux IV
Liste des figures V
Notations VI

Chapitre I

I.1. Description de l'ouvrage …….. 02
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……. .. . .. ……02
I.3.Données du site…….....02
I-4. Description des éléments de l'ouvrage .……. …… ..03
I.4.1. Système de contreventement…….. 03
I-4.2. Planchers…….. ……03
I-4.2.1. Plancher terrasse:…… ……... .03
I-4.2.2 Plancher d'étage courant…….. …….. 03
I-4.2.2.a) Plancher de dalle pleine…….. 03
I-4.2.2.b) Plancher à corps creux…….. …… .03
I-4.3 Escaliers …….. ……..04
I-4.4 Maçonnerie ……..04
I-4.4.1 Les murs extérieurs…….04
I-4.4.2 Les murs intérieurs……05
I-4.5 Revêtement……..05
I-4.6 L'infrastructure……05
I-4.7 L'acrotère……05
I-5 Caractéristiques des matériaux de construction……..06
I-5.1 Béton……06
I-5.1.a Composition du béton……06
I-5.1.b. Caractéristiques du béton ……06
I-5.1.c. Ciment……..06
I-5.1.d. Granulats……..06

I-5.1.e. Eau de gâchage…….....07

I-6 Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Béton…….07
I-6.1) Masse Volumique……...07
I-6.2) Retrait Hygrométrique……07
I-7.Béton armé…….07
I-7.1) Résistance du béton……07
I-7.1.a) Résistance caractéristique à la compression…… 07
I-7.1.b) Résistance caractéristique à la traction ……...07
I-7.1.c) Coefficient de poisson υ……..08
I-7.1.d) Module de déformation longitudinale au béton……...08
I-7.1.e) Module d'élasticité transversale……...08
I-8) Acier……..08
I-8.1) Type d'acier……09
I-8.2) Module d'élasticité longitudinale de l'acier……...09
I-9) Principe de calcul du CBA 93 ……...09

I-9.1) E.L.U de résistance ……...09
I-9.1.a.) Contrainte du béton en compression……..09
I-9.1.b) Contrainte ultime de cisaillement……11

I-9.1.c.) Contrainte limite de l'acier……..11

I-9.2.) Etat Limite Service (E.L.S)……12
I-9.2.a)E.L.S de compression de béton…….12
I-9.2.b) E.L.S de contrainte limite de l'acier……12
I-10) Conclusion……...12

Chapitre II

II-1 Introduction……15
II-2 Evaluation des charges et surcharges……15
II-2.1 : Plancher Terrasse……...15
II-2.1.1 Charge permanente du plancher terrasse (corps creux)……15
II-2.1.2 charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) ……16
II-2.1.3: Surcharges d'exploitation……16
II-2.2 : Plancher courant……17
II-2.2.1 : Charge permanente du plancher courant (corps creux)……17
II-2.2.2 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)……17
II-2.2.3 : Surcharge d'exploitation……18
II-2.3 :La maçonnerie……18
II-2.3.1 : Murs intérieurs (simple)……18
II-2.3.2 Murs extérieurs (double cloison)……19
II-3 Pré dimensionnement des Planchers……20
II-3-1 : plancher a corps creux……20
II-3-2 : dalle pleine……21
II -4 Pré dimensionnement des Poutres ……22
II-5 Pré dimensionnement des poteaux……27
II-5.1 Le poteau le plus sollicite……29
II-5.1.1. Calcule des charges surfaces requises pour le poteau le plus sollicité……30
II-5.1.2.Détermination des charges permanentes agissant sur ce poteau……30
II-5.1.3.Les surcharges d'exploitations……31
II-5.1.3.a : Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages……31
II-5.1.4.vérification vis-à-vis RPA (Version 2003)……33
Conclusion……34

II. Les voiles…….34
II-5.1.Définition ……34
II-5.2.Observation ……34
Conclusion……37

Chapitre III

III.1. Calcul de l'acrotère……..…39
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations……39
III.1.2. Calcul des efforts……..39
III.1.3. Calcul du ferraillage……..…40
III.1.3.a. À E L U……40
III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S……..40
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……...45
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme…….45
III.2. Les Planchers……...46
III.2.1. Introduction……..46
III.2.2. Plancher à corps creux…….46
III 2.2.1. introductions :…….46
III.2.2.2. La dalle de compression :……46
III.2.3. Les poutrelles……48
III.2.3.a. avant coulage :…….48
III.2.3.b. Après coulage :…….50

III.2.3.b.1: Détermination le nombre des étaiements âpres le coulage :……..50

III.2.3.b.2. Evaluation des charges et surcharges……52

III.2.3.b.3.Méthode de calcule……52

III-2-3.b.3.a. Méthode forfaitaire ……..52

III-2-3.b.3.b .Méthode de Caquot ……54

III.2.3.b.4.Sollicitations de calcul :……...55

III.2.3.b.5 les chois de l'effort maximal :……58

III.2.3.b.6. Calcul du ferraillage : ……58

III.2.3.b.7. Vérification au cisaillement :…… ……..62

III.2.3.b.8. Etat limite de déformation :…… ……65

III.3. CALCUL DES DALLES PLEINES :……68

III.3.1. Définition :…… ……68

III.3.2. Méthode de calcul :……68

III.3.3. Principe de calcul :……68

III.3.4.Evaluation des charges permanant et d'exploitation :…… ……70

III.3.4.1 charge permanant pour les deux types :……70

III.3.4.2 Surcharges d'exploitation : ……..70

III.3.5. Position des lignes de rupture:……...70

III.3.6.Ferraillage :……73

III.3.6.a. Les armatures longitudinale et faire la vérification a ELS:……73

III.3.6.b. Les armatures de répartition :…… ……74

III.3.7. Condition d'espacement :……..74

- Pour les armatures longitudinales……74
- Pour les armatures de répartition……..74

III.3.8. Vérification au cisaillement : ……...75

III.3.9. Vérifications préliminaires de la flèche :…… ……75

III.4. les escaliers :……76

III.4.1. Introduction :……76

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :…… ……76

III.4.3. Pré-dimensionnement :…… ……77

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :…… ……78

III.4.4.a. Charges permanentes : ……..78

III.4.4.b. Charge d'exploitation : ……79

III.4.5. Détermination des efforts : ……..79

III.4.6.Le chois de l'effort max : ……..80

III.4.6.a. A l'E.L.U :…… ……81

III.4.6.b. A l'E.L.S : ……...82

III.4.7. Ferraillage des escaliers a ELU et vérifie à ELS :……82

III.4.7.a. Les armatures longitudinale : ……..83

III.4.7.b. Les armatures de répartition en travée :……...84

III.4.7.c. Vérification de l'espacement en travée :…… ……85

III.4.7.d. Les armatures de répartition aux appuis :…… ……...85

III.4.7.e. Vérification de l'espacement aux appuis :……...86

III.4.7.f. Vérification de l'effort tranchant :……..86

III.4.8. Vérification de la flèche :……87

III.4.8.1 Vérification préliminaire de la flèche :……...87

III.4.8.2 Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) : ……87

III.5. Calcul de la poutre palière :…….89

III.5.1.introduction …….... 89

III.5.2Pre- dimensionnement :……89

III.5.3Evaluation des charges :……91

III.5.4. Calcul des efforts :……92

III.5.5. Ferraillage de la poutre palière :…….94

III.5.5.1. Armatures longitudinale :……..94.

III.5.5. 2. Armatures transversal :…… …….97

III.5.5.2. a. Vérification de l'effort tranchant ……..……97

III.5.5.2. b. Diamètre d'armatures transversales : ……..97

III.5.5.2. c. Espacement d'armatures transversales :……..98

III.5.5.2. d. Vérif. de Section minimale d'armature transversal selon [RPA2003]:… ..98.

III.5.6. Vérification de la flèche :… …….99

III.5.6. a. Vérification préliminaire des flèches :… ……...99

Chapitre IV

IV.1.Introduction :……..101

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :……102

IV.2.1.Centre de masse : …….. ……102

IV.2.1.Centre de masse : ……104

IV.2.3. Excentricité :……..107

IV.2.3.a. Excentricité théorique (statique) :……..107

IV.2.3.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] ……..107

IV.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]……..108

IV. 3.Choix de la méthode de calcul…….109

IV. 3 .1. Introduction :……..109

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :…….109

IV.3.2.a. Principe :…….109

IV.3.2.b. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003 :……..…109

IV.3.2.c. Le spectre de réponse de calcul :……..110

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :……111

IV.4.1. Vérification de comportement :…….112

IV. 4.2.Vérification de participation massique :……..114

IV. 4.3. Vérification des périodes :……115

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :……..115

IV. 4.5.Vérification de la stabilité au renversement :……..117

IV. 4.5.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]…….118

IV. 4.5.b. Moment de renversement :…….120

IV. 4.5. c. Moment stabilisant : …….. . .120

IV. 4.6. Vérification des déplacements :…….121

IV. 4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :…….122

IV. 4.8. Vérification de cisaillement :…….123

IV. 4.8.a. Poutre principal : sous combinaison 1,35G+1,5Q……..123

IV. 4.8.b. poutre secondaire : sous combinaison G+Q+Edx……...123

IV. 4.8.c. poutre palière : sous combinaison G+Q+Edx…… ……123

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit ……...124

Chapitre V

V.1 Introduction:……126

V.2. Ferraillage des élément résistants :……...……..126

V.2.1. Ferraillage des poutres :……..Erreur ! Signet non défini..126

V.2.1.a :ferraillage longitudinal des poutres prancipales……...127

V.2.1.b:ferraillage longitudinal des poutres secondaire……..129

V.2.1.c. calcule des armatures transversales des poutre : 132

V.2.1.d. Vérification de la fléche des poutre :……134

V.2.2. Ferraillage des poteaux:……..136

V.2.2.a. etat limite ultime de stabilité de forme :……137

V.2.2.b. Recommandations des règlements :.....138

V.2.2.c. détermination des section d'acier :..... 138

V.2.2.d.varification des contraintes a l' E.L.S : 140

V.2.2.e.justification de la contraint vis-a-vis l'effort tranchant : 141

V.2.2.f.armatures transversales : 143
V.2.3. Ferraillage des voiles :..... **145**
V.2.3.a. Les voiles pleins: 145
V.2.3.b. Voiles avec files d'ouvertures: 145
V.2.3.b.2. Les linteaux: 145
V.2.3.c.méthod de calcul: 145
V.2.3.d.Recommandations règlementaires: 145
V.2.3.d.1. Armatures verticales : 145
V.2.3.d.2. Armatures horizontales : 145
V.2.3.d.3. Armatures transversales: 147
V.2.3.e.Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 147
V.2.4. les voiles pleines 149
V.2.4.a .calcul les armatures verticale 149
V.2.4.b. calcul les armatures horizontaux : 149
V.2.4.c.armatures transversales: 149
V.2.5.les voiles avec ouverture : 152
V.2.5.a. Les trimétaux : 152
V.2.5.a.1. Las armatures verticaux : **152**
V.2.5.a.2. Las armatures horizontaux :..... 153
V.2.5.b.les linteaux : 154
V.2.5.c. Calcule de ferraillage suivant l'axe X : 157
V.2.5.c.1.Les armatures longitudinaux 157
V.2.5.c.2.Les armatures transversaux : 158
VI.3. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :..... 158
VI.3.1. introduction :..... 158
VI.3.2. Pré dimensionnement : 158
VI.3.3. Détermination des sollicitations :..... 159
VI.3.4. Méthode de calcul:..... 159
VI.3.5.Calcul des moments..... 160
VI.3.6. Calcul du ferraillage :..... 162
VI.4 .Vérification de l'espacement :..... 163

VI.5 . Vérification de l'espacement:……....164

VI. . Vérification de l'espacement:…….….164

Chapitre VI

VI.1. Introduction : ……167

VI.2. Type de la fondation :……167

VI.3. Connaissance du site et du sol : ……...168

VI.4. Choix du type de fondation : …….....168

VI.4.1. Calcul des semelles isolées : …….....169

VI.4.2. Dimensionnement des semelles isolées:…….170

VI.4.3 : Vérification les contraintes à l'ELS :……170

VI.4.4.Vérification du chevauchement entre les semelles :……171

VI.4.4.a : Vérification de chevauchement Suivants x :……172

VI.4.4.b : Vérification de chevauchement Suivants y:…….172

VI.5. Calcul des semelles filantes :……..172

VI.5.1. Dimensionnement des semelles filantes :…….173

VI.5.2: Semelle filante sous voile :……..174

VI.5.3 Vérifications des contraintes des semelles filantes :……174

VI.5.4: Semelle filante sous voiles :……175

VI.5.5 : Vérification de chevauchement:…….....175

VI.6 : Ferraillage : …….....176

VI.6.1 : Armatures principales :…….....176

VI.6.2 : Armatures de répartition :…….....178

VI.6.3: Vérification des longueurs de scellement : …….178

VI.6.4 : Vérification de la stabilité au renversement…….....180

VI.7.LES LONGRINES : ……181.

VI.7.1.Recommandation des règlements :…….182

VI.7.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :…….....183

VI.7.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :……183

VI.7.4.Calcul des armatures transversales :……184

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I :1 coupe d'une dalle……

Figure I : 2 mur double cloison……

Figure I : 3 mur simple cloison……

Figure I : 4 Diagramme contrainte déformation du béton……...

Figure I : 5 Diagramme contrainte déformation d'acier……..

CHAPITRE II : PREDIMENTION

Figure. II :1 Murs intérieurs (simple)……

Figure. II : 2 Murs extérieurs (cloison)……

Figure. II :3 Dessin d'un plancher en corps creux……..

Figure. II :4 Dimensionnement de la poutre……

Figure. II : 5 la section réduite d'un poteau…….

Figure. II :6 Représentation du poteau le plus sollicité……

Figure. II : 7 Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……..

Figure. II : 8Coupe de voile en plan ……..

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure. III :1 L'acrotère……..

Figure. III : 2 Section de B.A à l'ELU

Figure. III : 3 Ferraillage de l'acrotère

Figure.III : 4 disposition constructive des armatures de la table de compression

Figure. III : 5 schématisation de la poutrelle avant coulage

Figure. III : 6 schéma représente la disposition des étaiements

Figure III : 7 Choix de disposition des étaiements

Figure. III :8 les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

Figure. III : 9 Disposition constructive des armatures

Figure. III : 10 ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

Figure. III : 11 Représentation d’un escalier

Figure. III :12 Dimensions de l’escalier

Figure. III :13 Schéma statique à l'E.L.U

Figure. III :14 Schéma statique à l'E.L.S

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I :1 Dimensions du bloc……

Tableau I :2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……

CHAPITRE II : PREDIMENTIONNEMENT

Tableau II :1 Charges permanentes d'un plancher terrasse (corps creux)……...

Tableau II :2 charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)……..

Tableau II :3 Charges permanentes d'un plancher courant du plancher courant (corps creux)……..

Tableau II :4 charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……..

Tableau II :5Charges permanentes d'un mur intérieur simple……

Tableau II :6 Charges permanentes d'un mur extérieur double……..

Tableau II : 7 pré dimensionnement des poutres……

Tableau II : 8 Détermination des surcharges d'exploitation……...

Tableau II : 9 Récapitulatif des vérifications……..

Tableau II :10 L'épaisseur du voile…….

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III :1 Les charges…….

TableauIII :2 Les efforts …….

Tableau III :3 Les données……

Tableau III :4 les charges de la poutrelle avant coulage……...

Tableau III :5 Calcul des moments……

Tableau III :6 Détermination le nombre des étaiements avant le coulage……...

Tableau III :7 schéma représente la disposition des étaiements……..

Tableau III :8 Actions de calcul des poutrelles après coulage……...

Tableau III :9 condition de l'application de méthode forfaitaire…….

Tableau III :10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)…….

Tableau III :11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ElS)……

Tableau III :12 Les données……..

Tableau III :13 calcule des armatures a E.L.U……..

Tableau III :14 calcule des armatures a E.L.S

Tableau III :15ferraillages longitudinaux des poutrelles

Tableau III :16 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Tableau III :17 calcule et vérifications de la flèche des poutrelles

Tableau III :18 condition de l'application de méthode forfaitaire

Tableau III :19 Poutrelle à 5 travée (les moments et les efforts tranchants ELU)

Tableau III :20 Poutrelle à 5 travée (les moments et les efforts tranchants ELS)

Tableau III :21les actions sur la dal

Tableau III.22.Les données

Tableau III.23.Calcul des sections de la dalle pleine.

Tableau III.24.Vérification à l'E.L.S

Tableau III.25. Vérification au cisaillement.

Tableau III.26.Vérification de flèche de la dalle.

Tableau III -27: Pré dimensionnement de l'escalier

Tableau III -28: L'épaisseur de la paillasse pour les deux volées

Tableau III -29: G du palier de repos de l'escalier

Tableau III -30: G de la paillasse de l'escalier

Tableau III -31: Combinaison des charges de l'escalier

Tableau III -32:les réactions et les moments d'escalier

Tableau III -33: le choix de l'effort maximal

Tableau III -34: les données en travée

Tableau III -35: Calcul des sections d'acier en travée

Tableau III -36: Les armatures de répartition en travée

Tableau III -37: Vérification de l'espacement

Tableau III -38: Vérification de l'espacement des Armatures de répartitions

Tableau III -39: les données en appui

Tableau III -40: Calcul des sections d'acier en appui

Tableau III -41: Les armatures de répartition en appui

Tableau III -42: Vérification de l'espacement en appui

Tableau III -43 : Vérification de l'espacement des Armatures de répartitions en appui

Tableau III -44: Vérification de la flèche

Tableau III -45: Evaluation de la flèche

Tableau III -46: Conditions de résistance

Tableau III-47: Les dimensions minimales de poutre par le RPA

Tableau III-48: Condition de rigidité

Tableau III-49: Les efforts

Tableau III -50: le choix de l'effort maximal

Tableau III -51: les données en travée

Tableau III -52: Calcul des sections d'acier en travée de poutre palière

Tableau III -53: les données en appui

Tableau III -54: Calcul des sections d'acier en appui de poutre palière

Tableau III -55: Vérification de l'effort tranchant

Tableau III -56: Choix des armatures transversales

Tableau III -57: Choix de diamètre des armatures transversales

Tableau III -58: Vérification de l'espacement des armatures transversales

Tableau III -59: Vérification de la flèche

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.

T:températute.

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

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé et en charpente métallique.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé aux calculs d'une structure multifonction (habitation+commerciale) contient (sous-sol+RDC pour les locaux de commerces+5étages à usage d'habitation et le sous-sol est un parking de 68 places). étages à usage d'habitation Pour le premier, les trois chapitres font l'objet d'une présentation del'ouvrage et leurs caractéristiques géométriques, suivi par le calcul de pré dimensionnement des différents éléments résistants et calcul des éléments secondaires en effectuant les vérifications nécessaires, dans le 4eme chapitre un calcul détaillé des caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans l'analyse dynamique par le biai automatique selon le logiciel de calcul des structure « Robot »,et les résultats obtenue ont permis pour le calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles) présenté au 5^{em} chapitre, finalement ,un calcul assez détaillé des fondation est proposé dans le chapitre 6 à fin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Pour le second ; Après une introduction sur l'ouvrage donnant les caractéristiques géométriques, Le second chapitre consiste à l'étude climatique Le troisième est consacré au pré dimensionnements et vérification et calcul des éléments secondaires Le quatrième chapitre consiste à l'étude sismique qui optée par le logiciel « ROBOT» ; le cinquièmes est consacré au pré dimensionnements et vérification et calcul des éléments résistances, finalement, le sixième chapitre en les calculs des fondations

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale

Ce projet est une conception et étude d'une structure multifonction (habitation+commerciale) contient (sous-sol+RDC pour les locaux de commerces+ 5 étages à usage d'habitation).

Ce projet emploient Dans la wilaya d'Alger, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III

.La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4éme chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "ROBOT version 2010", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de 5éme chapitre.

Finalement, le bloc est fondé conformément au rapport du sol.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

I-1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+5+Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles, à usage multiple (commerce, habitation) ce bâtiment est situé à Alger

Celui ci est classé selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Dimensions en plan		**Dimensions en élévation**
Longueur totale : L=26.95 m (sens longitudinal) Largeur total : l=21.40 m (sens transversal)		Hauteur du bloc est de *19.04 m* (sans l'acrotère) Hauteur de sous sol est de *4.01 m* Hauteur du Rez-de-chaussée est de *3.74 m* Hauteur de l'étage courant est de *3.06 m.*

Tableau I : 1 Dimensions du bloc

I-3.Données du site :

- le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le RPA 99/version 2003 Comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage a une importance moyenne ; appartient selon le RPA 99/version 2003 au groupe d'usage 2.
- Le système de contreventement est classé selon le RPA dans catégorie 2
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol ***σsol =1.2 bar***.

I-4 Description des éléments de l'ouvrage:

I.4.1. Système de contreventement :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicitépar deux efforts :

1- Les efforts verticaux durent au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.

2- Les efforts horizontaux dus au séisme. L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

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

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I-4.2. Planchers:

Les Planchers sont des aires planes en général limitant les étages d'une construction, ils sont considérés comme des diaphragmes rigides permettant la transmission des efforts verticaux et horizontaux aux éléments porteurs. Dans notre construction on a deux types de planchers :

I-4.2.1 Plancher terrasse:

Protéger levine locaux contre l'infiltration d'eau pluviale et les rayons de soleil, il est inaccessible et il porte l'acrotère ce dernier est un mure situé en bordure de coutures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité.

I-4.2.2 Plancher d'étage courant :

Pour isoler les différents étages et supporter leur poids propre et les surcharges verticales on a deux types :

I-4.2.2.a) Plancher de dalle pleine :

C'est un plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat il est généralement utilisé pour les balcons (dans notre cas nous avons utilisésles dalles pleines dans la cage d'escaliers) .

I-4.2.2.b) Plancher à corps creux :

Dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis, son épaisseur est de 5 cm. Elle est utilisée dans toute la construction.

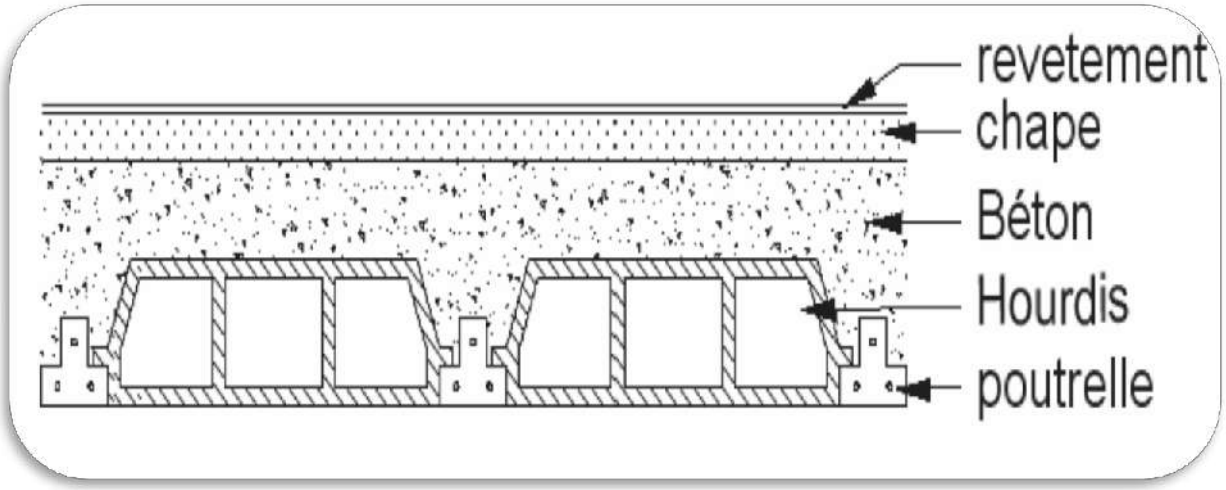


Figure I :1 coupe d'une dalle

I-4.3 Escaliers*:* Les escaliers sont des éléments qui permettent de se déplacer dans une structure à étages d'un niveau à un autre.

I-4.4 Maçonnerie *:* La maçonnerie est constituée de briques creuses revêtues d'un enduit plâtre (intérieur et extérieur).

I-4.4.1 Les murs extérieurs :

Ils sont composés de double cloison de ***10 cm*** d'épaisseur séparés par un vide de ***10 cm*** d'épaisseur.

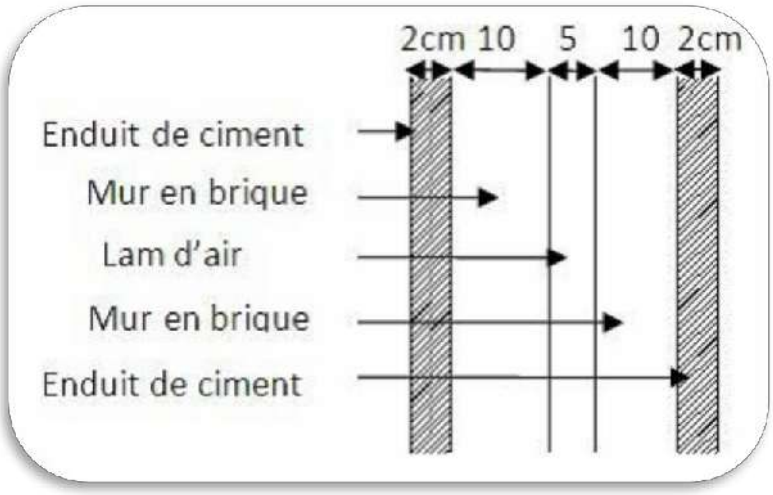


Figure I :2 mur double cloison

I-4.4.2 Les murs intérieurs :

Ils sont réalisés avec une brique creuse de ***10 cm*** d'épaisseur

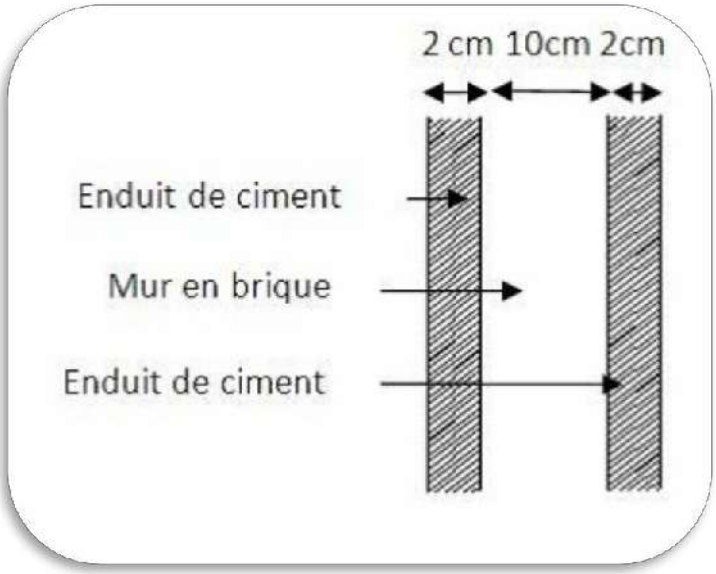


Figure. I:3 mur simple cloison

I-4.5 Revêtement:

Le revêtement est constitué de :

- enduit de plâtre pour les plafonds et les murs (façade inter).
- mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau.

I-4.6 L'infrastructure:

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Dans le cas de notre étude, **σsol =2.2 bar** et le sol est considéré comme un site meuble et classé selon le RPA 99/versions 2003 en (**catégorie S3)**

I-4.7 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I-5 Caractéristiques des matériaux de construction :

En se basant sur les règles du (CBA 93), les règlements en vigueur en Algérie, on va choisir les aciers et le béton.

I-5.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué par un mélange de matériaux ; granulat (sables et graviers) + liant (ciment) + eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I-5.1.a Composition du béton :

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ***350 kg/m²*** de ciment de classe CPA 42.5.
- ***400 L*** de sable de diamètre 0 à 5.
- ***800 L*** de gravier de diamètre 15 à 25.
- ***175 L*** d'eau de gâchage

I-5.1.b. Caractéristiques du béton :

- Facile à le fabriquer et à sa mise en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I-5.1.c. Ciment :

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

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (**CPJ42.5) .**

I.5.1.d. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (8/15** et **15/25)**

I-5.1.e. Eau de gâchage :

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

I-6Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Béton :

I-6.1) Masse Volumique:

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m□ . Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de ***2500Kg/m³.***

I-6.2) Retrait Hygrométrique:

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume, lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

I-7.Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le 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 une bonne adhérence l'un à l'autre.

I-7.1. Résistance du béton :

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

I-7.1.a.) Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant , le béton est défini par sa résistance à la compression à ***28 jours***. Cette valeur est déterminée par l'essai d'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200 cm***^{2}

(Ø = 16cm) et une hauteur de ***32 cm.***

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcule la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

Le C.B.A93 préconise pour ***j< 28 jours***

- $f_{c28} \leq 40MPa \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}95j} \times f_{c28}$
- $f_{c28} > 40MPa \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0{,}95j} \times f_{c28}$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à$1.10 f_{c28}$à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I-7.1.b) 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 ;

On calcule la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

$f_{tj=0{,}6+0{,}06} f_{cj}$**avec** f_{cj} **et** f_{tj}**en MPa.**

I-7.1.c) Coefficient de poisson υ :

$$\frac{allongementdanslesenstransversal}{raccourssissementlongitudinal} = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δa" raccourcissement longitudinal " Δl "),

le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

v= 0 pour le calcul des sollicitations (ELU);

I-7.1.d) Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante :

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application<24h :

E_{ij} =11000 $\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij}$ =32164.195 MPa

- Module différé pour les charges de longue durée

$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$ =3700 $\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj}$ =10818.900 MP .

I-7.1.e) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de Young.

I-8) Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25٪ de carbone .
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪ de carbone.

I-8.1.) Type d'acier :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 235	6 et 8	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE 400	-	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE 520	0≤ϕ≤ 6	520

Tableau I :2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

I-8.2) 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 :

$\mathbf{E_s = 2.10^5 MPa}$

I-9) Principe de calcul du CBA 93 :

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

.

I-9.1) E.L.U de résistance :

I-9.1.a.) Contrainte du béton en compression :

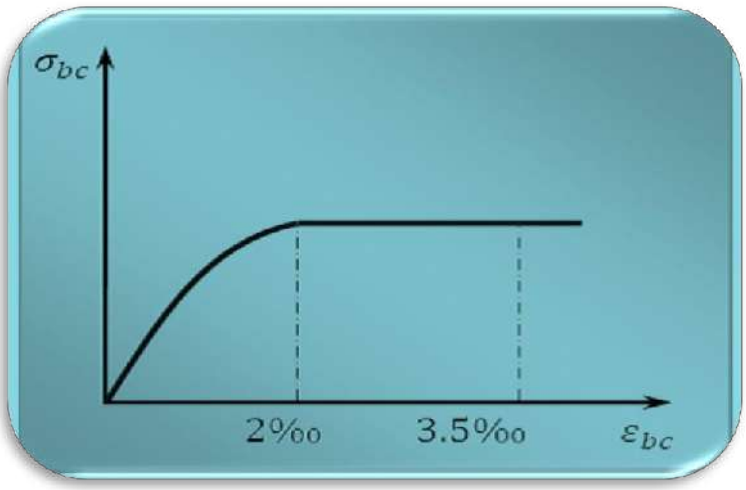


Figure I :4 : Diagramme contrainte déformation du béton

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

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b \left(1 - \frac{2 - \varepsilon_{bc}}{2}\right)}$$

ε_{bc} :la déformation du béton à la compression

θ=1.00Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

θ=0.90Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

θ=0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure

- La courbe est sous forme d'une droite constante

$$\sigma bc = \frac{0.85 \text{fc} 28}{\theta . \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une situation durable ;

γ_b=1 ,15 Pour une situation accidentelle ;

I-9.1.b) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0{,}2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$$

I-9.1.c.) Contrainte limite de l'acier :

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

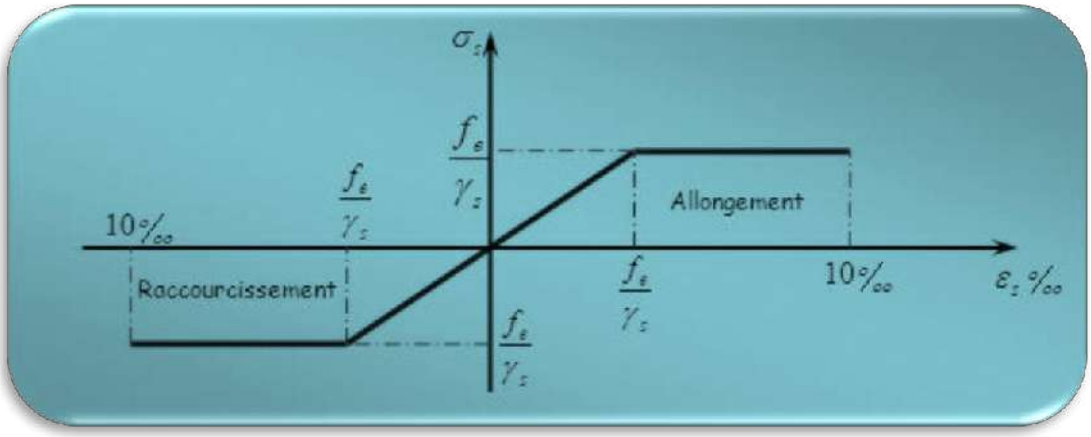


Figure I :5 Diagramme contrainte déformation d'acier

$$\overline{\sigma_s}=\frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\overline{\sigma_s}$:Contrainte de l'acier ;
- f_e: contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;
- E_s: module d'élasticité de l'acier $\Rightarrow E_s=2.10^5$ MPa

γ_s : coefficient de sécurité $\Longrightarrow$ γ_s=1.15 Situation durable ; γ_s=1 Situation accidentelle

- ε_s :Allongement ou raccourcissement de l'acier ;
- ε_l :Allongement ou raccourcissement limite ;

I-9.2.) Etat Limite Service (E.L.S) :

I-9.2.a.)E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}}=0{,}6f_{cj}$.

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

I-9.2.b.) E.L.S de contrainte limite de l'acier :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :Pas de vérification $\sigma_s = f_e$
- Fissuration préjudiciable :À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$
- Fissuration très préjudiciable :À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

η=1.0…….…… pour les rends lisses (R.L).

η=1.3 ……..pour les HA< 6mm

η=1.6……pour les aciers de hautes adhérence (H.A) HA> 6mm

I-10) Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

$$f_{c28} = 25MPa$$

$$f_{t28} = 2.1MPa$$

E_{i28}=32164.195MPa

$$E_{v28} = \frac{1}{3} E_{i28} = 10721.398\text{MPa}$$

σ_{bc} = **14.2 Mpa** : Situation durable

18.5 Mpa: Situation accidentelle

$\overline{\tau_u}$ = **3.33 Mpa** : Fissuration peu nuisible

2.5 Mpa : Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

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

F_e E400 ,f_e =400MPa : Pour les armatures longitudinales.

F_e E235 ,f_e =235MPa : Pour les armatures transversales.

$\overline{\sigma}_s$ = 202MPa : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II-1 Introduction :

Le 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, à savoir :

- Les planchers .
- Les poutres.
- Les poteaux.

II-2 Evaluation des charges et surcharges:

II-2.1 : Plancher Terrasse :

II-2.1.1 Charge permanente du plancher terrasse (corps creux) :

N°	Les Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	20	0.8
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
4	Papier kraft	-	-	0.05
5	Forme de pente	0.10	22	2.20
f̄	**f̄**	**f̄**	**f̄**	**f̄**
7	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
8	Pare vapeur	0.01	6	0.06
9	Plancher (20+5)	0.2+0.05	-	3.80
Charge permanente			68	7.4

Tableau II :1 Charges permanentes d'un plancher terrasse (corps creux)

II-2.1.2 charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) :

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravier roulé(8/15)	*0 .05*	*20*	*1.00*
2	Etanchéité multicouche	*0 .02*	*6*	*0.12*
3	Papier kraft	-	-	*0.05*
4	Liège (isolant)	*0.04*	*4*	*0.16*
5	Forme de pente	*0.10*	*22*	*2.2*
6	Film poly âne	-	-	*0.01*
7	Pare vapeur	*0.01*	*6*	*0.06*
8	Dalle pleine	*0.15*	*25*	*3.75*
9	Enduit plâtre	*0.02*	*10*	*0.2*
Charge permanente G				*7.55*

Tableau II :2 charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)

II-2.1.3: Surcharges d'exploitation

Q terrasse = 1 KN/m²

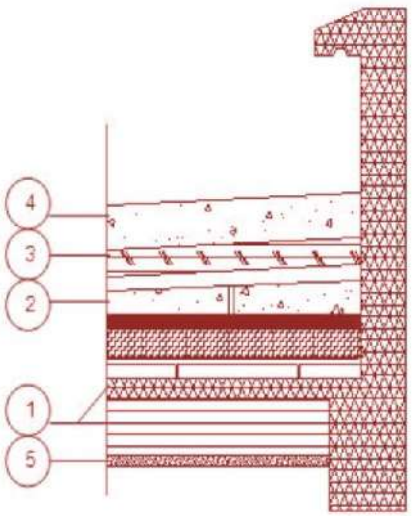
1-> Plancher (20+5)

2-> Forme de pente

3-> Etanchéité multicouches

4-> Protection gravillon

5-> Enduit de plâtre



II-2.2 : Plancher courant :

II-2.2.1 : Charge permanente du plancher courant (corps creux)

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	17	0.54
4	Plancher à corps creux	(20+5) cm	-	3.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente				7

Tableau II :3 Charges permanentes d'un plancher courant du plancher courant (corps creux)

II-2.2.2 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine) :

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.3	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.4
4	Dalle pleine	(0.20+0 .05)cm	-	3.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	1 .62
	Charge permanente G			7

Tableau II :4 charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

II-2.2.3 : Surcharge d'exploitation :

Le plancher courant à usage de la structure est : **Q = 1.5kN/m²**

II-2.3 :La maçonnerie :

II-2.3.1 : Murs intérieurs (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	0.36
Total				1.62

Tableau II :5 Charges permanentes d'un mur intérieur simple

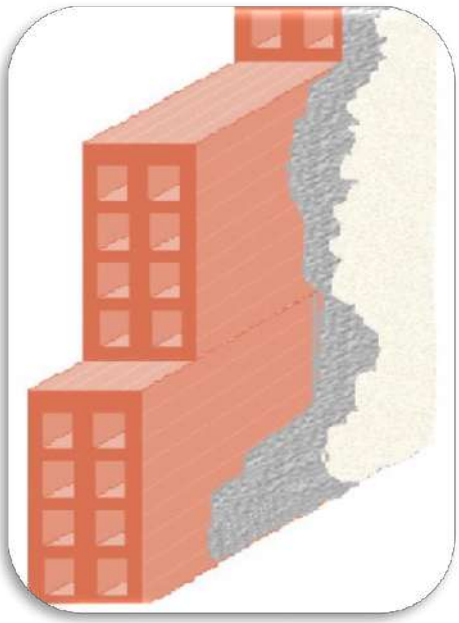


Figure. II :1 Murs intérieurs (simple)

II-2.3.2 Murs extérieurs (double cloison) :

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
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

Tableau II :6 Charges permanentes d'un mur extérieur double

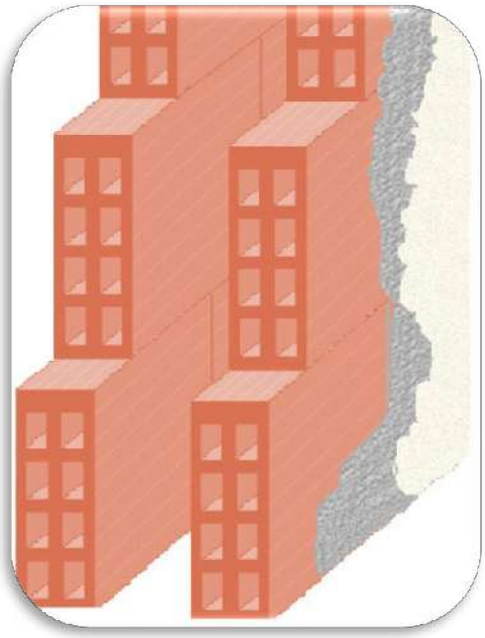


Figure. II : 2 Murs extérieurs (cloison)

II-3 Pré dimensionnement des Planchers :

II-3-1 : plancher a corps creux :

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

Pour notre cas, le type de plancher utilisé est « Plancher à corps creux » Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux,

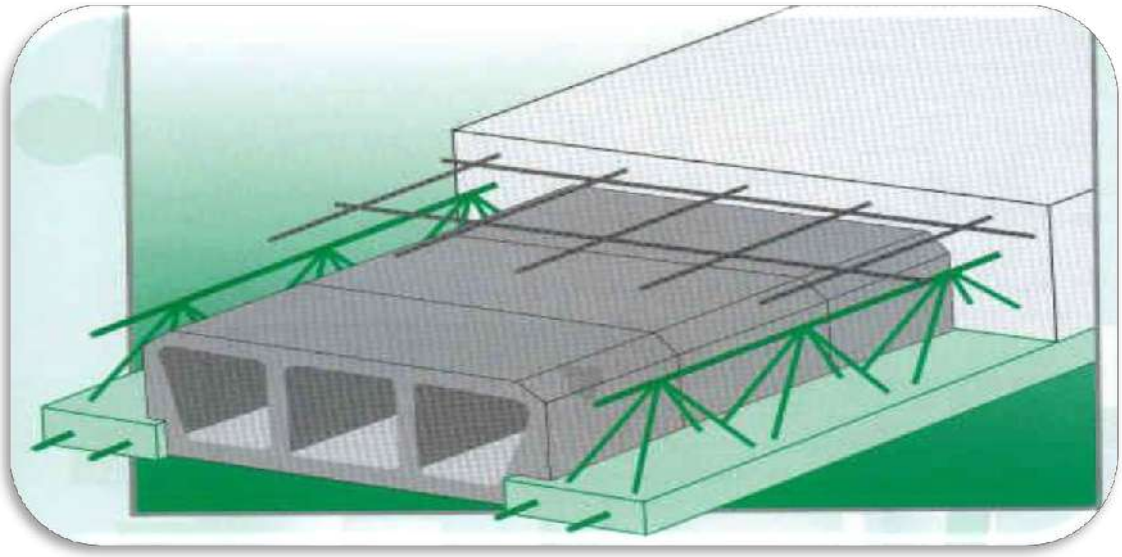


Figure. II.3 : Dessin d'un plancher en corps creux

l'épaisseur des planchers se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la travée la plus longue : L = 575 cm

D'où alors

23 $cm \leq ht \leq 28.75\ cm$ on adopte h=25cm

Telle que : $\boldsymbol{ht = (d+e)}$

d = 20cm (hauteur de corps creux).

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

Donc : **(ht =20 +5) cm**

II-3-2 : dalle pleine :

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

1- Critère de résistance :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis ;

(Lx/50) ≤ ep ≤ (Lx/40)

ep : épaisseur de la dalle

- Dalle reposant sur 2 appuis :

(Lx /35) ≤ep≤(Lx/30)

2- Sécurité contre l'incendie :

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

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

3 - Condition d'isolation acoustique :

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

ep ≥ 15 *cm*, d'où on a **19 cm > 16 cm** (condition vérifier).

- Vérification : critère de résistance

  On a :Lx=575 cm

  $\frac{530}{35} \leq ep \leq \frac{530}{30} \longrightarrow 15.14 \leq ep \leq 17.67$ (cm)

  La sécurité contre l'incendie :ep =15 cm

  Condition d' isolation acoustique :ep =15 cm , on prend : **ep =15 cm**

- Condition de la flèche

  Si L ≤ 5m $\Longrightarrow F \leq \frac{L}{500}$

  Si L > 5m $\Longrightarrow$ $\mathbf{F \leq \frac{L}{1000} + 0.5}$

- Conclusion :

  Pour la dalle plain on adoptera **ep=15 cm**

II -4 Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfait la condition de résistance et de la flèche imposées par les règles (C.B.A.93) et selon les exigences des règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99+compléments…) :

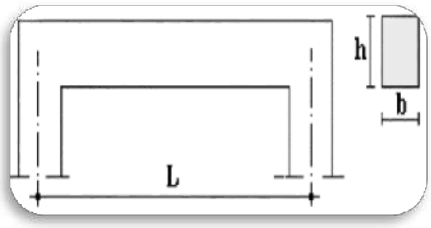


Figure. II :4 Dimensionnement de la poutre

Le pré dimension de la section transversale de la poutre est donnée comme suite: $\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$ Et $0.3\ h \leq b \leq 0.7h$

Les conditions imposées par RPA.99/version 2003 sont :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 30\ cm \\ h/b \leq 4\ cm \end{cases}$$

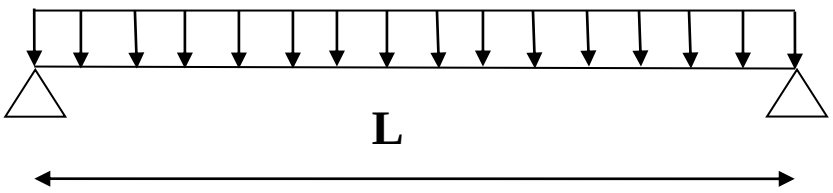
Avec :

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

h : la hauteur totale de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

- Vérification de la flèche q_{ser}



Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :$f_{max} < \bar{f}$

La flèche admissible est égale à :

$\bar{f}$ =0.5+$\frac{\mathbf{L(cm)}}{\mathbf{1000}}$……..si :L> 500cm

$\bar{f}$ =$\frac{\mathbf{L(cm)}}{\mathbf{500}}$……..si :L≤ 500cm

Dans le cas d' une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$f_{max}=\frac{5*q*L^4}{384*E_b*I_b}$$

- f_{max} :la flèche maximale de la poutre .
- L : la portée de la poutre.
- h : la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre.
- q :la charge uniformément répartie à l' E L S ,**q=G +Q** (on prend les charges les plus défavorables).
- G : la charge permanente reprise par la poutre.
- Q :la charge d'exploitation supportée par la poutre.
- $E_{b:}$ module de Young du béton armé(en prenant compte du coefficient d'équivalence n=15)E_b=13333.3 MPa.
- I_b:le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.

$$\mathbf{I_{b}=\frac{bh^3}{12}}$$

On fait le pré dimensionnement des éléments résistants pour le bloc.

	Poutre secondaire	**Poutre principale**

Condition de résistance	L_{max}= 5.30m ⇒ 35.33cm≤h≤53cm on adopte : **h = 45 cm** ⇒ 13.5cm ≤ b ≤31.5cm On adopte : **b = 30 cm**	L_{max}= 6 .45.m ⇒ 43cm≤h≤64.5cm on adopte : **h = 55 cm** ⇒ 16.5cm ≤ b ≤38.5cm On adopte **: b = 30 cm**
Vérification selon le RPA2003	h=45cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.5≤4 C.V	h=55cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.83≤4 C.V
Condition de rigidité (h/L≥1/16)	(h/L=0.084) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifié)	(h/L=0.085) ≥(1/16=0.0625) (condition vérifié)
conclusion	h = **45**cm ; b = **30** cm	h = **55**cm ; b = **30** cm

Tableau II : 7 pré dimensionnement des poutres

Vérification de la flèche :

a)poutre principale :

Plancher terrasse :

Evaluation des charges :

-poids propre de la poutre : p=0.3 ×0.55 × 25=4,125 KN/ml.

-Charge permanente : q'=(G+Q)∗2,5=(7+1,5)∗2,5=21,25 KN/ml.

q=p+q'=4,125+21,25=25,375 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$f_{max}<\bar{f} \Longrightarrow \bar{f}=0{,}5+\frac{L(cm)}{1000}$

Donc :$\bar{f}=0{,}5+\frac{645}{1000}=1{,}145$cm.

$f_{max}=\frac{5*q*L^4}{384*I_b*E_b}$ $I_b=\frac{bh^3}{12}$ $E_b = 13333{,}3$ Mpa

Calcule de I_b:

$I_b = \frac{30*55^3}{12}$=415937,5cm^4.

f_{max}=$\frac{5*25,375*645^4}{384*13333,3*415937,5}$=10,31mm

f_{max}=10,31mm<11,45mm……cv .

On prend (b∗h)=(30∗55).

b) poutre secondaire :

Plancher terrasse :

Evaluation des charges :

-poids propre de la poutre : p=0.3 ×0.45 × 25=3.375 KN/ml.

-Charge permanente : q'=(G+Q)∗2,2=(7,4 +1)∗2,2=18,48 KN/ml.

q=p+q'=4,125+21,25=21,855KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$f_{max}<\bar{f}$ $\Longrightarrow$ $\bar{f}$=0,5+$\frac{L(cm)}{1000}$

Donc :$\bar{f}$=0,5+$\frac{530}{1000}$=1,03cm.

f_{max}=$\frac{5*q*L^4}{384*I_b*E_b}$ $I_b = \frac{bh^3}{12}$ $E_b = 13333,3$ Mpa

Calcule de I_b:

$I_b = \frac{30*45^3}{12}$=227812,5cm^4.

f_{max}=$\frac{5*21,855*530^4}{384*13333,3*227812,5}$=7,39mm.

f_{max}=7,39mm<10,3mm……cv .

On prend (b∗h)=(30∗45).

II-4 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 compression.

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 :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$Min\ (b, h) \geq 30cm$

$Min\ (b, h) \geq he/20$

$1/4 \leq b/h \leq 4$

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 (CBA93 ART B8.1.1).

Vérifier :$N_U \leq \alpha[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}]$

Tel que : N_U: Effort normal ultime (compression) *=1,35G+1,5Q*.

α: Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité .

λ : Elancement d'EULER=$\frac{l_f}{i}$ $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$.

l_f: Longueur de flambement=0,7l_0 .

λ : Rayon de giration .(= $\frac{l_f}{i}$)

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

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

γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$) situation durable.

γ_s: Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$) situation durable.

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

f_{c28}: Contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(fc28=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))[cm²]

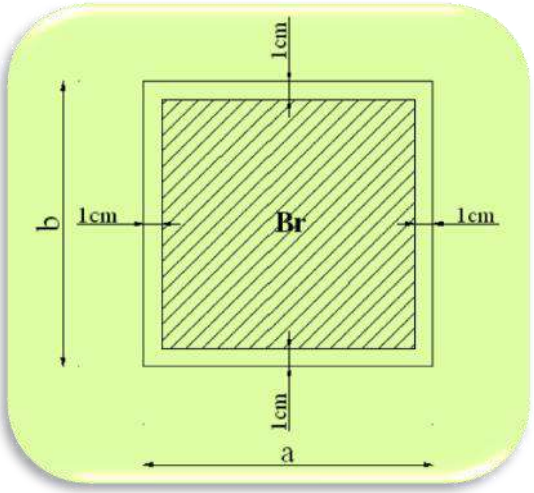


Figure. II : 6 la section réduite d'un poteau

- $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ si $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2$ si $50 \leq \lambda \leq 70$

II-4.1 Le poteau le plus sollicite :

Détermination des charges permanentes :

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

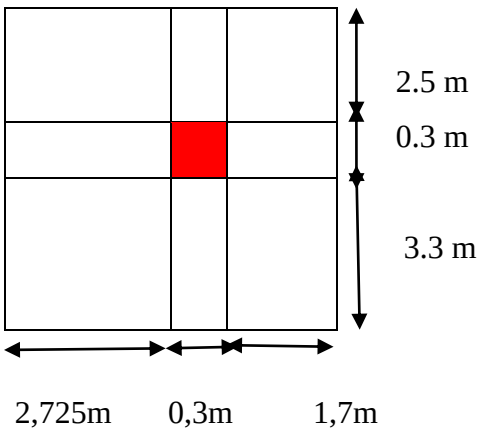


Figure. II :7 Représentation du poteau le plus sollicité

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

- Une section de (**40×40**) cm^2pour le sous-sol, RDC.
- Une section de (**35×35**) cm^2 pour le 1^{er}et le $2^{ème}$étage.
- Une section de (**30×30**) cm^2 pour le$3^{ème}$, $4^{ème}$et le $5^{ème}$ étage.

II-4.1.1. Calcule des charges surfaces requises pour le poteau le plus sollicité :

Surface du plancher :

Sp=(2,725+1,7)∗(2,5+3,3)=25,665m^2.

St=(2,5+3,3+0,3)∗(2,725+1,7+0,3)=28,82m^2.

II-4.1.2.Détermination des charges permanentes agissant sur ce poteau :

Plancher terrasse :Avec L_0=3,06m

Gplancher=G∗Sp=(7,4∗25,665)=189,921KN.

Gpp=(3,3+2,5)∗0,55∗0,3∗25=23,925 KN.

Gps=(2,725+1,7)∗0,45∗0,3∗25=14,93 KN.

Gpoteau=0,3∗0,3∗25∗ 3,06=6,885 KN.

Gtot=Gplancher+Gpp+Gps+Gpot=237,68 KN.

Q=1∗St=28,82 KN.

Plancher courant :Avec L_0=3,06m

$3^{ème}$et $4^{ème}$ étage :

Gplancher=G∗Sp=(7∗25,665)=179,665 KN.

Gpoutre=Gpp+Gps=38,855 KN.

Gpoteau=6,885 KN.

Gtot=225,405 KN

1^{er}et le $2^{ème}$étage :

Gplancher=G∗Sp=(7∗25,665)=179,665 KN.

Gpoutre=Gpp+Gps=38,855 KN.

Gpoteau=0,35∗0,35∗3,06∗25=9,37 KN.

Gtot=227,89 KN .

Le RDC : Avec L_0=3,74m

Gplancher=G∗Sp=(7∗25,665)=179,665 KN.

Gpoutre=Gpp+Gps=38,855 KN.

Gpoteau=0,40∗0,40∗3,74∗25=14,96 KN.

Gtot=233,48 KN .

Le sous-sol : Avec L_0=4,01m

Gplancher=G∗Sp=(7∗25,665)=179,665 KN.

Gpoutre=Gpp+Gps=38,855 KN.

Gpoteau=0,40∗0,40∗4,01∗25=16,04 KN.

Gtot=234,56 KN .

II-4.1.3.Les surcharges d'exploitations :

II-4.1.3.a : Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3 \dots \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1.2.3…….n .

Donc :

-Sous toit ou terrasse **:** Q_0

-Sous dernier étage(étage1) $Q_0 + Q_1$

-Sous étage

(Etage2) $Q_0 + 0{,}95(Q_1+Q_2)$

(Etage3) $Q_0 + 0{,}90(Q_1+Q_2 + Q_3)$

(Etage 4) $Q_0 + 0{,}85(Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Etage5) $Q_0 + 0{,}8(Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

.

.

(Etage n) Etage5) $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2 + Q_3 \dots \dots \dots . . + Q_n)$

Alors :

Plancher terrasse=1∗S_t $= Q_0$ $Q_0 = 28{,}82$KN.

$1^{er} étage = Q_0 + Q_1$ $Q_1 = 1{,}5 * S_t$ =43,23KN

$Q_0 + Q_1 = 72{,}11$KN

2ème étage: $Q_2 = 43{,}23KN$

$28{,}82 + 0{,}95(43{,}23 + 43{,}23) = 110{,}957$KN

3ème étage $= Q_0 + 0{,}90(Q_1+Q_2 + Q_3) = 145{,}541$KN

4ème étage $= Q_0 + 0{,}85(Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4) = 175{,}802$KN

RDC=$Q_0 + 0{,}8(Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 201{,}74$KN

Sous-sol=$Q_0 + \frac{3+6}{2*}6(Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$Q_0 = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5$=43,23KN

$Q_6 = 2{,}5*28{,}82 = 72{,}05$

S-S=244,97KN

Effort normal de résistance

$N_U = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$\overline{N_U}=N_U + 10\%N_U=1{,}1N_U$

étage	G (KN)	Gcum=N_G (kN)	N_Q (KN)	N_U	$\overline{N_U}=1{,}1N_U$
5	235,661	235,661	28,82	361,37	397,51
4	225,405	461,066	72,11	412,46	453,71
3	225,405	686,471	110,957	470,73	517,80
2	227,89	914,361	145,541	525,963	578,56
1	227,89	1142,251	175,802	571,35	828,49
RDC	233,48	1375,731	201,74	617,808	679,59
S-S	234,56	1610,291	244,97	684,11	752,52

Tableau II : 8 Détermination des surcharges d'exploitation

Niv	B (m^2)	A=$\frac{B}{1000}$ (cm^2)	L_f (cm)	λ	α	Br (cm^2)	Nu*1, 1 (KN)	$\bar{N}_u$ (KN)	$N_u \leq \bar{N}_u$
5	30x30	0.900	2,142	24.73	0.773	784	400.50	1146.48	C.V
4	30x30	0.900	2,142	24.73	0.773	784	456,70	1146.48	C.V
3	30x30	0.900	2,142	24.73	0.773	784	520,80	1146.48	C.V
2	35x35	1,225	2,142	21,20	0,792	1089	581,55	1630,91	C.V
1	35x35	1,225	2,142	21,20	0,792	1089	631,48	1630,91	C.V
RDC	40x40	1,6	2,618	22,67	0,784	1444	682,58	2140,11	C.V
S-S	40x40	1,6	2,807	24,31	0,775	1444	755,51	2140,11	C.V

Tableau II : 9 Récapitulatif des vérifications

II-4.1.4.vérification vis-à-vis RPA (Version 2003) :

Pour la zone III on a :

Min(b1, h1)=30 ≥ 30 cm ……..…… (C.V)

Min(b1, h1)=30≥ $\frac{h_e}{20}$ = 15,3 cm…… (C.V)

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ =1<4……(C.V)

Alors les trois conditions satisfaire.

Conclusion :

On adopte la section des poteaux suivante :

- (bxh) = (30×30) cm^2 $3^{ème}$, $4^{ème}$, $5^{ème}$, étages.
- (bxh) = (35×35) cm^2 $2^{ème}$, 1^{er} étages.

- (bxh) = (40×40) cm^2 RDC ,sous-sol.

II-5. Les voiles :

II-5.1Définition :

Les voiles sont des murs porteurs en béton armé, ils peuvent être conçus ans ou avec ouverture, ils reprennent les charges verticales réparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues soit au vent soit au séisme.

II-5.2Observation :

Les éléments satisfaisant a la condition (L>4a), sont considérés comme voiles, si non ces derniers sont des éléments linéaires.

L'article 7.7.1 RPA99 (version 2003) ≪ l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage He et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- dessous :

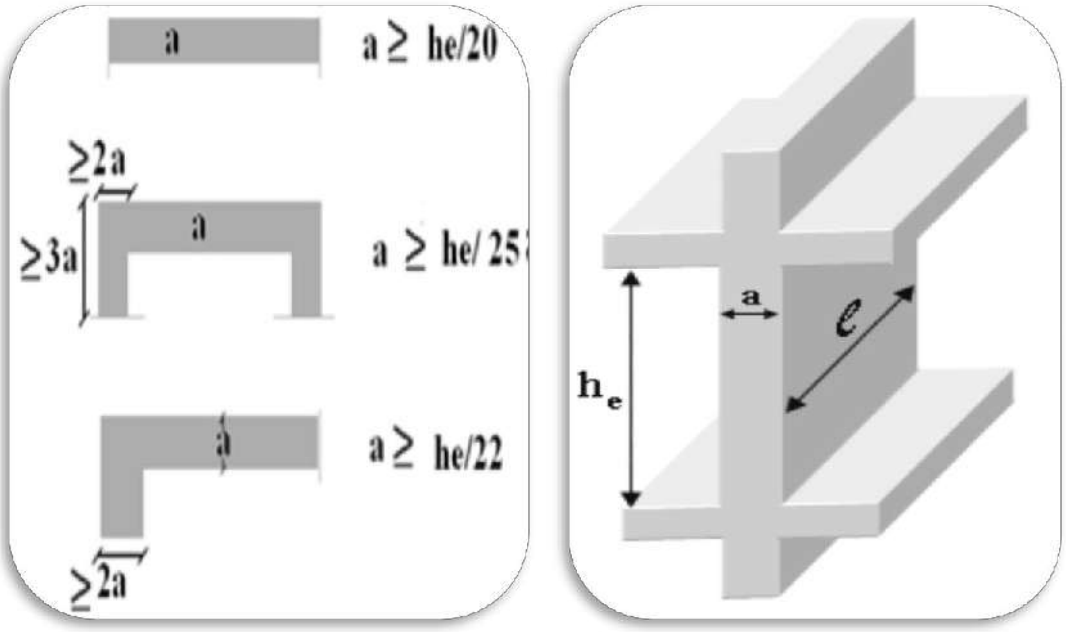


Figure. II : 8 Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

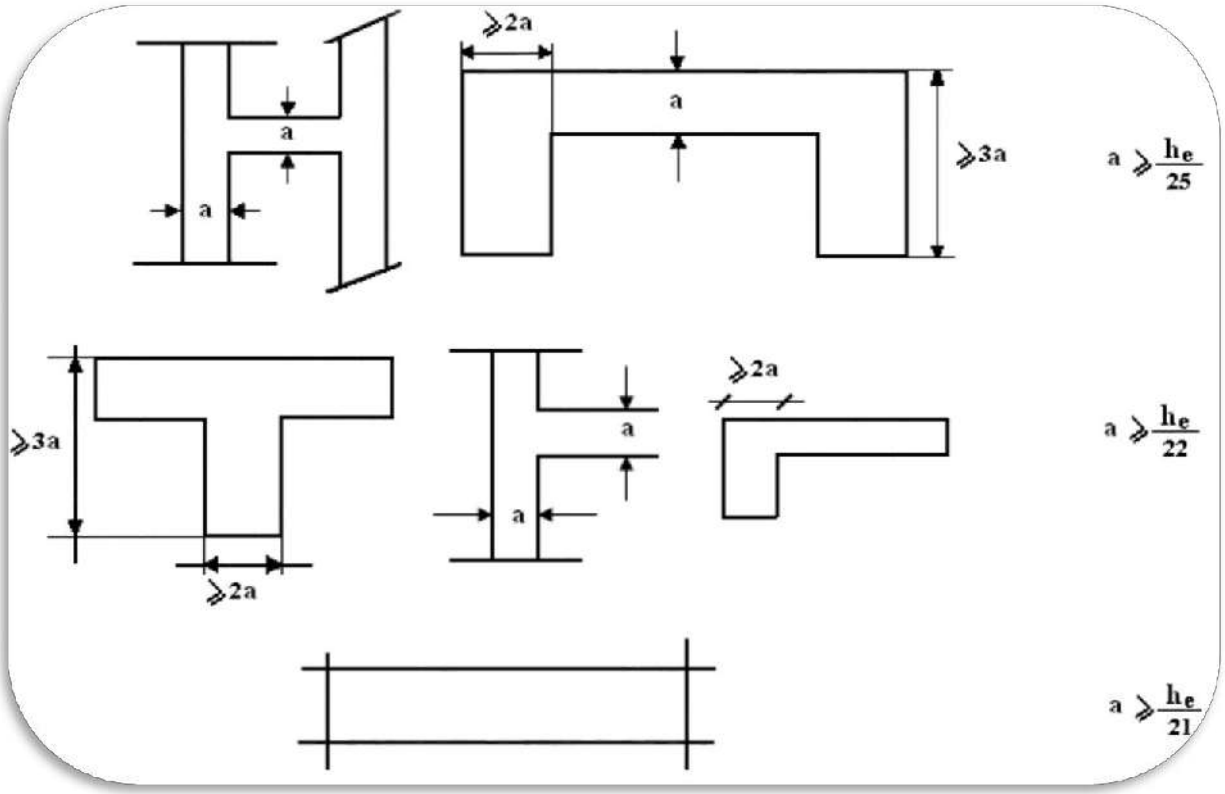


Figure. II :9 Coupe de voile en plan

L :Longueur du voile

a :l'épaisseur du voile

a≥15cm

he :l'hauteur d'étage

$a \geq \frac{he}{25}$ $a \geq \frac{he}{22}$ $a \geq \frac{he}{20}$

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

Dans notre cas on a :

$\frac{he}{25} = \frac{306}{25} = 12{,}24\text{cm} / \frac{he}{22} = \frac{306}{22} = 13{,}90\text{cm} / \frac{he}{20} = 15{,}3\text{cm}$

$\frac{he}{25} = \frac{374}{25} = 14{,}96\text{cm} / \frac{he}{22} = \frac{374}{22} = 17\text{cm} / \frac{he}{20} = 18{,}7\text{cm}$

$\frac{he}{25} = \frac{401}{25} = 16{,}04\text{cm} / \frac{he}{22} = \frac{401}{22} = 18{,}23\text{cm} / \frac{he}{20} = 20{,}05\text{cm}$

On adopte :

	a (cm)
Etage courant	15
RDC	18
S-SOL	20

Tableau II :10 L'épaisseur du voile

Conclusion :

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastrés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique 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 charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

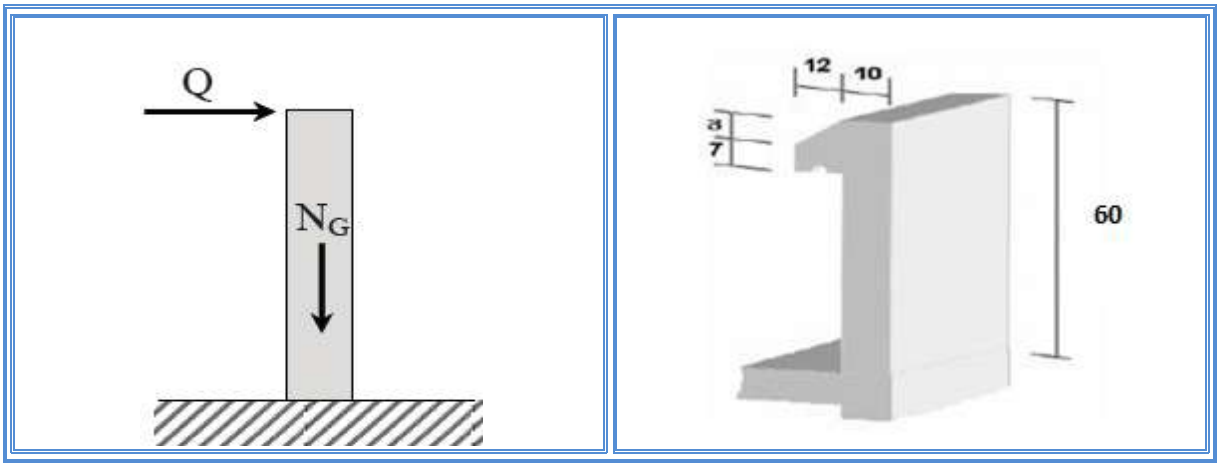


Figure III -1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.755**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

Tableau III -1 : Les charges

III.1.2. Calcul des efforts

Détermination des efforts :					
L'E.L.U	Nu (KN)	2,37	L'E.L.S	Mser	0,60
	Mu(KN.m)	0,90		Nser	1,76
	Tu (KN)	1,50		Tser	---

Tableau III -2 : Les efforts

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Données			
f_{c28}(M Pa)	25	**H**	10 cm
f_{t28}(M Pa)	2,1	**D**	7.5 cm
f_e(M Pa)	400	**C**	2.5 cm
$\sigma_{\mu\delta\alpha}\beta$(M Pa)	14.2	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{\sigma\ \mu\delta\alpha}$(M Pa)	348	**B**	100 cm

Tableau III -3 : Les données

III.1.3.a. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.37} \Rightarrow e_1 = 37.99$ cm

On a : $GC = e_1 = 37.99 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ **Calcul du moment de flexion :**

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

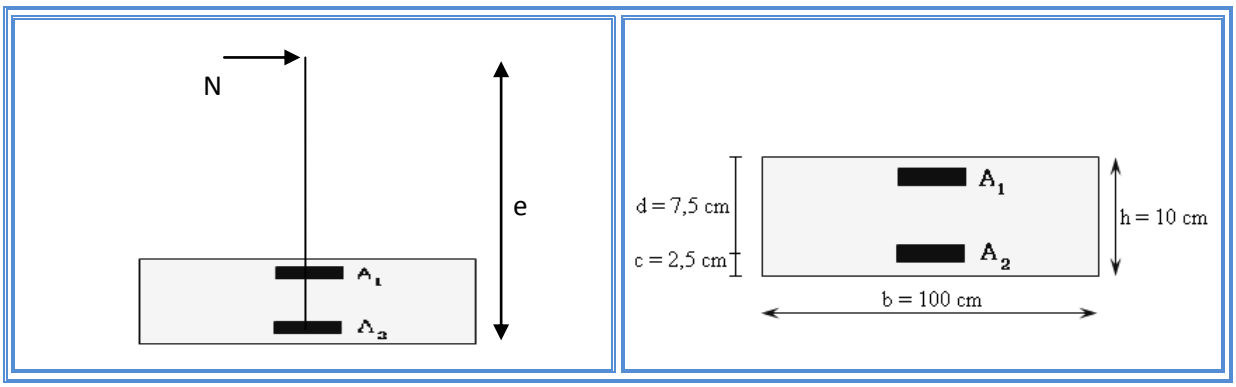


Figure III -2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_1 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e \quad = 40.49cm = 0.4049\ m$

$M1 = N * e \qquad \Rightarrow M1 = 0.96\ kN.m$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \qquad \Rightarrow \mu = \frac{0.96*10^3}{14.2*10^6*1*0.045^2} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ $\begin{cases} A' = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$$A = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A = 0{,}37cm^2$$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A2 = 0.30\ cm^2$

Et : $A1 = A' \Rightarrow \quad A1 = 0\ cm^2$

Donc: $\begin{cases} A2 = 0.30\ cm^2 \\ A1 = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ Condition de non fragilité :

$$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2 \quad [CBA\ 93]$$

$Amin = 1\ cm^2 > A1+A2 = 0.30\ cm^2 \Rightarrow A1+A2 = Amin = 1.00\ cm^2$

On adopter: $A1 = 0\ cm^2$

$A2 = 5\ HA\ 8 = 2.51\ cm^2$

❖ Armatures de répartition :

$$On\ a : \quad \frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$$

Donc, on prendra : $Ar = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm$

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: $N_{ser} = 1.755\ kN$

$M_{ser} = 0.6\ kN.m$

❖ Calcul de l'excentricité:

On a $GC = e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < GC = 34.19cm$

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

Avec $e_{0'} = e_0$

Où : Bo = b*h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo = 1037.35 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A1.\,c1 + A2.d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5.091cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4.909$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A1(\upsilon_1 - c1)^2 + A2(\upsilon - c_2)^2] \Rightarrow I = 8560.10\ cm^4.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Donc : GC= 34.19cm> $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

$p = -3.C^2 + \frac{90}{b}.[A_1.(c_2 - C) + A_2.(d - C)] = -2472.95$

$$q = -2.C^3 - \frac{90}{b}.\left[A_1.(c_2 - C)^2 + A_2.(d - C)^2\right] = -46692.35$$

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 = -e+h/2 = -29.18cm < 0".

❖ Application numérique :

$$\begin{cases} p = -2472.95\text{cm}^2 \\ q = -46692.35\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.46\, y_2 - 47298.05 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -41808026.4 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.69° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 57.42 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.42\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = --57.33\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 25.8\text{cm} \end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.42\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.23\text{cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b\, y_1^2 + 15\left[A1\left(y_1 - c1\right) - A2\left(d - y_1\right)\right]$$

$$S_{xx'} = 51.3\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1.785}{51.3} = 0.0342\ \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.76\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0,6\, f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 27.02\,MPa$

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

$\sigma_s = 27.02\,MPa < \overline{\sigma_s} = 201.633\,MPa$

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

❖ **Espacement :**

Pour les armatures principales : $S_t = \frac{100}{(5-1)} = 25\,cm < \overline{S_t} = Min[3.h, 33\,cm] = 30\,cm$

Pour les armatures de répartitions : $S_t = \frac{60}{(4-1)} = 20\,cm < \overline{S_t} = Min[4.h, 45\,cm] = 40\,cm$

L'espacement d'A1 et A2									
n	5	**St max (cm)**	30	**St min (cm)**	2,5	**st min≤st**	Cv	**st≤st max**	cv
b (cm)	100								
h (cm)	10								
St=(cm)	25								

Tableau III -4 : Ferraillage de l'acrotère

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1{,}5.10^3}{1000.75} = 0{,}02\,\text{MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainte admissible :

$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15.f_{c28}, 4\,\text{MPa}\right] = 3{,}75\,\text{MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ *le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.*

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : RPA.99 version 2003 :

►► [Art 6.2.3] ◄◄

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.
- A=0.20 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.755 KN.

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 1.755 = 1.12\,\text{KN}$$

$F_p = 1.12\,\text{KN} < T = 1.5\,\text{KN}$ ……(condition vérifier)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

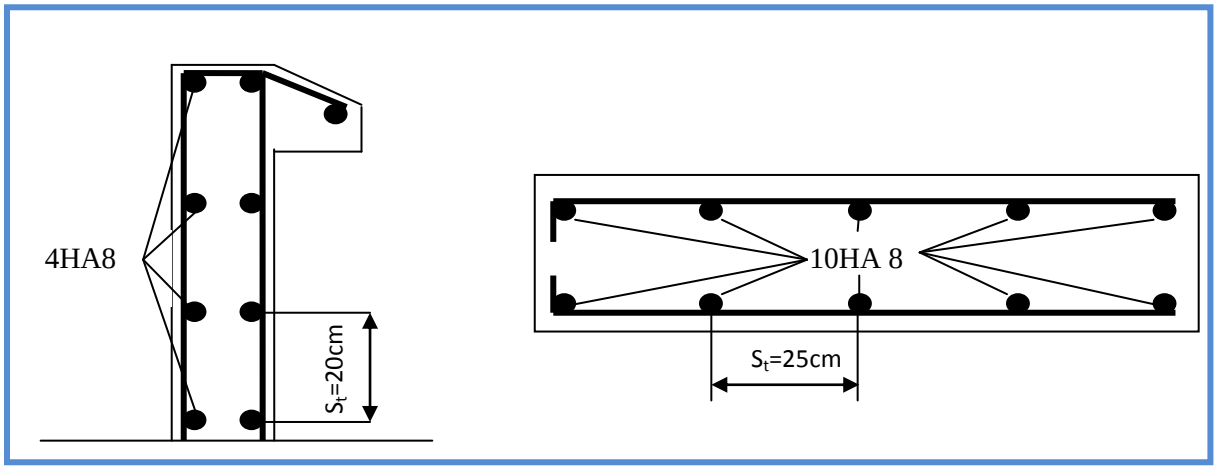


Figure III -3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Les Planchers :

III.2.1. Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

_ Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)

_ Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

III.2.2. Plancher à corps creux :

III 2.2.1 introductions :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles

III.2.2.2. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

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

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

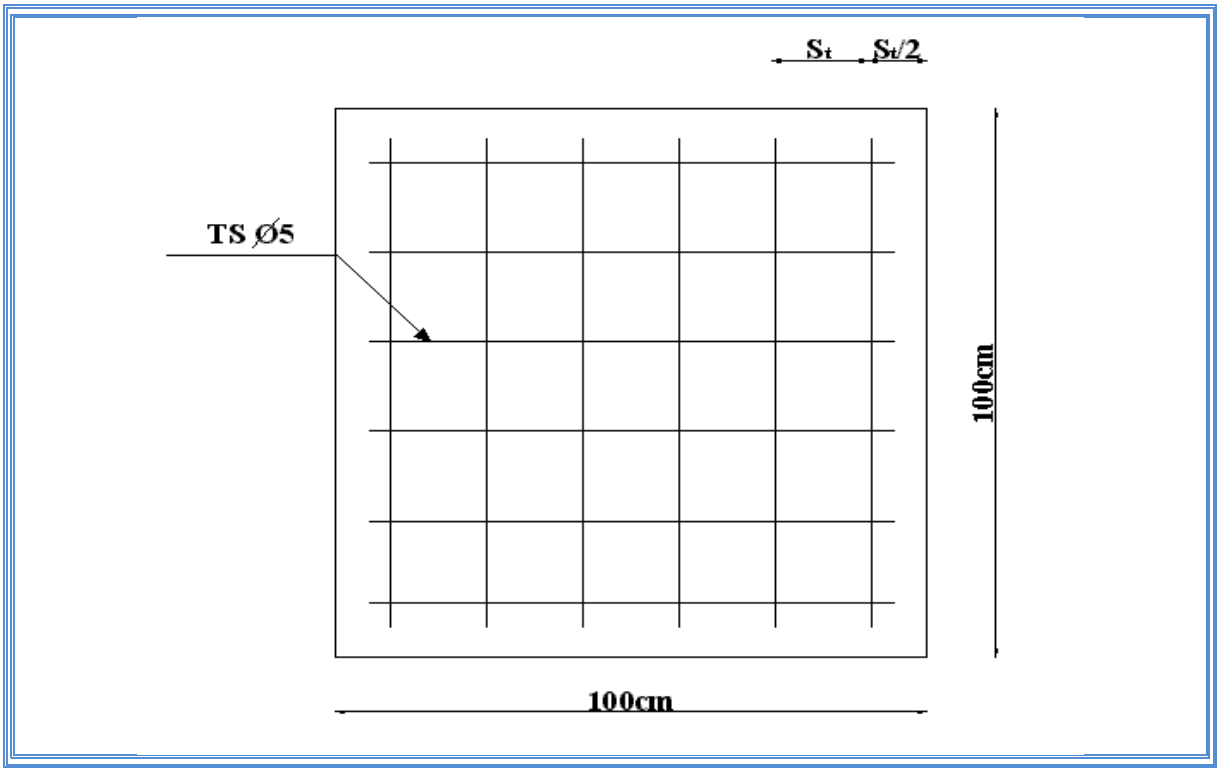


Figure III -4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.3.a. 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 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

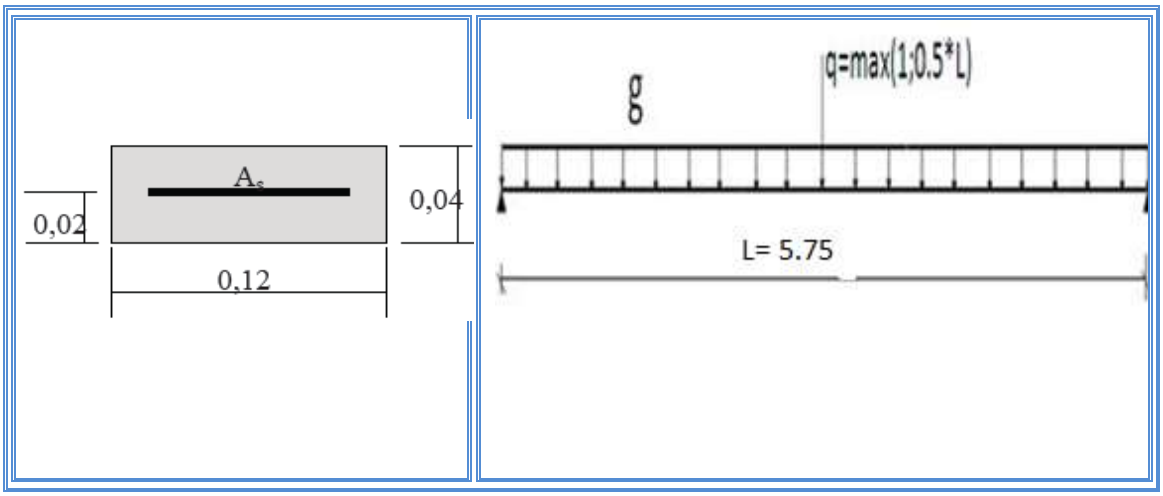


Figure III -5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.75	2.87	**poids de poutrelle**	**poids du corps creux**
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau III -5: les charges de la poutrelle avant collage

Le calcul en flexion simple nous octroie :

MG (KN,m)	MQ (KN,m)	MU (KN,m)
$\frac{GL^2}{8}$	$\frac{QL}{4}$	1.35MG+1.5MQ

tableau III -6 : Calcul des moments

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2}$$

Cette valeur de μ=6.73 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

N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG KN,m	MQ KN,m	MU KN,m	U	Umax	Vérif
0	5.75	0.77	2.875	3.18	4.13	10.50	15.40	0.392	cnv
1	2.875	0.77	1.4375	0.80	1.03	2.62	1.711	0.392	cnv
2	1.92	0.77	1	0.35	0.48	1.20	0.780	0.392	cnv
3	1.4375	0.77	1	0.20	0.36	0.81	0.527	0.392	cnv
4	1.15	0.77	1	0.13	0.29	0.60	0.393	0.392	cnv
5	0.575	0.77	1	0.03	0.14	0.26	0.169	0.392	cv

Tableau III -7 : Détermination le nombre des étaiements avant le coulage

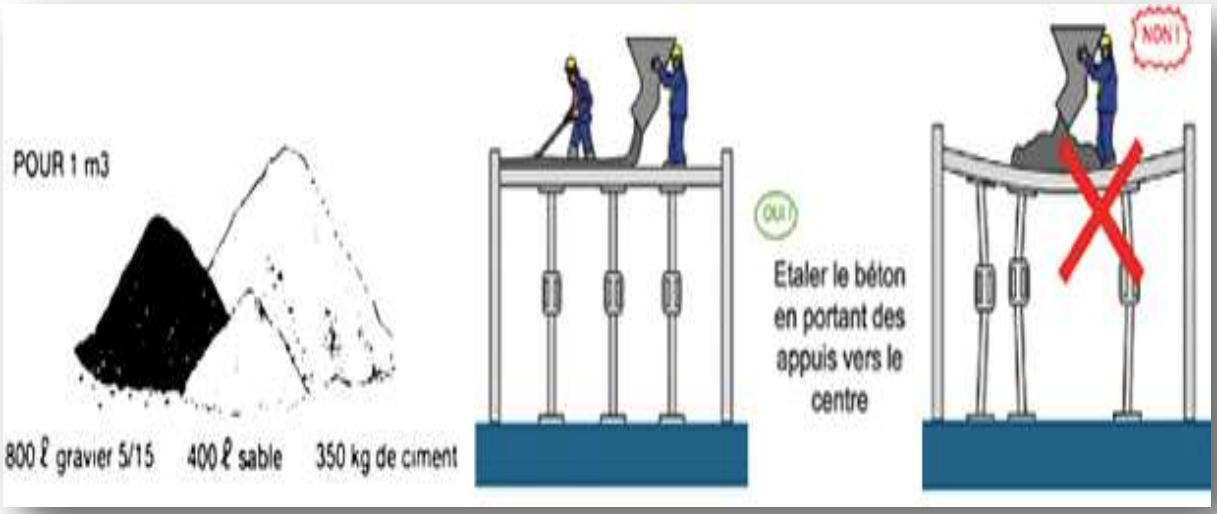


Figure III -6:schéma représente la disposition des étaiements

On place 5 étaiements à une distance L=0.57 m.

III.2.3.b. Après coulage :

III.2.3.b.1: Détermination le nombre des étaiements âpres le coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 3.8*0.65=2.47 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{5*(1.35G)*l^4}{384*E*I} + \frac{2.05*(1.5Q)*l^3}{48*E*I}$ pour la poutre continue

- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

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

N° Etais	G (KN)	Q (KN)	fc28	E i (MPA)	L (mm)	I (mm4)	Fmax (cm)	F barr cm	F<F baar
0	2.47	0.65	25	32164.20	5750	640000	183.29	1.65	cnv
1	2.47	0.65	25	32164.20	2875	640000	12.24	0.58	cnv
2	2.47	0.65	25	32164.20	1916.67	640000	2.57	0.38	cnv
3	2.47	0.65	25	32164.20	1437.5	640000	0.86	0.29	cnv
4	2.47	0.65	25	32164.20	1150	640000	0.37	0.23	cnv
5	2.47	0.65	25	32164.20	575	640000	0.03	0.12	cv

Tableau III -8 : Détermination le nombre des étaiements après le coulage

On place 3 étaiements à une distance L=0.57 m.

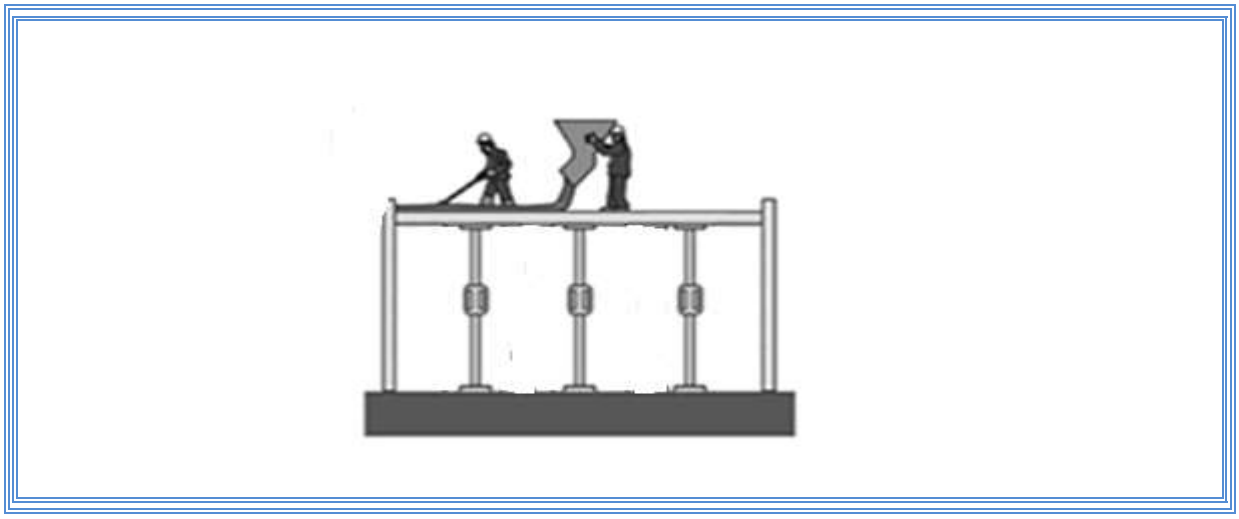


Figure III -7 : Choix de disposition des étaiements

III.2.3.b.2. Evaluation des charges et surcharges :

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)	
Terrasse	7.4*0.65=4.81	1*0.65=0.65	7.47	5.52	
Plancher courant	7 *0.65=4.55	1.5*0.65=0.97	7.12	5.52	
Plancher RDC	7 *0.65=4.55	2.5*0.65=1.62	8.57	6.17	Max

Tableau III- 9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

1 types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.

III.2.3.b.3.Méthode de calcule

III-2-3.b.3.a Méthode forfaitaire

L'étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valables que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

- **Domaine d'application :**

Compte tenu compte de ce qui précède, on peut donc choisir arbitrairement, mais toutefois entre certaines limites, les valeurs des moments sur appuis et en travées. Cette méthode **forfaitaire** s'applique essentiellement aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes, c'est-à-dire ceux dans lesquels les charges d'exploitations et les charges permanentes sont :

$q \leq 2.g$ ou $q \leq 5$ KN/m^2.

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les déférents travées en continuité.

2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

3- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

4- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5kN/m^2$.

Soit :

M_0 la valeur maximale du moment isostatique (moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée libre que la travée étudiée et soumise aux mêmes charges).

M_w, Me respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t le moment maximale dans la travée étudiée.

α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs de M_t, M_W et M_e prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux contions suivantes

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\left[(1+0{,}3\alpha);\ 1{,}05M_0\right]$
2. $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ *dans une travée* int *ermédiaire.*
3. $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ *dans une travée de rive.*
4. $M_e \geq 0{,}60\ M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}60\ M_0$ *sur l'appui* int *ermédiaire d'une poutre à deux travées.*

   $M_e \geq 0{,}50\ M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}50\ M_0$ *sur les appuis voi* sin *s des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.*

   $M_e \geq 0{,}40\ M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}40\ M_0$ *sur les autres appuis* int *ermédiaires d'une poutre à plus de trois travées*

de part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, cet appui doit être constitué (section et ancrage des armatures) pour équilibrer le moment pris en compte.

- **L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$
$$T_e = -\frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

III-2-3.b.3.b Méthode de Caquot :

Si Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Moment isostatique Mo	$\mathbf{ql^2/8}$	
Moment en travée Mt	$-\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)/(8.5(l_w' + l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + (M_e - M_w/l)$
	Te	$(ql/2) - (M_e - M_w/l)$

Tableau III -10 : méthode de Caquot

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3.b.4.Sollicitations de calcul :

➢ **Poutrelle à 2 travées type01**

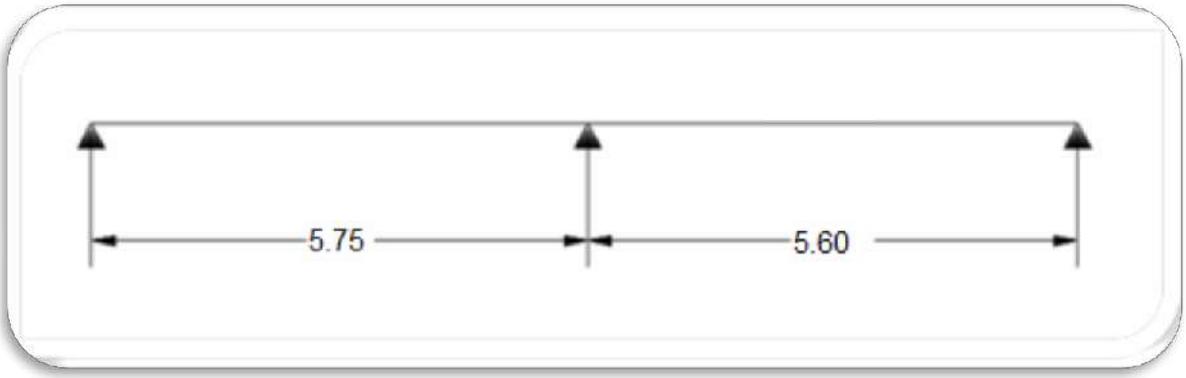


Figure III -8. Poutrelle à 2 travées type 1

❖ **Méthode de calcul :**

G kN/m²	**7**	**Q≤2*G**	**cv**	**Pu**	**8.57**
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**Ps**	6.17
Li m	5.75	**Li/Li+1**	1.026	**0.8< L_i / L_{i+1}**	cv
Li+1 m	5.6	**Li/Li+1**	1.026	**Li / Li+1 <1.25**	cv

Tableau III .11 : condition de l'application de méthode forfaitaire

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25

Et $Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Travée	Pu	α=Q/(Q+G)	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	8.58	0.26	5.75	35.46	24.08	7.09	21.28	24.67	22.20	27.13
B-C	8.58	0.26	5.6	33.63	22.84	20.18	6.73	24.02	26.43	21.62

Tableau III -12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

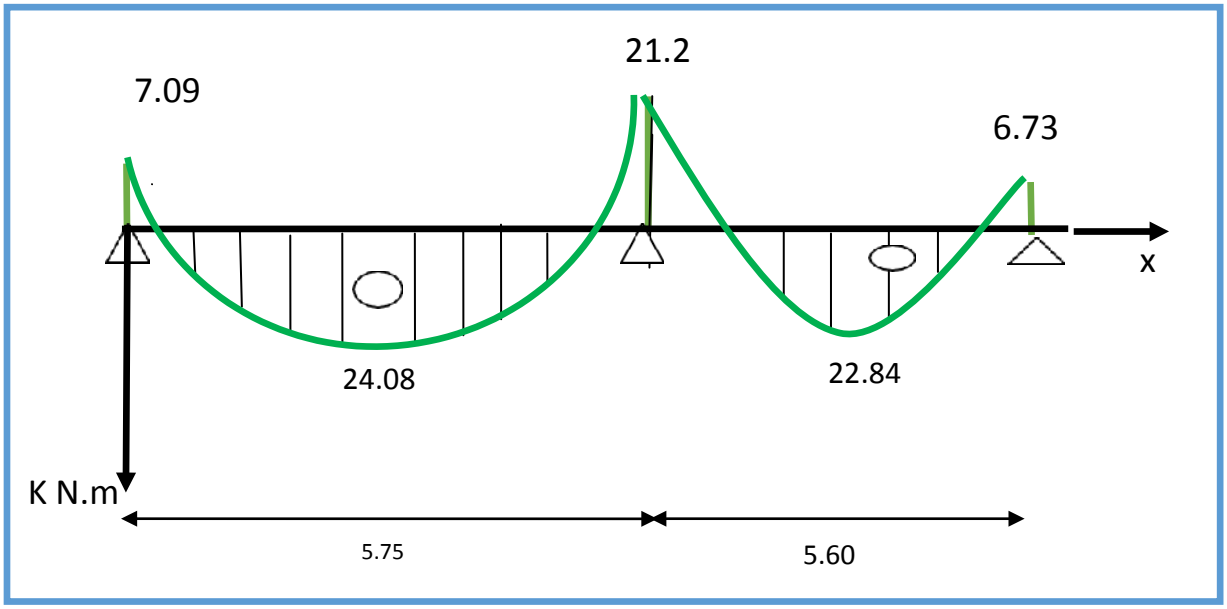


Figure III -9.diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées

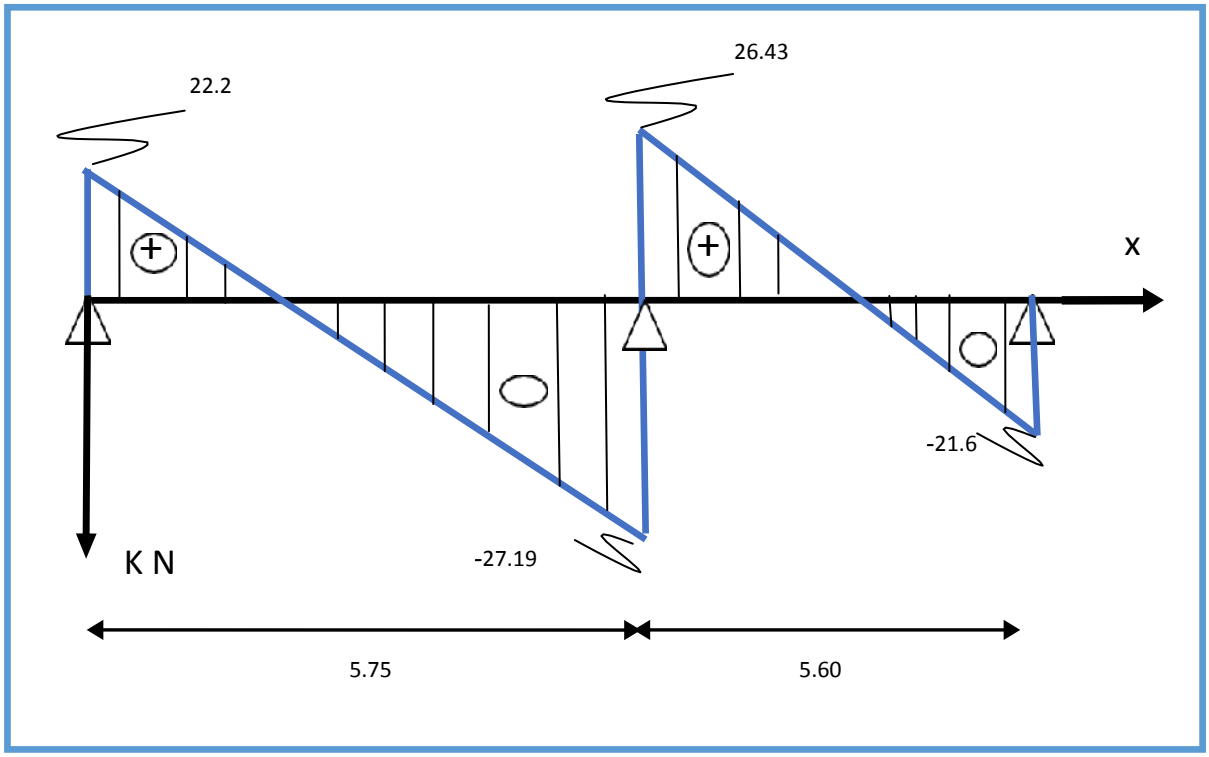


Figure III -10 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	6.18	5.75	25.52	17.33	5.10	15.31
B-C	6.18	5.60	24.21	16.43	14.52	4.84

Tableau III -13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ElS)

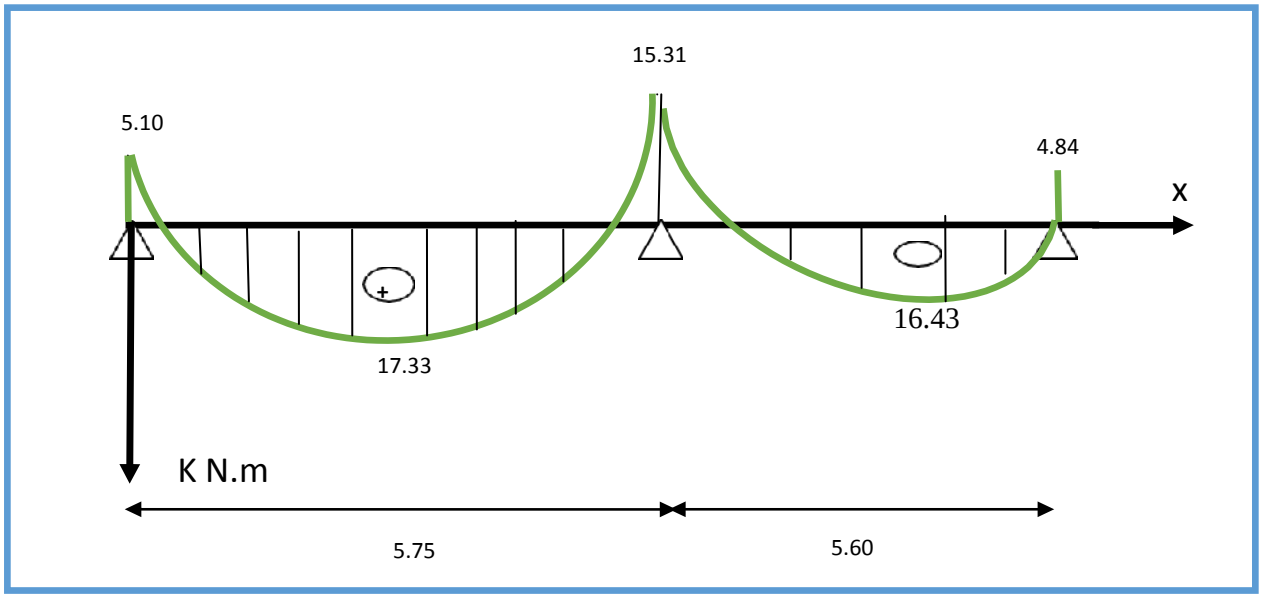


Figure III -11 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

III.2.3.b.5 les chois de l'effort maximal :

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	24.08	21.2	27.13
E.L.S	17.33	15.31	

Tableau III -14 : les chois de l'effort maximal

III.2.3.b.6. Calcul du ferraillage :

❖ **E.L.U :**

1. **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

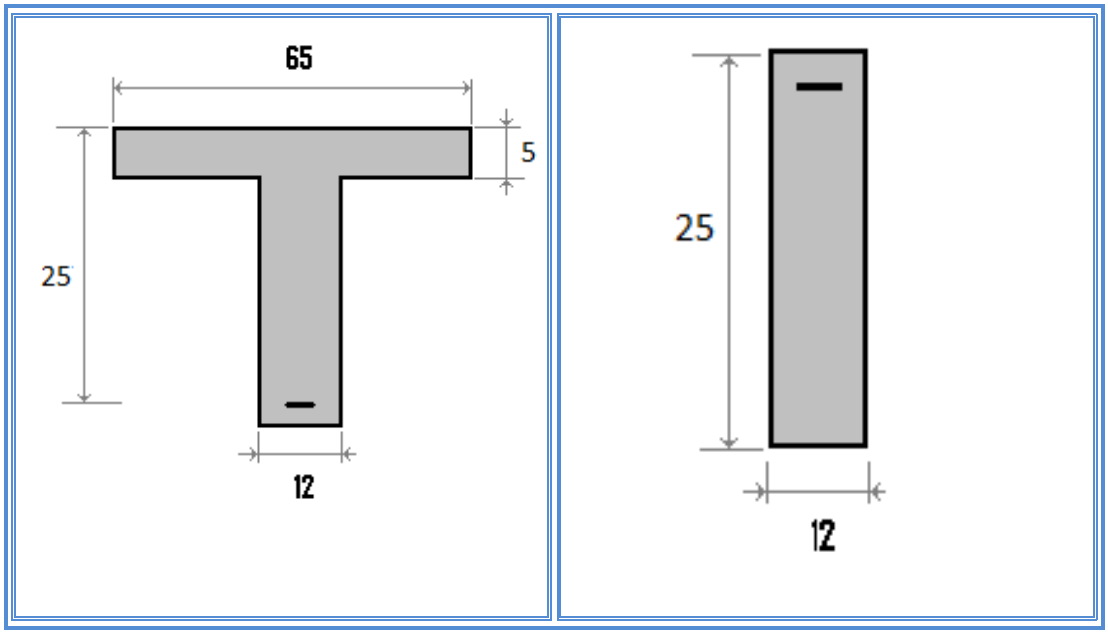


Figure III -12 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

ELU		En travée :	En apui :
	Mu	24.08	21.276
	M0=ϭb,b,h0,(d-h0/2)	59.072	
	M0≥Mu	cv section rectangulaire	
	u	0.081	0.385
	ul	0.392	0.392
	u<ul	oui	oui
	ß	0.984	0.917
	A' cm^2	0	0
	A cm^2	3.35	3.20
	A choisire	3HA12	2HA14
	A choisire	3.39	3.39
	Amin =B/1000	1.3	0.24
	A choi>Amin	Cv	cv

Tableau III -15: calcule des armatures a E.L.U

❖ **E.L.S :**

ELS		En travée :	En appui :
	Au cm²	3.39	3.39
	Mser kN ,m	17.33	15.31
	Sxx'	-191.9	
	Sxx'>0	cnv	
	Y cm	4.61	8.82
	I xx cm4	15481.610	12519.378
	K1	0.112	0.122
	6b Mpa	5.160	10.788
	6b barr Mpa	15	15
	6b<6b barr	cv	cv
	Aser=Au	3.39	3.39
	Afinal	3.39	3.39

Tableau III -16 :vérification des armatures a E.L.S

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

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA12	Aa=2HA14

Tableau III- 17 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Pour les appuis des poutrelles en utilisent les barres de HA 12; et deux autres barres sera comme un ferraillage de dalle de compression.

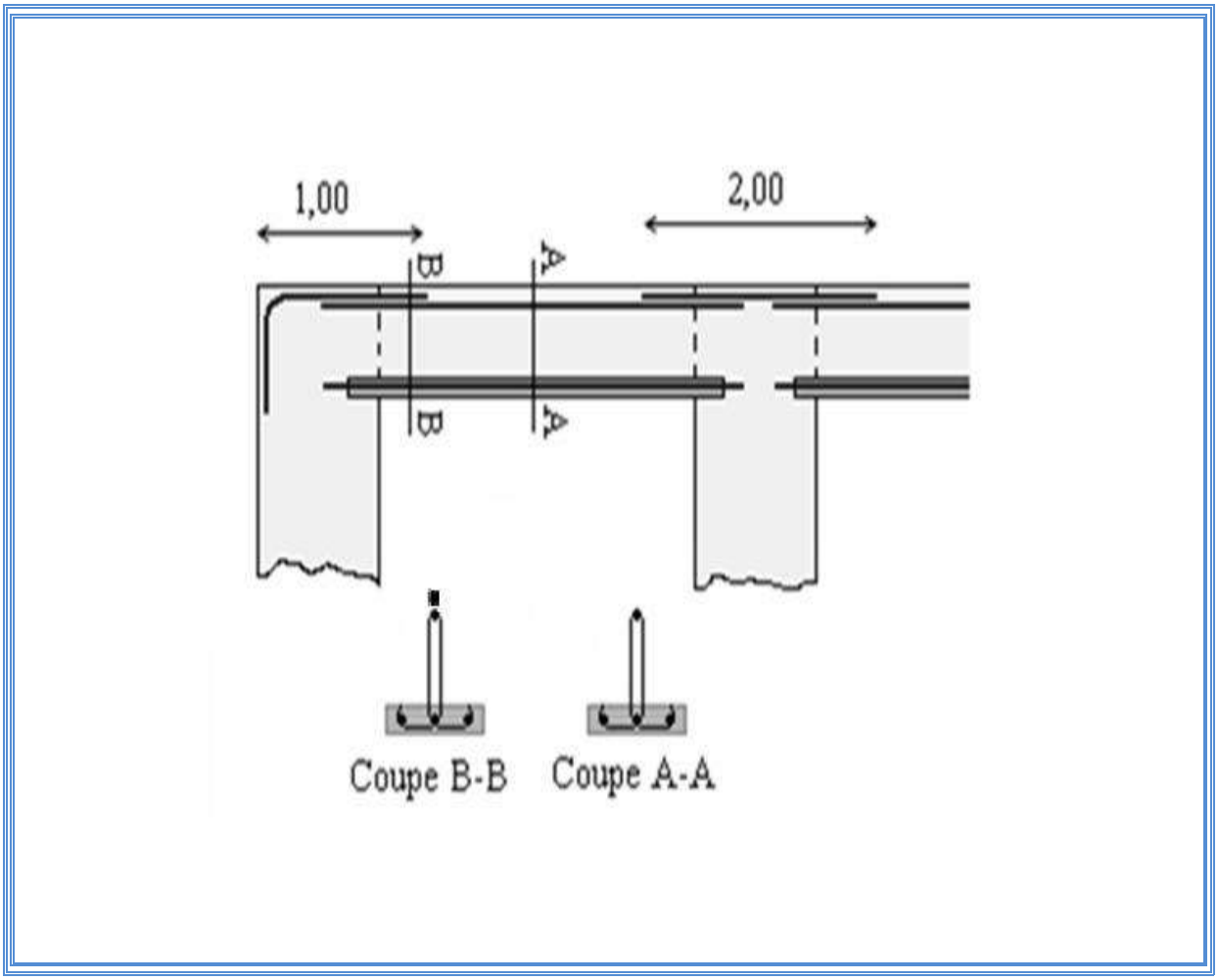


Figure III -13 : Disposition constructive des armatures

2. Armatures transversales :

III.2.3.b.7. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{Tu}{b * d} = \frac{27.13 * 10^3}{120 * 230} = 0.98MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

Vérification de contrainte de cisaillement							
Tmax kN	27.13	τu MPa	0.98	τu barre Mpa	3.33	τu<τu barre	cv
b0 mm	120						
d mm	230						
fc28	25						
8b	1.5						

Tableau III -18 : Vérification de contrainte de cisaillement

3. escapement S_t:

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (20.6;40\ cm)\ \text{[CBA 93]}$$

Donc: S_t=15 cm;

Espacement S_t:					
d (cm)	23	St cm ≤0,9*d ,40 cm	20.6	St choisir (cm)	15
40 (cm)	40cm				

Tableau III -19 Vérification d'Espacement S_t

❖ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7.1;12;12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 7.1$, on prend : ϕ_t=6 mm

Diamètre des armatures transversales f_t					
h (mm)	250	Øt≤min(h/35,b0/10,ØL)	7.1	Øt choisir	6
b0 (mm)	120				
ØL mm	12				

Tableau III- 20 Diamètre des armatures transversales f_t

$$\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28.27 \text{ mm}^2$$

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t=a_t . n_t$=0.56 cm²

At. Choi= 2 HA 6 =0.56 cm²

armature transversales	
at π*Ø^2/4 mm²	28,26
at cm²	0,28
At=nt*at cm²	0,56
At. Choi mm²	0,56

Tableau - III 21: calcule d'armature transversale

❖ **Vérifications nécessaires selon l'article de [CBA93]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

Vérifications nécessaires			
At choi mm²	56	At*fe/b0*St ≥0,4	cv
fe Mpa	400		
b0 (mm)	120		
st (mm)	150		

Tableau III -22. Vérifications nécessaires d'armature transversale

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.00067 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

III.2.3.b.8. Etat limite de déformation :

❖ **. Vérifications préliminaires de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Vérification des flèches					
h CM	25	h/L	0.043	h/L≥Mtser/(15,M0ser)	cnv
L cm	575				
Mt ser	17.33	Mt/(15,M0)	0.045		
M0 ser	25.52				
Atrave final	3.39	A/(b0,d)	0.012	A/(b0,d)<=3,6/fe	cnv
b0 cm	12				
d cm	23				
Fe	400	3,6/fe	0.009		

Tableau III -23: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation détaillée de la flèche :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

❖ **Détermination de l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A}$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = 0.5 + L/1000$

Donc: $\Delta f_t = 8.20$ mm $< f_{Limite} = 10.75$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré-dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
17.33	3.39	9.49	0.01	0.86	259.61	0.75	3.35	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
39800.06	12440.20	21806.12	5.75	14.32	24.50	10.19	10.75	**cv**

Tableau III -24: calcule et vérifications de la flèche des poutrelles

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

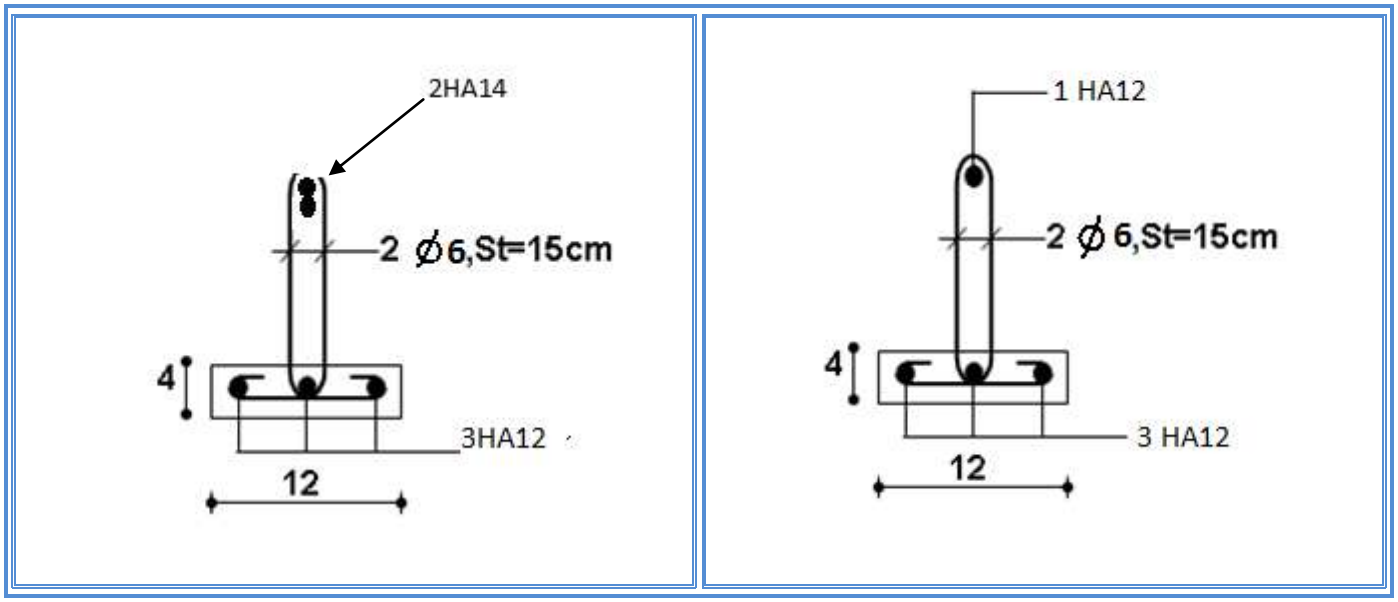


Figure III -14: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. CALCUL DES DALLES PLEINES :

III.3.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 02 types de dalle pleine de formes régulière :

Type 01: dalle pleine de forme triangulaire

Type 02: dalle pleine de forme rectangulaire

III.3.2. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus exacte que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.3. Principe de calcul :

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

a) travail externe :

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

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.3.4.Evaluation des charges permanant et d'exploitation :

III.3.4.1 charge permanant pour les deux types :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Etanchéité	0.02	0.12
5	Dalle pleine	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
		TOTAL	5.61

Tableau III -25 : Evaluation des charges permanant

III.3.4.2 Surcharges d'exploitation :

Q = 3.5 KN/m² (balcon)

III.3.5. Position des lignes de rupture:

- **Dalle rectangulaire**

Ce type de planchers se trouve au niveau des balcons d'étage courant, nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle appuyée sur 3 cotes et soumise à une charge uniformément répartie :

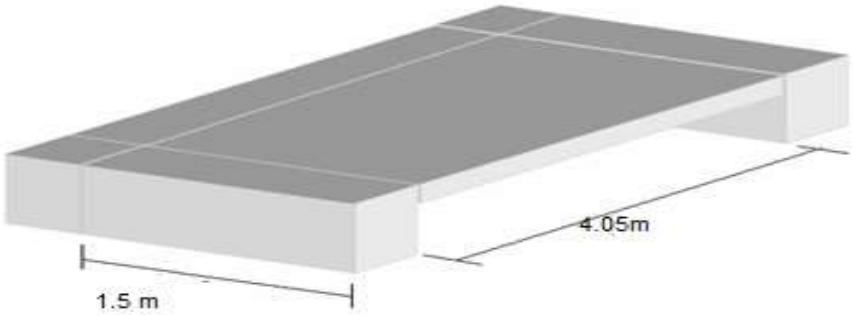


Figure III -15: Dalle rectangulaire

Surcharges d'exploitation :

Q =2.5 KN/m^2

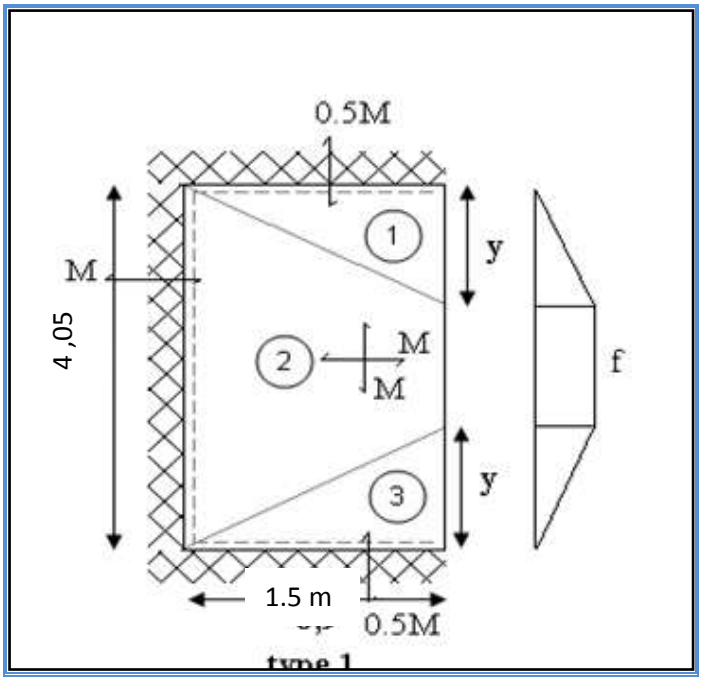


Figure III -16: Efforts et déplacements des zones rigides.02

Avec : L1=Ly= 4.05m

L2=Lx=1.5 m

- **Travail externe :**

éléments	Aire de chargement (s)	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	L2* y/2	f/3	qu, f, L2, y/6
2	L2* y	f/3	qu,f,L2,y/3
	(L1-2*y)*L2	f/2	qu,f (L1-2y),L2/2
3	L2* y/2	f/3	qu*f*L2*y/6
		∑	f. q_u. (L1, L2/2-L2,y/3)

Tableau III -26: travail externe pour une charge q_u

- **Travail interne :**

éléments		moment de rupture M	longueur de ligne de rupture L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	L2	f/y	L2.M.f/y
	-	0.5M	L2	f/y	0,5,L2.M.f/y
2	+	M	2y	f/L2	2.M.y.f/L2
	-	M	L1	f/L2	.M.y.f,L1/L2
3	+	M	L2	f/y	L2.M.f/y
	-	0.5M	L2	f/y	L2.M.f/y
				∑	M.f.(3,L2/y +(2+L1)/L2),y

Tableau III -27: travail interne pour une charge q_u

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne

$\Longrightarrow$ M = qu*(Lx*Ly/2-Ly*y/3)/(3*Ly/y+((2+Lx)/Ly)*y)

y doit être : 0 < y <1,4 m

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0{,}85\,m$ Le schéma de premier type c'est le plus juste que le deuxième.

Donc :

$M_u = 0.30 q_u$

$M_{ser} = 0{,}30 . q_{ser}$

$q_u = 1{,}35(5.61)+1{,}5(3.5) = 12.82$ KN→ $M_u = 4.41$KN.m

$q_{ser} = 3.5+5.61= 9.11$ KN→ $M_{ser} = 3.15$ KN.m

- **En travée :**

$M_{u\,t} = 4.41$ KN.m

$M_{ser\,t} = 3.15$ KN.m

- **Aux appuis :**

$M_{u\,a} = 2.20$KN.m

$M_{ser\,a} = 1.57$KN.m

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	4.41	2.20	11.03
E.L.S	3.15	1.57	

Tableau III -28: le chois de l'effort maximale

III.3.6.Ferraillage :

III.3.6.a. Les armatures longitudinale et faire la vérification a ELS:

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

b =100cm, h =15 cm ; c =2cm, $\overline{\sigma}_b = 14{,}20 MPa$; $\overline{\sigma}_s = 348\,MPa$.

Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS :

ELU	**ϭb Mpa**	**ϭs Mpa**	**u**	**u1**	**u<u 1**	**ß**	**A cm²**	**A choisir cm²**	**Amin=b*h/1000**	**A> A_{min}**
	14.2	348	0.020	0.392	A'=0	0.94	1.08	3.92	1.5	cv
ELS	Y1 cm	IG cm4	K1 N/mm3	ϭb Mpa	ϭs Mpa	ϭb adm Mpa	ϭs Mpa	ϭs<ϭs adm	ϭb ≤ϭb adm	
	3.29	6174.70	0.05	1.68	70.44	15.00	202	cv	cv	

Tableau III -29: Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS

III.3.6.b. Les armatures de répartition :

Armatures de répartitions	
Al cm²	3.92
Arep ≥A/4	0.98
A rep choisie cm²	5HA10=3,92

Tableau III -30: Les armatures de répartition

III.3.7. Condition d'espacement :

- **Pour les armatures longitudinales**

$$S_{Tl} \le Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm[CBA93]$$

$$\text{L'espacement réel} = \frac{b}{n-1} = 100/4 = 25cm$$

Soit $S_{T1} = 25cm \le 33cm$ **c'est vérifie**

- **Pour les armatures de répartition**

$$S_{Trep} \le Min\begin{cases}3h = 45cm\\ 45cm\end{cases} = 45cm$$

L'espacement réel $= \dfrac{b}{n-1} = 100/4 = 25cm$

Soit $S_{T1} = 25cm \le 45cm$ **c'est vérifie**

III.3.8. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}16MPa$

$V_u = \dfrac{q_u \cdot L_x}{2} = (12.82 \text{ x } 1.4)/2 \Longrightarrow V_u = 8.97 \text{ kN}$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0{,}07 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 0{,}07MPa \le \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **c'est vérifie.**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III.3.9. Vérifications préliminaires de la flèche :

1ere condition			2eme condition		
h/L	Mt/(20,M0)	h/L>Mt/20,M0	A/b,d	2/fe	A/b,d≤2/fe
0.1	0.053307643	Oui	0.003136	0.005	Oui

Tableau III -31: Vérification préliminaire de flèche de la dalle

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

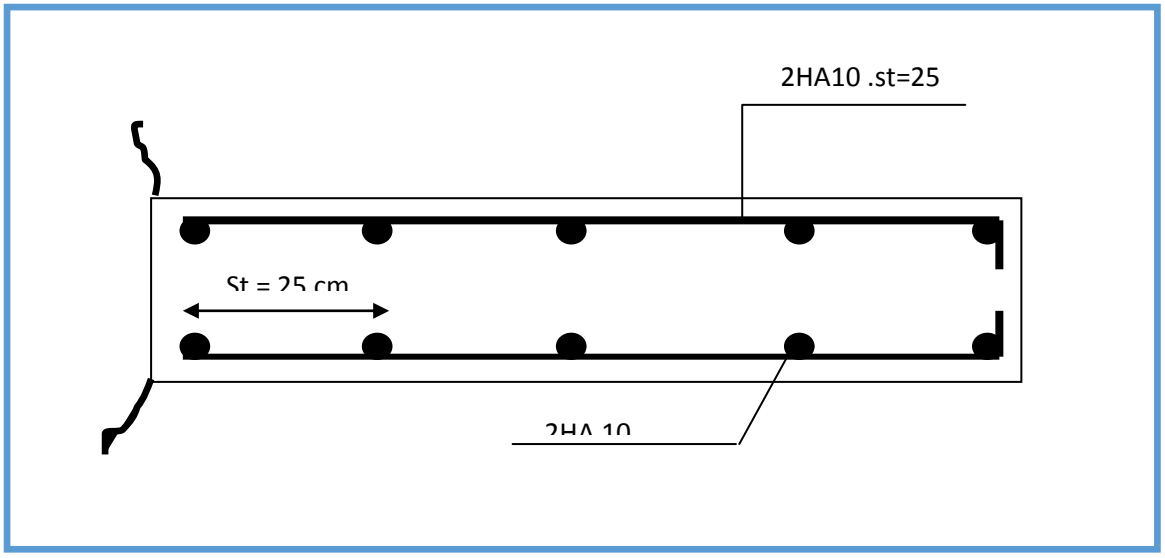


Figure III -17: ferraillage de la dalle pleine

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

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.4.2. 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.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

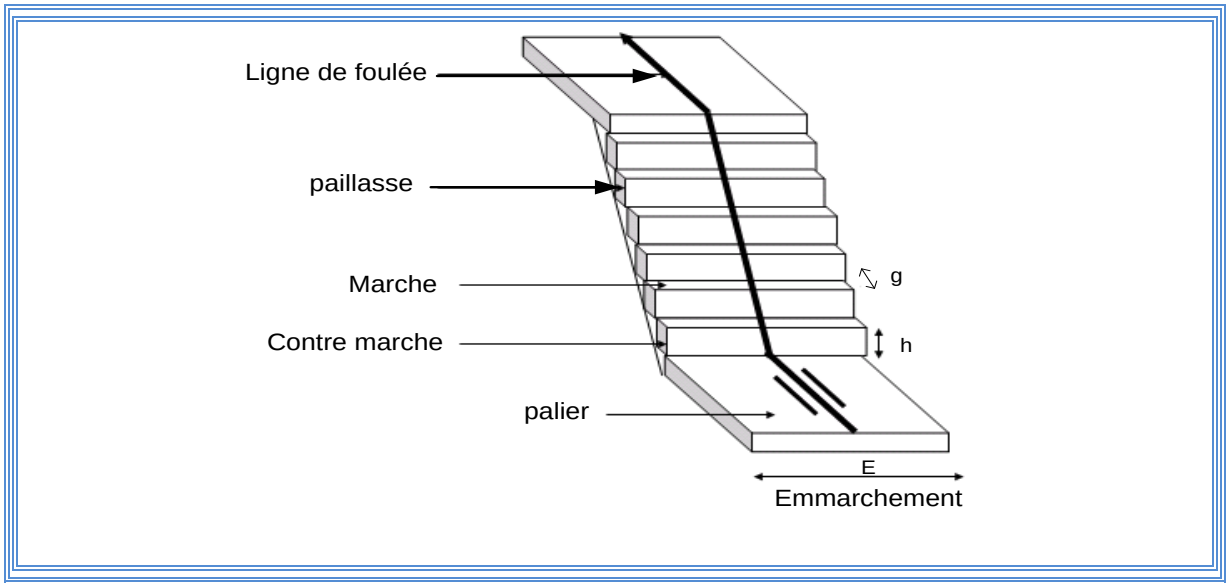


Figure III -18: Représentation d'un escalier

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

III.4.3. Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.87m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

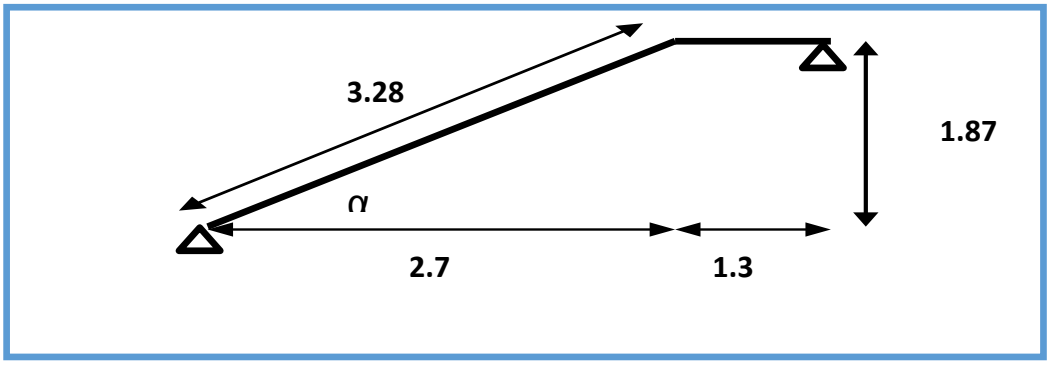


Figure III -19: Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifie)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

Tg α = H / L = 1.87/3.28 = 0.69

Donc : α =34.71°

$L_0 = \sqrt{1.87^2 + 2.7^2} = 3.28m$

l =3.28+1.3 =4.58m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.10 \le e \le 15.26$

Selon le critère d'isolation acoustique e≥ *15* On adopte: e = 15cm

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.4.4.a. Charges permanentes :

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Poids propre de palier**	0,15	25	3,75
2	**carrelage**	0,02	22	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5,49

Tableau III -32: G du palier de repos de l'escalier

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	e/cos (α)	25	4,59
2	Poids propre de la marche	h/2	25	2,125
3	carrelage	0,02	22	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,4
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	**8,46**

Tableau III -33: G de la paillasse de l'escalier

III.4.4.b. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.4.5. Détermination des efforts :

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

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

Détermination des efforts				
	G (kN/m2)	**Q (kN/m2)**	**Pu (kN/ml)**	**Pser (kN/ml)**
Pallier	5,49	2,5	11.16	7.99
Palliasse	8,46	2,5	15.17	10.96

Tableau III -34: Détermination des efforts de l'escalier

Pu = 15.17 KN/ml

Pu=11.16 KN/ml

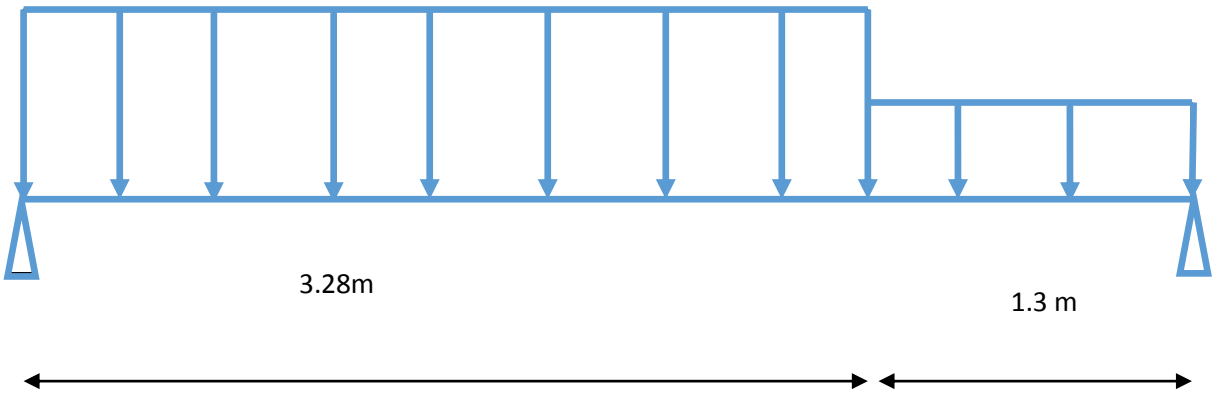


Figure III -20: l'effort d'escalier

ELU	**Lvolie m**	**2.7**	**ELS**	**Lvolie m**	**2.7**
	L paillier m	1.3		L paillier m	1.3
	RA KN	25.98		RA KN	18.69
	RB KN	29.49		RB KN	21.29
	V max	29.49		V max	
	Mx (KN,m)	28.67		Mx (KN,m)	20.68
	Mt (KN,m)	24.37		Mt (KN,m)	17.58
	Ma (KN,m)	14.34		Ma (KN,m)	10.34

Tableau III -35: calcule des sollicitations d'escalier

III.4.6.Le chois de l'effort max :

état	Moment en travée (KN.m)	Moment au appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	24.37	14.34	29.49
E.L.S	17.58	10.34	

Tableau III -36: le chois de l'effort max

III.4.6.a. A l'E.L.U :

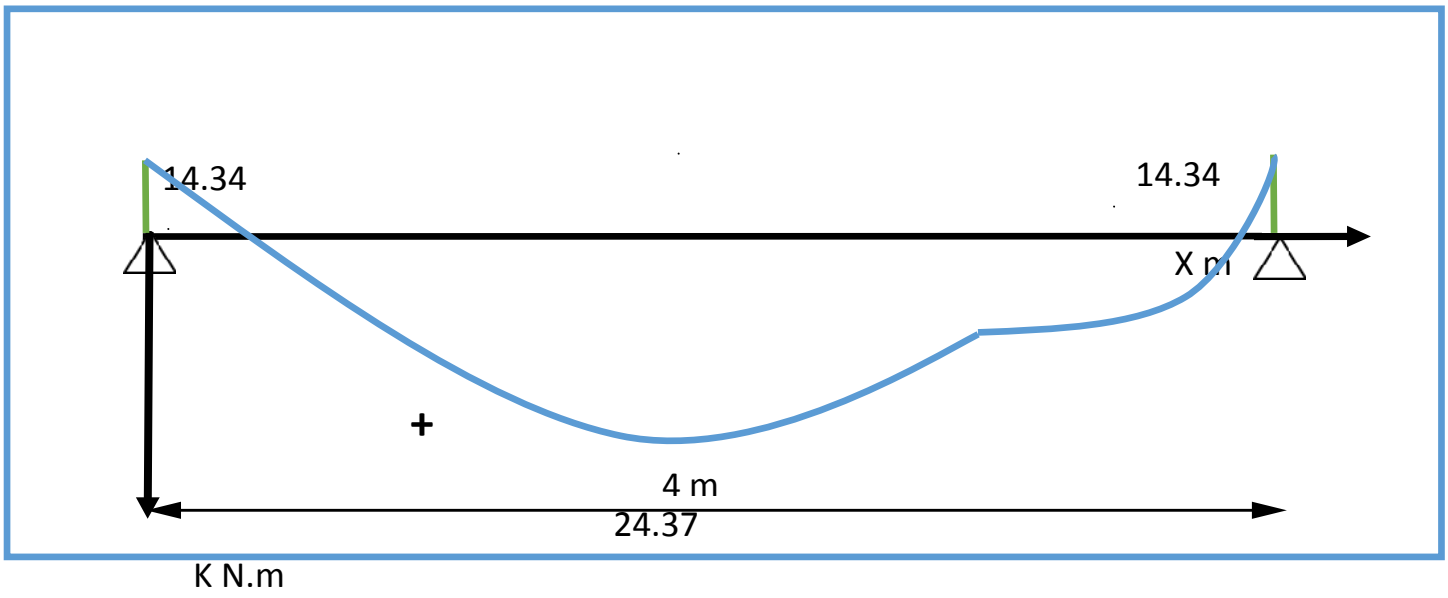


Figure III -21: Schéma statique à l'E.L.U

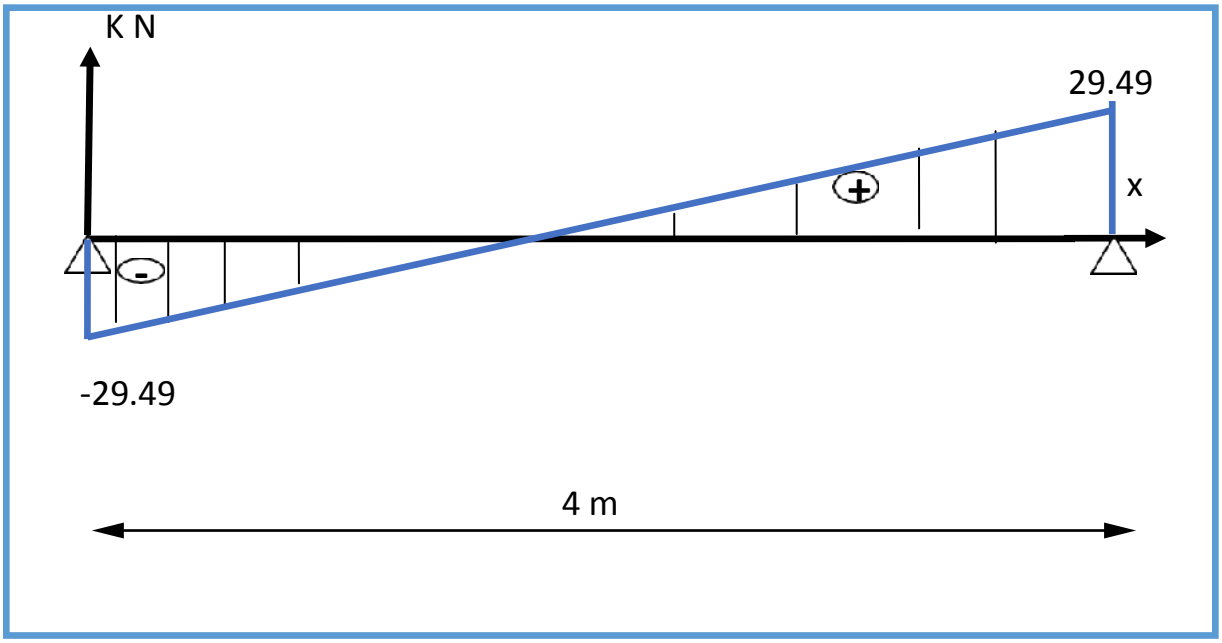


Figure III -22: Schéma statique à l'E.L.U

III.4.6.b. A l'E.L.S :

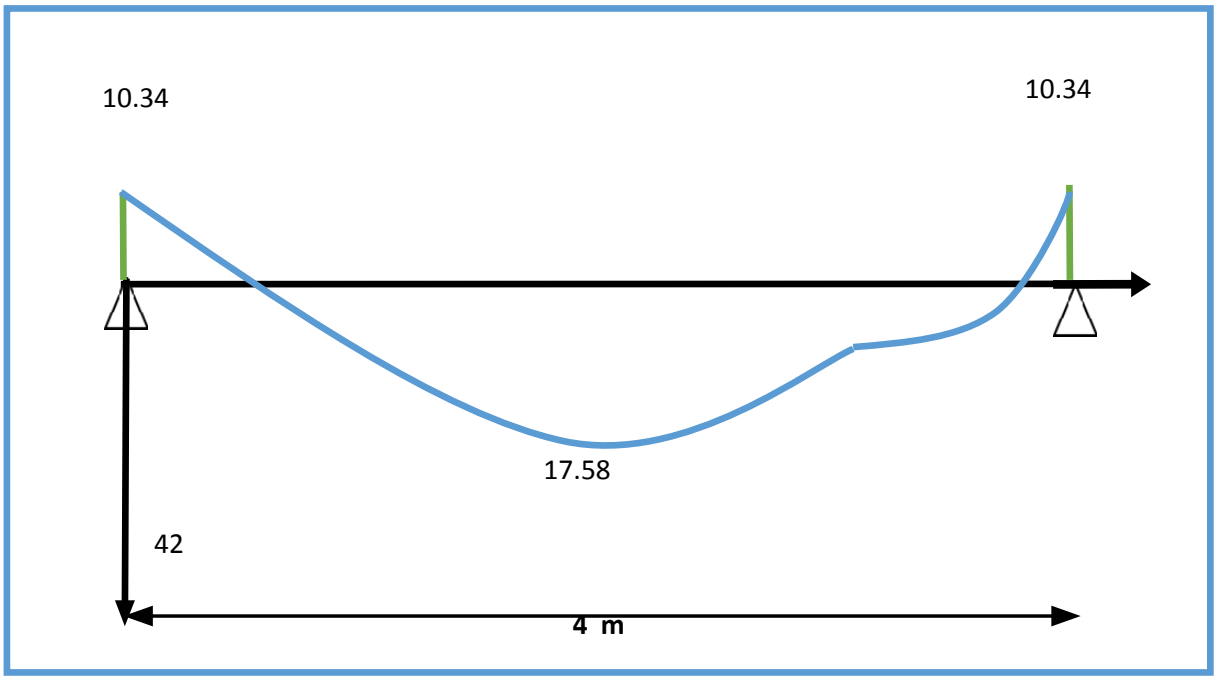


Figure III -23: Schéma statique à l'E.L.S

III.4.7. Ferraillage des escaliers a ELU et vérifie à ELS :

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III -37: les données

III.4.7.a. Les armatures longitudinale :

❖ **.En travée :**

calcule de ferraillage En travée a ELU et vérifie a ELS					
ELU	σb Mpa	14.2	**ELS**	Au cm²	6.78
	σs Mpa	348		Y1 cm	4.13
	u	0.110		IG cm4	9472.95
	u1	0.392		K1 N/mm3	0.19
	u<u1	A'=0		σb Mpa	7.66
	ß	0.942		σs Mpa	233.09
	A cm²	5.95		σb adm Mpa	15.00
	A choisir cm²	6HA12		σb ≤σb adm	cv
	A choisir cm²	6.78			
	Amin=b*h/1000	1.5		Af cm²	6.78
	A> A_{min}	cv			

Tableau III -38 :Calcul des sections d'acier de l'escalier a ELU et vérifie a ELS

❖ **en appui :**

calcule de ferraillage En appui a ELU et vérifie a ELS					
ELU	σb Mpa	14.2	**ELS**	Au cm²	6.78
	σs Mpa	348		Y1 cm	4.13
	u	0.065		IG cm4	9472.95
	u1	0.392		K1 N/mm3	0.11
	u<u1	A'=0		σb Mpa	4.51
	ß	0.966		σs Mpa	137.11
	A cm²	3.41		σb adm Mpa	15.00
	A choisir cm²	6HA12		σb ≤σb adm	cv
	A choisir cm²	6.78			
	Amin=b*h/1000	1.5		Af cm²	6.78
	A> A_{min}	cv			

Tableau III -39: Calcul des sections d'acier de l'escalier aux appuis a ELU et vérifie a ELS

III.4.7.b. Les armatures de répartition en travée :

Armatures de répartitions	
Al cm²	6,78
Arep ≥A/4	1,695
Arep choisie cm²	5HA10=3,92
Qrep<Ql (mm)	10

Tableau III –40: Les armatures de répartition

III.4.7.c. Vérification de l'espacement en travée :

❖ **armature longitudinal**

L'espacement des Armatures longitudinale:							
n de bar	6	St (cm)=b/(n-1)	20	st min≤ st	cv	st≤st max	cv
b (cm)	100						
h (cm)	15	St max =Min(33cm;3h)	33				
St min (cm)	2,5						

Tableau III –41: Vérification de l'espacement armature longitudinale

❖ **Armatures de répartitions**

espacement des Armatures de répartitions					
nombre barre rep	5	st≥st min	Cv	st≤st max	cv
St rep=b/(n-1)	25				
St max (cm)	33				
St min (cm)	2,5				

Tableau III –42: Vérification de l'espacement Armatures de répartitions

III.4.7.d. Les armatures de répartition aux appuis :

Armatures de répartitions	
Al cm²	6,78
A rep ≥A/4	1,695
A rep choisie (cm²)	5HA10=3,92
Q rep<Ql (mm)	10

Tableau III –43: Les armatures de répartition aux appuis

III.4.7.e. Vérification de l'espacement aux appuis :

❖ **armature longitudinal**

L'espacement :							
n de bar	6	St cm=b/(n-1)	20	**st min ≤ st**	cv	**St ≤ st max**	cv
b (cm)	100						
h (cm)	15	St max= Min(33 cm;3h)	33				
St min (cm)	2,5						

Tableau III –44: Vérification de l'espacement armature longitudinale

❖ **Armatures de répartitions :**

espacement des Armatures de répartitions					
nombre barre rep	5	**St ≥ st min**	cv	**St ≤ st max**	cv
St rep=b/(n-1)	25				
St max cm	33				
St min cm	2,5				

Tableau III –45: Vérification de l'espacement Armatures de répartitions

III.4.7.f. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{29.49\times10^3}{1000\times125} = 0.24\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.291\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

III.4.8. Vérification de la flèche :

III.4.8.1 Vérification préliminaire de la flèche :

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

Vérification des flèches					
L cm	400	h/L	0.0375	h/L>Mt/20,M0	cnv
h cm	15				
Mt ser	17.58	Mt/(20,M0)	0.0425		
Mx ser	20.68				
A cm²	6.78	A/b,d	0.0054	A/b,d≤2/fe	cnv
b cm	100				
d cm	12.5				
fe Mpa	400	2/fe	0.0050		

Tableau III –46: Vérification préliminaire de la flèche

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

III.4.8.2 Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) :

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$:

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \ge 5m \end{cases}$$

❖ **pour les flèches aux charges instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ **pour les flèches aux charges de longues durées :**

$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$ Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ **Détermination de l'axe neutre :**

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.26\ cm$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale :**

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^{24}$$

L m	ß1	L cm	h cm	d cm	c cm	A trave	b cm	ftj Mpa
4.00	0.86	400	15	12.5	2.5	6.78	100	2.1
Mser	y cm	i0 cm4	бs Mpa	ρ1	u	λi	λv	ifi cm4
17.58	8.26	30826.64	241.21	0.01	0.50	3.87	1.55	11567.47
ifv cm4	Ei Mpa	Ev Mpa	fi mm	fv mm	Δf cm	Δf mm	f baar mm	Δf<f barr
19129.97	32164.20	10721.40	7.56	13.71	0.62	6.15	8.0	cv

Tableau III –47: Vérification de la flèche de l'escalier

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1.introduction :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.5.2Pre- dimensionnement :

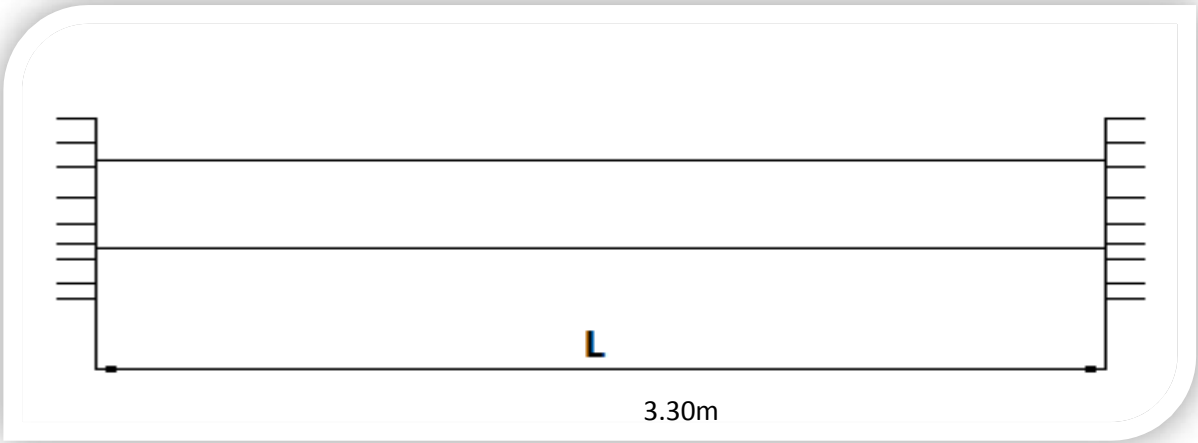


Figure III -24: Dimensionnement de la poutre palière

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.

- L : la plus grande portée mesurée a nu d'appuis.

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donne par les formules empiriques suivantes:

- (porter max)/15 ≤ h ≤ (porter max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- b max ≤ 1.5+b

	poutres palière		
Critère de résistance	L (m)=		3.3
	L/15=		0,22
	L/10=		0,33
	L/15≤h≤L/10		30
	0,3h≤b≤0,7h		30
Vérification selon le RPA 99	h≥30 cm		CV
	b≥20 cm		CV
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	h/L	0,1	CV
Conclusion	**h cm**		30
	b cm		30

Tableau III –48: pré-dimensionnement de la poutre palière

III.5.3Evaluation des charges :

Pp : Poids propre de la poutre :=8b*s (KN/m)

Ru Rs : Réaction d'escalier :(KN)

Poids du demi-mur Pm =hm*pv (KN/m)

Pu=1.35 (Pp+ Pm) +Ru(KN/m)

Ps = (Pp+ Pm+Rs) (KN/m)

Calcul des efforts								
L	3.3			Pu KN/m	33.44	Ps KN/m	24.21	M0ser	32.96
b cm	30	Pp KN/m	2.25						
h cm	30								
8b	25								
Ru	25.98								
Rs	18.69								
h mur m	1.3	Pm KN	3.28						
G mur	2.52								

Tableau III –49: Evaluation des charges ELU et a ELS

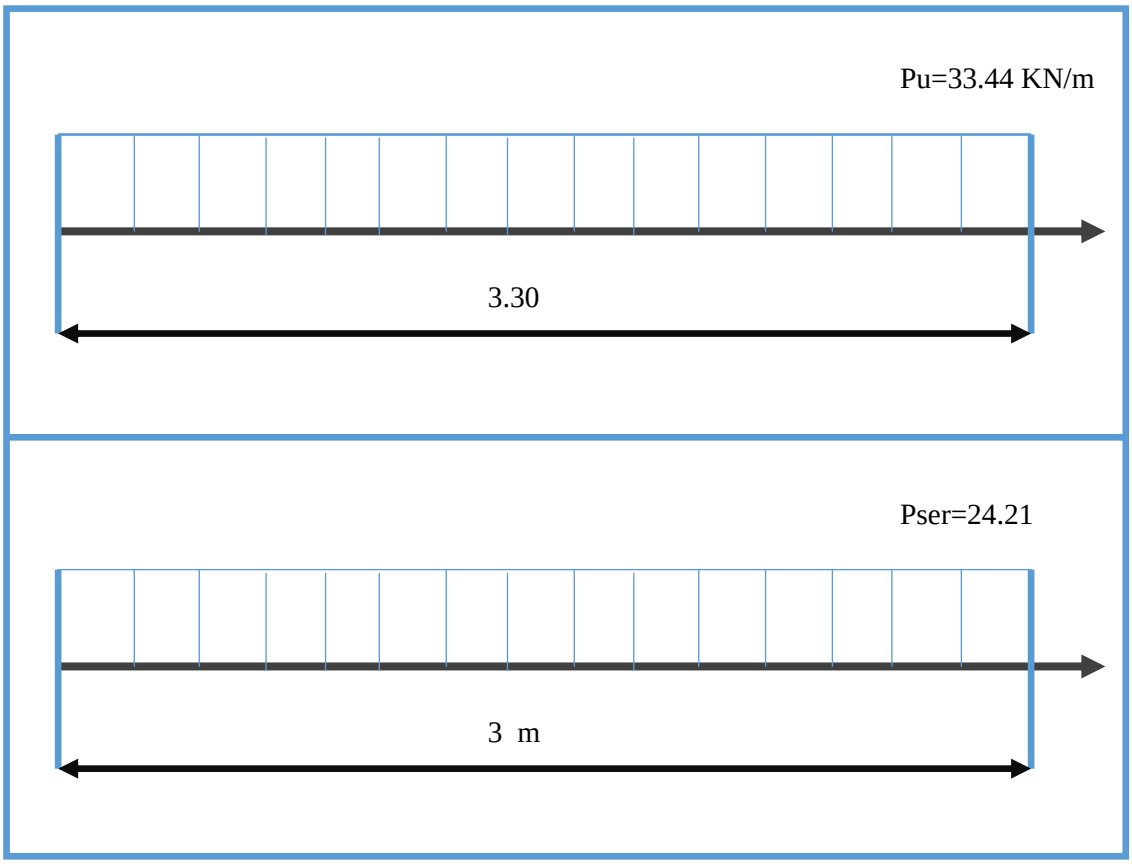


Figure III -25: chargement de la poutre palière

III.5.4. Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

RA=RB=P.L/2

M appui=P.L²/12

M travées =P.L²/24 Les efforts agissants sur une poutre palière

	Moment en travée (KN.m)	**Moment au appui (KN.m)**	**RA=RB KN**	**L'effort tranchant max (KN)**
E.L.U	15.17	30.34	55.17	55.17
E.L.S	10.99	21.97	39.95	

Tableau III –50: Les efforts agissants sur une poutre palière

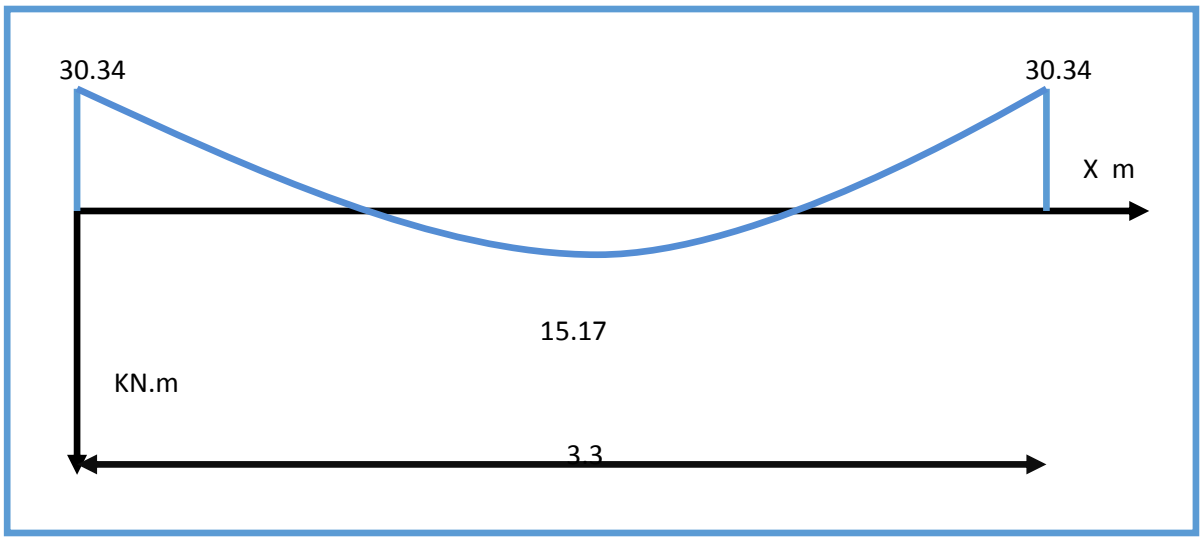


Figure III -25 :digramme des moments fléchissant a ELU

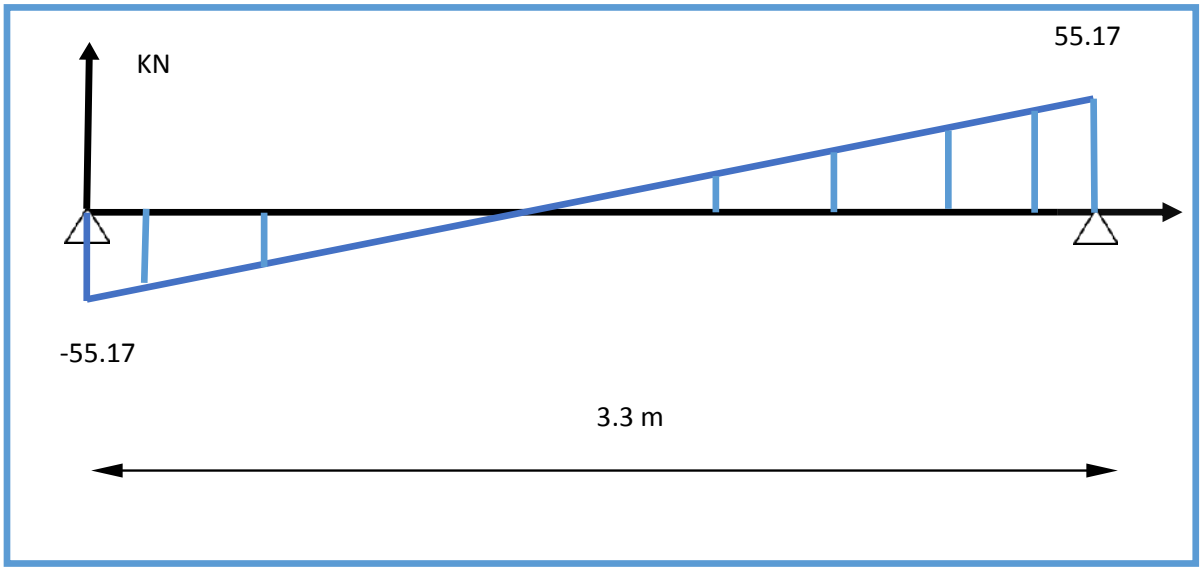


Figure III -26 :digramme des efforts tranchants a ELU

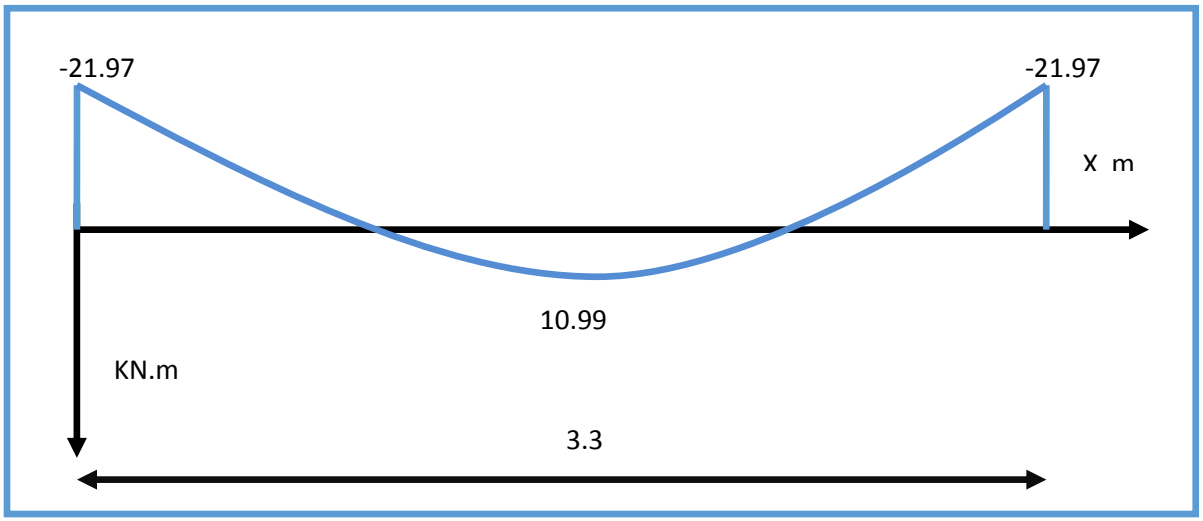


Figure III -27 :digramme des moments fléchissant a ELS

III.5.5. Ferraillage de la poutre palière :

III.5.5.1. Armatures longitudinale :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III –51: Les données

❖ **En travée :**

En travee					
ELU	σb Mpa	14.2	ELS	Au cm²	3.39
	σs Mpa	348		Y1 cm	8.11
	u	0.047		IG cm4	24452.30
	u1	0.392		K1 N/mm3	0.04
	u<u1	A'=0		σb Mpa	3.64
	ß	0.98		σs Mpa	130.69
	A cm²	1.62		σb adm Mpa	15.00
	A choisir cm²	3HA12		σb ≤σb adm	cv
	A choisir cm²	3.39			
	Amin=b*h/1000	0.9		Af cm²	3.39
	A> A_{min}	cv			

Tableau III –52: Calcul des sections d'acier en travée

❖ **En appui :**

En appui :					
ELU	σb Mpa	14.2	**ELS**	Au cm²	3.39
	σs Mpa	348		Y1 cm	4.80
	u	0.094		IG cm4	29888.89
	u1	0.392		K1 N/mm3	0.07
	u<u1	A'=0		σb Mpa	3.53
	ß	0.959		σs Mpa	250.27
	A cm²	3.31		σb adm Mpa	15.00
	A choisir cm²	6HA12		σb ≤σb adm	cv
	A choisir cm²	3.39			
	Amin=b*h/1000	3		Af cm²	3.39
	A> A_{min}	cv			

Tableau III –53: Calcul des sections d'acier de en appui

Vérification des armatures longitudinale selon [RPA99 v2003] :

- A_{min}=0.5% b×h
- A_{max}=4% b×h (zone courante).
- A_{max}=6% b×h(zone de recouvrement

A Choi ZN =6HA12=6.78 cm² ≥ Amin =0.5X30X30/100=4.5cm² C.V

A Choi ZC =6HA12=6.78 cm² ≥ Amin =0.5X30X30/100=4.5cm² C.V

III.5.5. 2. Armatures transversal :

III.5.5.2. a. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0{,}18\,MPa$$

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

$$\tau_u = 0{,}18\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$$

Vérification d'effort tranchant :			
T max (KN)	55.17	τu<τu barre	cv
τu Mpa	0.20		
τu barre	3,33		

Tableau III –54: Vérification de l'effort tranchant

III.5.5.2. b. Diamètre d'armatures transversales :

$$\varphi_t \le Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l = 12\right] = 8.57m$$

$$\varphi_t = 8\,mm$$

chois de diamètre des armatures transversales Qt	
QL cm	12
$\phi t \le Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l = 12\right]$ mm	8,57
ϕt chois (mm)	8

Tableau III –55: chois de diamètre des armatures transversale ϕt

III.5.5.2. c. Espacement d'armatures transversales :

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l ; 30] = 7.5$ cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 20$cm en zone courante

$$S_t \leq \overline{S}_t = \text{Min}[0.9d; 40\text{cm}] = 24.75cm$$

III.5.5.2. d. Vérif. de Section minimale d'armature transversal selon [RPA2003]:

$$a_t = \frac{\pi . \varphi_t^2}{4} = 0.5024 \text{ cm}^2$$ $A_t = a_t.n_t = 2$ cm2 ; $n_t = 4$.

Zone nodale $A_{min} = 0.003 * st * Atcm^2$

Zone courante $A_{min} = 0.003 * st * Atcm^2$

armature transversales						
(zone nodale)	at mm²	50.24	At min cm²	1.35	At ≤At min	cv
	nt	4				
	At mm²	200.96	At choi cm²	2.01		
	At cm²	2.01				
(zone courante)	at mm²	50.24	At min cm²	0.63	At ≤At min	cv
	nt	4				
	At mm²	200.96	At choi cm²	2.01		
	At cm²	2.01				

Tableau III –56: espacement des armatures transversales st

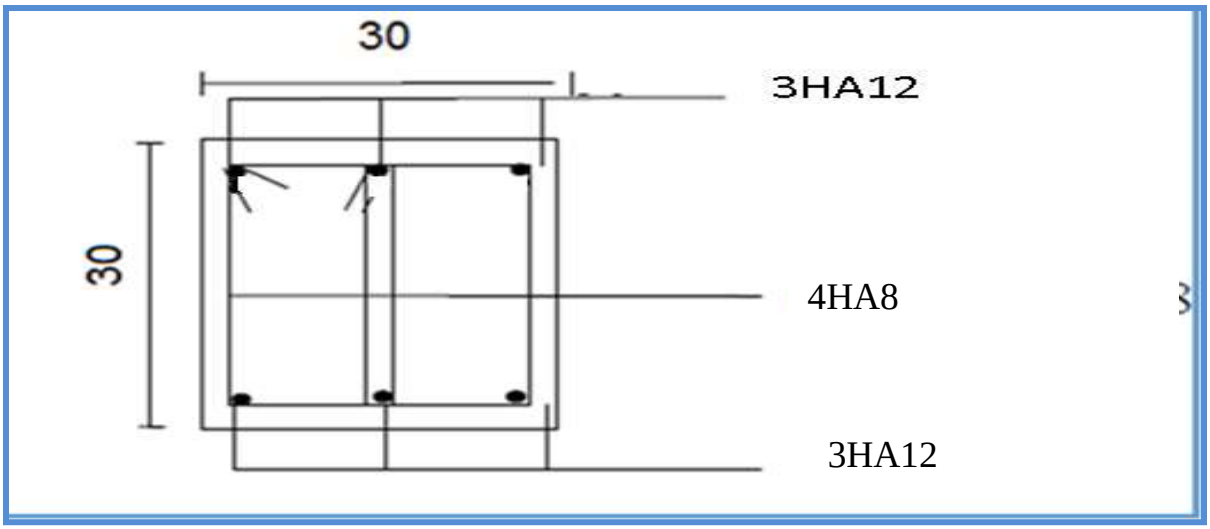


Figure III -28 : ferraillage de poutre palière

III.5.6. Vérification de la flèche :

III.5.6. a. Vérification préliminaire des flèches :

Vérification des flèches					
L cm	330	h/L	0.0909	h/L>Mt/10,M0	cv
h cm	30				
Mt ser	10.99	Mt/(10,M0)	0.0333		
M0 ser	32.96				
A cm²	3.39	A/b,d	0.0041	A/b,d≤4,2/fe	cv
b cm	30				
d cm	27.5				
fe Mpa	400	4,2/fe	0.0105		

Tableau III –57: Vérification préliminaire des flèches

Conclusion : Donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire

IV.1.Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge herézontale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Vue de la Structure en 3D :

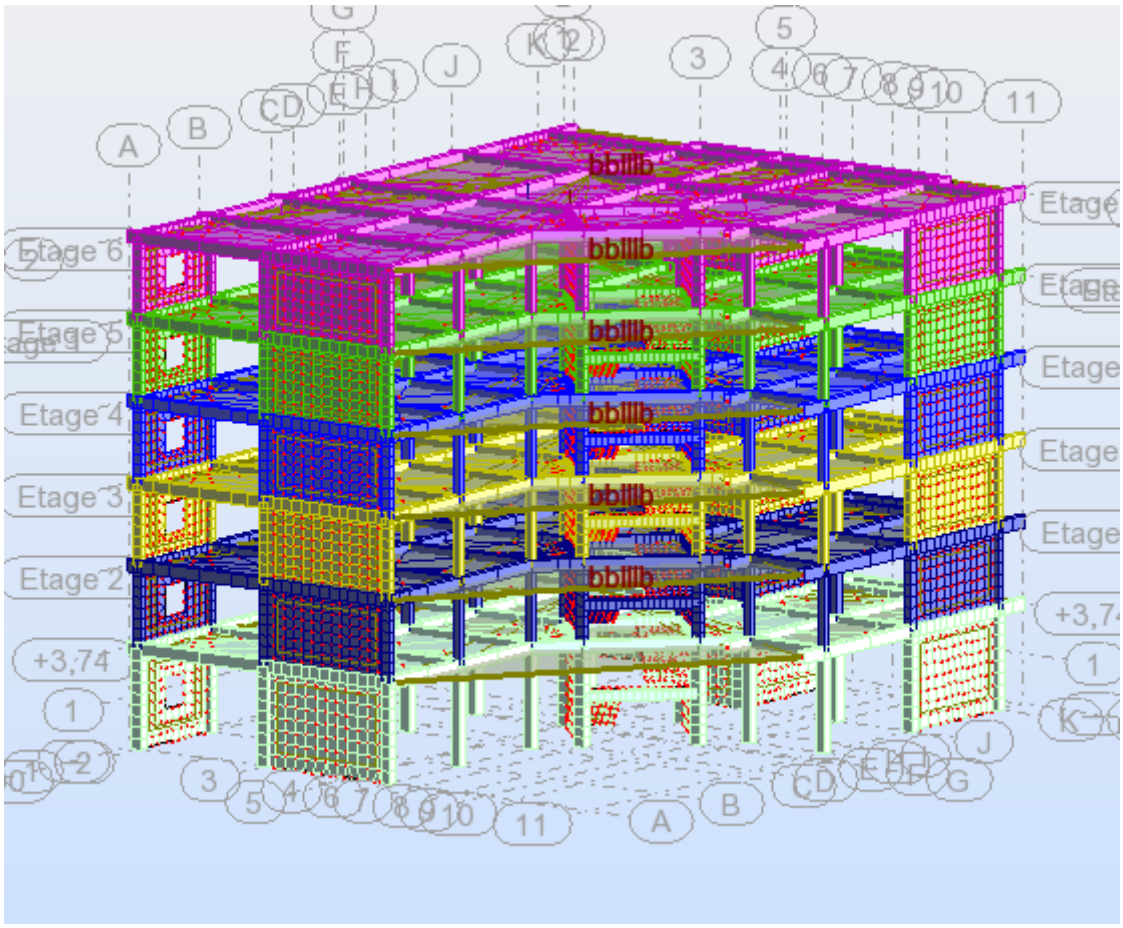


Fig. IV-1 : Vue de la structure en 3D

IV.2.Caractéristiques géométriques 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
- Le centre de Torsion

IV.2.1.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 :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

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.

Disposition des voiles :

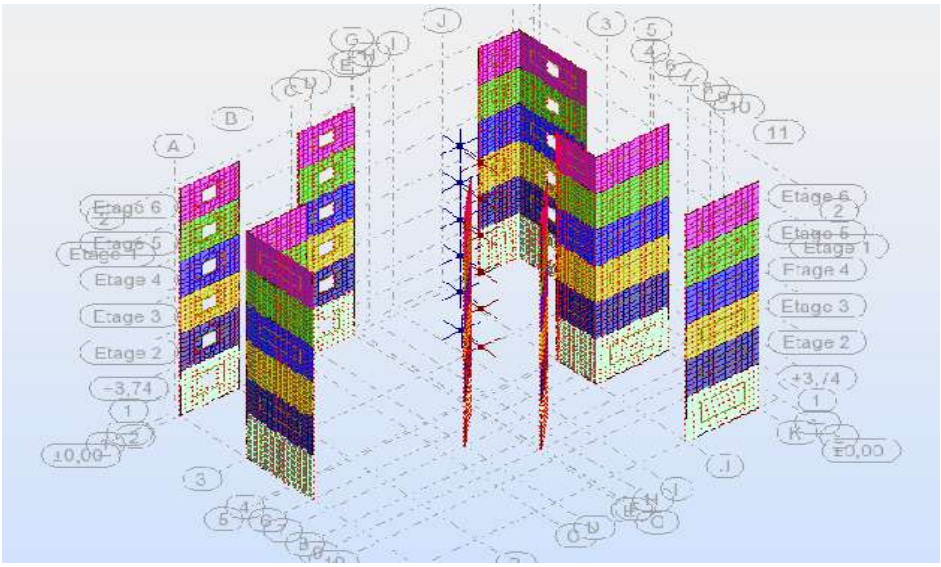


Fig. IV-2 : Disposition des voiles

Niveau		Masse et centre de Masse		Moment de stabilité		
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Wi*XG	Wi*YG
DIAPH 6	3.74	7768,45	8,7	14,64	67585,515	113730,11
DIAPH 5	6.80	7357,67	8,68	14,68	63864,5756	108010,6
DIAPH 4	9.86	7357,67	8,68	14,68	63864,5756	108010,6
DIAPH 3	12.92	7357,67	8,68	14,68	63864,5756	108010,6
DIAPH 2	15.98	7357,67	8,68	14,68	63864,5756	108010,6
DIAPH 1	19.03	7669,31	8,7	14,65	66722,997	112355,39
	$\sum W_i$(KN)	$\sum W_i * X_i$	$\sum W_i * Y_i$	X_G		Y_G
TOTAL	44868,44	389766,81	658127,88	8,70		14,59

Tableau IV-1 : Calcul du centre de Mass

IV.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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha} \text{ si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha,\xi)=\frac{1}{3}\left(2-3\xi+\xi^3\right)+\frac{2}{\alpha^2}\xi+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\ \alpha}.sh\ \alpha(1-\xi)-\frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\ \alpha.\xi}{ch\ \alpha}$$

Remarque :

si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein

Niveau		I_{xi}	I_{yi}	X_i	Y_i	$I_{xi}xY_i$	$I_{yi}xX_i$
1	3.74	45838623	26325129,5	6,57	15,01	301159753	395140194
2	6.80	42659944,3	24267590,1	6,57	15,01	280275834	364256528
3	9.86	42659935	24267580,8	6,57	15,01	280275773	364256388
4	12.92	42659925,7	24267571,5	6,57	15,01	280275712	364256249
5	15.98	42638834,9	24281505,1	6,57	15,01	280137145	364465392
6	19.03	44581330,4	25532230,7	6,52	15	290670274	382983461

	$\sum I_{xi}$	$\sum I_{yi}$	$\sum I_{xi} * Y_i$	$\sum I_{yi} * X_i$	X_R	Y_R
TOTALE	261038593	148941608	1712794491	2235358212	6,56	15,01

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.a. 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 :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	XG (m)	X_t (m)	Ex théo(m)	YG (m)	Y_t (m)	Ey théo(m)
3.74	8,7	6,57	2,13	14,64	15,01	0,37
6.80	8,68	6,57	2,11	14,68	15,01	0, 33
9.86	8,68	6,57	2,11	14,68	15,01	0,33
12.92	8,68	6,57	2,11	14,68	15,01	0,33
15.98	8,68	6,57	2,11	14,68	15,01	0,33
19.03	8,7	6,52	2,18	14,65	15	0,35

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique

IV.2.3.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau(m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex(m)	Ey (m)
3.74	20,95	26,50	1,05	1,33
6.80	20,95	26,50	1,05	1,33
9.86	20,95	26,50	1,05	1,33
12.92	20,95	26,50	1,05	1,33
15.98	20,95	26,50	1,05	1,33
19.03	20,95	26,50	1,05	1,33

Tableau IV-4 : calcul des excentricités accidentelles

IV.2.3.c. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 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.

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	e_x(m)	E_x(m)	(e_x+E_x)	(e_x-E_x)	e_y(m)	E_y(m)	(e_y+E_y)	(e_y-E_y)
3.74	2,12	1,05	3,17	1,07	0,37	1,33	2,12	1,05
6.80	2,12	1,05	3,17	1,07	0,34	1,33	2,12	1,05
9.86	2,12	1,05	3,17	1,07	0,34	1,33	2,12	1,05
12.92	2,12	1,05	3,17	1,07	0,34	1,33	2,12	1,05
15.98	2,12	1,05	3,17	1,07	0,34	1,33	2,12	1,05
19.04	2,17	1,05	3,22	1,12	0,36	1,33	2,17	1,05

Tableau IV-5 : calcul de l'excentricité totale

IV. 3.Choix de la méthode de calcul

IV. 3 .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

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT2000'

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.a. 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.3.2.b. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'ROBOT2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

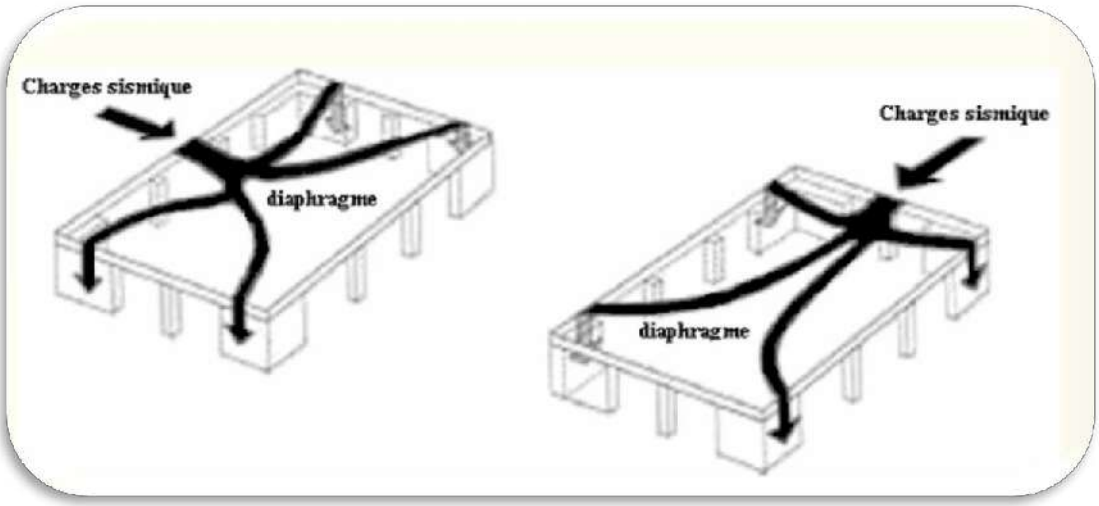


Fig. IV-3 : le plancher rigide

IV.3.2.c. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

R=4

d. facteur de qualité Q : [RPA : 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 :

$$Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

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	OUI	0	OUI	0
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	OUI	0	OUI	0

Tableau IV-6 : Détermination du facteur de qualité Q

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0.05 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1{,}05$$

e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement :

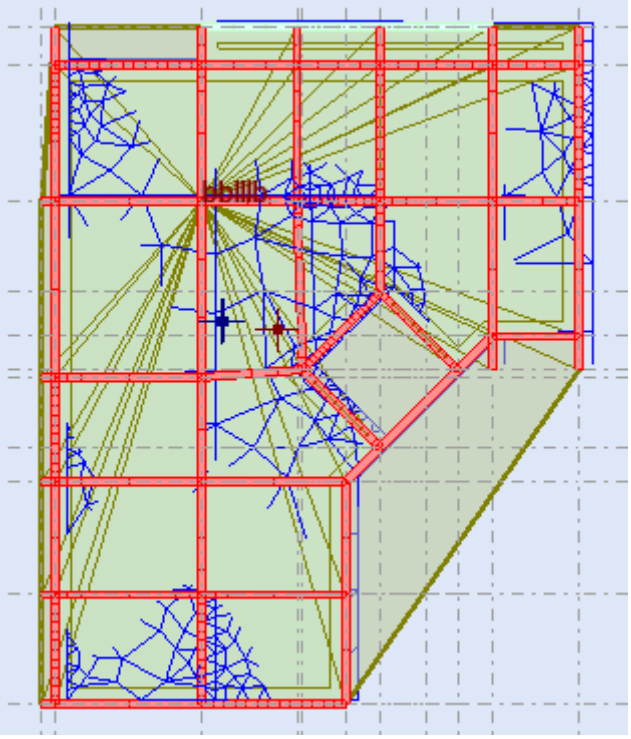


Fig. IV-4 :1er mode translation suivant X

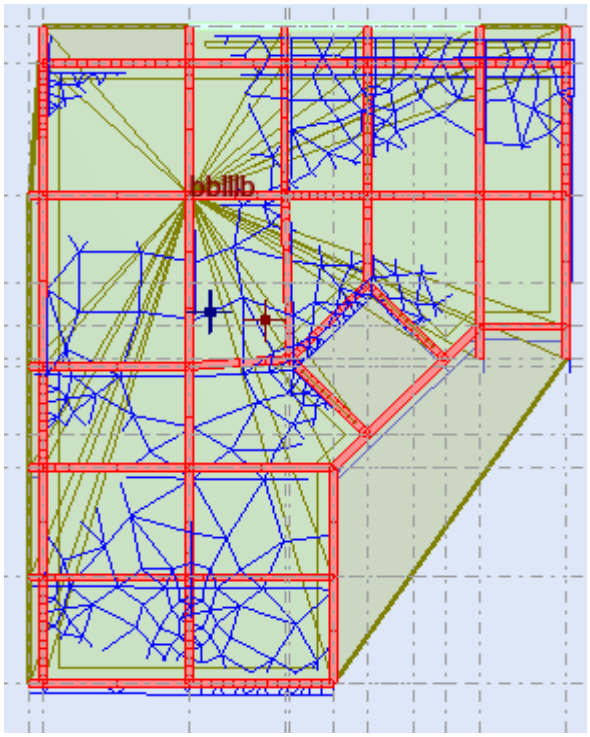
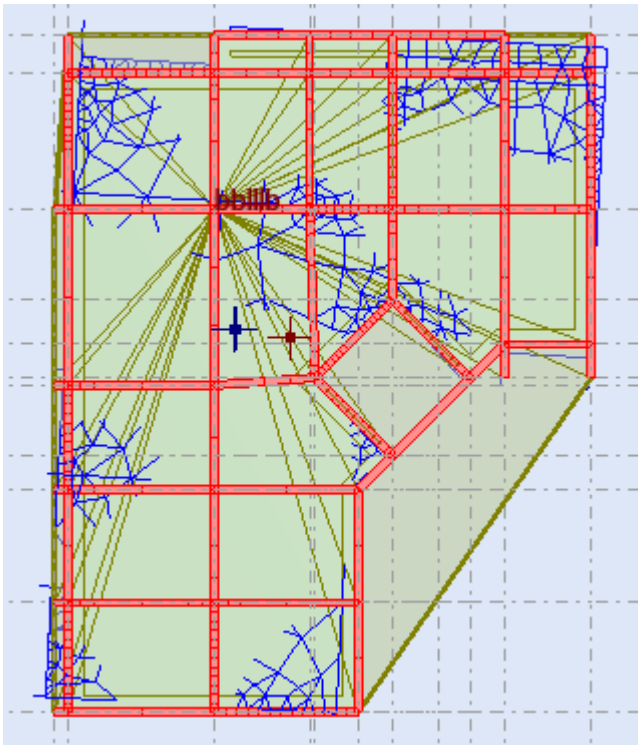


Fig. IV-5 : 2eme mode translation suivant Y



. IV-6: 3eme mode

rotation autour de l'axe z

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe X	**translation suivant l'axe Y**	**rotation autour de l'axe z**

Tableau IV-7 : Le comportement des trois premiers modes

IV. 4.2.Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens x	**Sens y**
1	0,42	63,64	8,09
2	0,37	71,05	67,24
3	0,28	71,65	70,29
4	0,14	72,06	70,32
5	0,11	87,88	72,93
6	0,11	89,36	73,51
7	0,1	89,42	73,89
8	0,09	90,74	87,08
9	0,09	90,79	88,54
10	0,09	90,88	88,63
11	0,09	90,91	88,74
12	0,09	90,95	89,06
13	0,09	90,96	89,18
14	0,09	90,96	89,19
15	0,09	90,96	89,27
16	0,09	91,01	89,32
17	0,08	91,07	89,34
18	0,08	91,31	90,02
19	0,07	**91,31**	90,36

Tableau IV-8 : Participation massique

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 7eme mode. le nombre de modes retenue =7

IV. 4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT2010 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

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

$T=0,09*h_N/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.37 s

Ty=0.34 s

	$T_{empirique}$	T_{num}	$1.3xT_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3xT_{emp}$
X	0.37	0.42	0.48	Oui
Y	0.34	0.42	0.44	oui

Tableau IV-9 : vérification des périodes

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99version2003Art4. 3.6]

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

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 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 = 0,4s, tableau 4.7 (avec site S2)

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 = 4

- **Q : facteur de qualité** Q_x=1,05 ; Q_y=1,05
- **W : poids total de la structure**

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

$\beta = 0,2$ $\beta_1 = 0,4$ tableau 4.5

Poids de la structure W= 44868,44KN

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑W(kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,25	2,205	2,205	4	1,05	1,05	44868,44	6492.60	6492.60

Tableau IV-10: calcule de la force sismique (M.S.E)

	V (kN)	Vt (kN)	0,8*V	Vt ≥ 0,8*V
X	6492.60	5668.75	5194.08	oui
Y	6492.60	5620.13	5194.08	oui

Tableau IV-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques

IV. 4.5.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 =Y_G.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

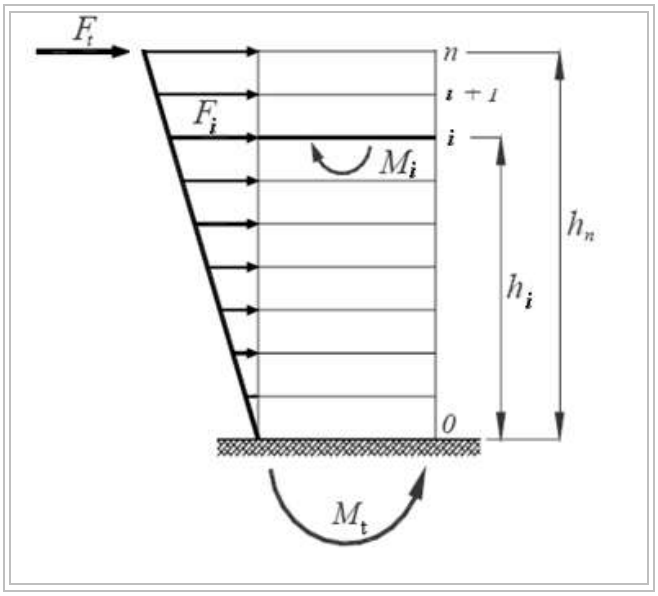


Fig. IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.5.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0.37 s → Ft = 0
- TY = 0,34 s → Ft = 0

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

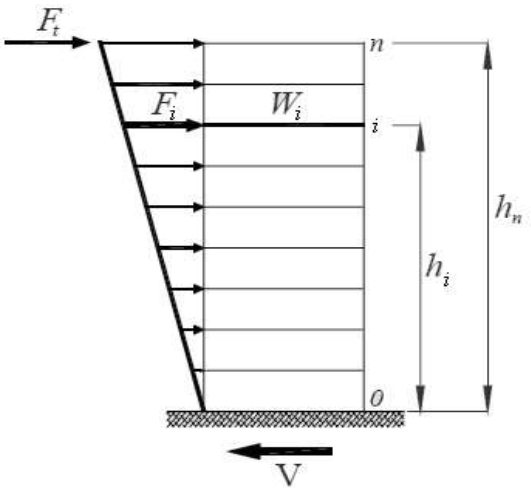


Fig. IV-8 : Distribution des forces sismiques

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
3.74	7768,45	29054,00	0,057	323,12
6.80	7357,67	50032,16	0,098	555,54
9.86	7357,67	72546,63	0,14	793,63
12.92	7357,67	95061,10	0,19	1077,06
15.98	7357,67	117575,57	0,23	1303,81
19.04	7669,31	146023,67	0,29	1643,94
SOMME		309577.46	1	5668.75

Tableau IV-12 :force sismique selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
3.74	7768,45	29054,00	0,057	320,35
6.80	7357,67	50032,16	0,098	550,77
9.86	7357,67	72546,63	0,14	786,81
12.92	7357,67	95061,10	0,19	1067,82
15.98	7357,67	117575,57	0,23	1292,63
19.04	7669,31	146023,67	0,29	1629,84
SOMME	44868,44	309577.46	1	5620.13

Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

V_X = 5668.75 kN

V_Y = 5620.13 kN

IV. 4.5.b. Moment de renversement :

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
3.74	323,12	320,35	1208,47	1198,11
6.80	555,54	550,77	3777,67	3745,24
9.86	793,63	786,81	7825,19	7757,95
12.92	1077,06	1067,82	13915,62	13796,23
15.98	1303,81	1292,63	20834,88	20656,23
19.04	1643,94	1629,84	31300,62	31032,15
∑Mo			78862,45	78185,91

Tableau IV-14 : calcul du moment de renversement

IV. 4.5. c. Moment stabilisant :

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
3.74	7768,45	8,7	14,64	67585,52	113730,11
6.80	7357,67	8,68	14,68	63864,58	108010,59
9.86	7357,67	8,68	14,68	63864,58	108010,59
12.92	7357,67	8,68	14,68	63864,58	108010,59
15.98	7357,67	8,68	14,68	63864,58	108010,59
19.04	7669,31	8,7	14,65	66722,99	112355,39
∑Mt				389766,81	658127,88

Tableau IV-15 : calcul du moment stabilisant

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KNm)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1,5	Mt/M0≥1,5
389766,81	658127,88	78862,45	78185,91	4,94	8,42	oui	oui

Tableau IV-16 : Vérification de stabilisation

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- 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.

Niveau	δ_e	$\delta_k = R.\delta_e$ **(cm)**	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **(cm)**	$0{,}01.h_e$	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
(m)	(cm)			(cm)	
3.74	0,1	0,4	0.4	3.74	C.V
6.80	0,3	1,2	0.8	3,06	C.V
9.86	0,6	2.4	1.2	3,06	C.V
12.92	0,8	3.2	0.8	3,06	C.V
15.98	1,0	4	0.8	3,06	C.V
19.04	1,3	5.2	1.2	3.06	C.V

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau	δ_e	$\delta_k = R.\delta_e$ **(cm)**	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **(cm)**	$0{,}01.h_e$	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
(m)	(cm)			(cm)	
3.74	0,1	0.4	0	3.74	C.V
6.80	0,1	0,4	0.4	3,06	C.V
9.86	0,2	0,8	0.4	3,06	C.V
12.92	0,3	1.2	0.4	3,06	C.V
15.98	0,4	1.6	0.4	3,06	C.V
19.04	0,5	2	0.4	3,06	C.V

Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

IV. 4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

- 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 $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$\frac{1}{(1-\theta_K)}$ Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

hk (m)	Pk (Kg)	Fix (kN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0,10
3.74	25949.11	323.12	5697.1.75	0.4	0.005	C.V
6.80	21292.24	555.54	5373.98	0.8	0,005	C.V
9.86	17040.84	793.63	4818.44	1.2	0,004	C.V
12.92	12789.44	1077.06	4024.81	0.8	0,002	C.V
15.98	8538.04	1303.81	2947.75	0.8	0,0014	C.V
19.04	4286.63	1643.94	1643.94	1.2	0,0016	C.V

Tableau IV.19: Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fiy (kN)	Vky (KN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0,10
3.74	25949.11	320,35	5648.22	0	0	C.V
6.80	21292.24	550,77	5327.87	0.4	0.0020	C.V
9.86	17040.84	786,81	4777.1	0.4	0.0014	C.V
12.92	12789.44	1067,82	3990.29	0.4	0.001	C.V
15.98	8538.04	1292,63	2922.47	0.4	0.0007	C.V
19.04	4286.63	1629,84	1629.84	0.4	0,0005	C.V

Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

IV. 4.8. Vérification de cisaillement :

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec : $\tau = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible $\overline{\tau} = min(0,2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$

IV. 4.8.a. Poutre principal : sous combinaison 1,35G+1,5Q

Section des poutres b*h=30*55 cm x cm $\tau = \frac{119.35*10\text{^}3}{300x550} = 0.72 < 3,33\ \ CV$

L'effort tranchant max = 119.35 kN

IV. 4.8.b. poutre secondaire : sous combinaison G+Q+Edx

Section des poutres b*h=30x45 cm x cm

L'effort tranchant max = 69.97kN $\tau = \frac{69.97*10\text{^}3}{300x450} = 0,52 < 4,34\ \ CV$

IV. 4.8.c. poutre palière : sous combinaison G+Q+E_{dx}

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm

L'effort tranchant max = 7.11kN $\tau = \frac{69.97*10\text{^}3}{300*350} = 0.67 < 4,34 CV$

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30*55	88,77	**1,35G+1,5Q**	0,91	3,33	$C.V$
Poutres secondaires	30*45	24,46	**G+Q+Edx**	0,02	3,33	$C.V$
Poutres palières	**30*35**	**11,17**	G+Q+Edx	**0,10**	**4,34**	$C.V$

Tableau IV-21 : Vérification de cisaillement

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit :

$$\tau = \frac{N_d}{b * d * fc_{28}} = 0{,}22 \ < 0{,}3$$

Section des poteaux a la base 40x40

Forme	sens	combinaisons	Nd	b*d	τ	VERIFICATION
Rectangle	x	G+Q+Edx	1432.16	0,16	0.35	Cnv

Tableau IV-22 : Vérification des efforts normal réduit

Remarque :

Les dimensions définitives sont :

-Poutre principale : **30x55cm²**

-Poutre secondaire : **30x45** cm²

-Epaisseur voile : **a=20 cm**

-Poutres palières : **30x35 cm²**

Observation : Le pré dimensionnement des poteaux est justifié par la vérification de l'effort normal réduite à la base. Les sections choisis sont insuffisantes pour équilibrer l'effort normal réduit à la base. Donc on doit redimensionnée les poteaux

niveau	**S-sol_ RDC**	**1eret 2eme**	**3eme–4eme – 5eme**
section	55X55	50X50	45X45

Tableau IV-23 :redimensionnement les sections des poteaux

	N $_{d\ (KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot55*55	2140 ,13	G+Q+E dx	0.28	CV

Tableau IV-24 : vérification de l'effort normal la redimensionnement des poteaux

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence du CBA93 et RPA.99 version 2003.

❖ ***combinaisons :***

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

❖ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E

❖ E.L.S G + Q

b. les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :

❖ G +Q ± E

❖ 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des éléments résistants

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

La méthode de calcul est donnée sous forme d'un organigramme :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

❖ **situation durable :**

Béton : γ_b =1,5 ; σ_b = 25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa.

Acier : γ_s =1,15 ; Fe E 400.

❖ **situation accidentelle** :

Béton : γ_b = 1, 15 ; σ_b =25 Mpa ; $\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa .

Acier : γ_s =1,00 ; FeE 400.

V.2.1.a. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

	Niveau	Section	Position	Mu KN.m	Combinaison	A' cm^2	Acalcue cm^2	A_{min} CBA (cm^2)	A choisies (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	30x55	Travée	56.70	G+Q+EdY	0	4.2	1.65	4,62=3HA 14
			Appui	-56.42	G+Q+EdY	0	4.3	1.65	4,62=3HA14
	RDC,1 2,3 et 4	30x55	Travée	54.78	1,35.G+1,5.Q	0	4.1	1.65	4.62=3HA14
			Appui	-72.13	1,35.G+1,5.Q	0	5,4	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
	Sous sol	30x55	Travée	55.6	1,35.G+1,5.Q	0	4.1	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
			Appui	-80.32	1,35.G+1,5.Q	0	5.4	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
Rive	Terrasse	30x55	Travée	68.74	1,35.G+1,5.Q	0	5.2	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
			Appui	-118.5	G+Q+EdY	0	5.9	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
	RDC, 1 2,3 et 4	30x55	Travée	62.13	1,35.G+1,5.Q	0	4.7	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
			Appui	-68.74	G+Q+EdY	0	4.4	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
	Sous sol	30x55	Travée	55.6	1,35.G+1,5.Q	0	4.7	1.65	6.88=3HA 14+2HA12
			Appui	-80.32	G+Q+EdY	0	5.9	1.65	6.88=3HA 14+2HA12

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

			A_{choi} (cm^2)	A_{max}(RPA99) (cm^2) 4% Zone courant	A_{max}(RPA99) (cm^2)6% Zone nodale	A_{min} (RPA99) (cm^2)	*condition*
Poutre intermédiaire	terrasse	T	9.24	66	99	8.25	C V
		A	9.24	66	99	8.25	C V
	RDC	T	9.24	66	99	8.25	C V
		A	11.5	66	99	8.25	C V
	Sous sol	T	11.5	66	99	8.25	C V
		A	11.5	66	99	8.25	C V
Poutre de rive	terrasse	T	11.5	66	99	8.25	C V
		A	11.5	66	99	8.25	C V
	RDC	T	11.5	66	99	8.25	C V
		A	9.24	66	99	8.25	C V
	Sous sol	T	11.5	66	99	8.25	C V
		A	9.24	66	99	8.25	C V

Tableau V-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les sections

	Niveau	position	M_{ser} (Kn.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s(MPa)	Observer
Intermédiaire	Terrasse	Travée	40.33	G+Q	4,62	4.2	182.4	**c.v**
		Appui	-41.32	G+Q	4,62	4.3	187.4	
	RDC et Etages courant	Travée	39.73	G+Q	4,62	4.1	180.1	**c.v**
		Appui	-52.40	G+Q	6.88	4.7	161.3	
	Sous sol	Travée	39.79	G+Q	6.88	3.5	122.5	**c.v**
		Appui	-55.60	G+Q	6.88	4.9	170.7	
Rive	Terrasse	Travée	50	G+Q	6.88	4.4	153.5	**c.v**
		Appui	-66.67	G+Q	6.88	5.9	204.7	
	RDC et Etages courant	Travée	45.13	G+Q	6.88	4	138.6	**c.v**
		Appui	-42.9	G+Q	4.62	4.4	193.4	
	Sous sol	Travée	39.79	G+Q	6.88	3.5	122.5	**c.v**
		Appui	-55.60	G+Q	4.62	4.9	170.7	

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

V.2.1.b. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

	Niveau	Section	Position	Mu KN.m	Combinaison	A' cm^2	Acalcule cm^2	A choisies (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	30x45	Travée	47.43	1,35.G+1,5.Q	0	3.7	4.62=3HA14
			Appui	-102.51	G+Q+EdY	0	6.4	6.88=3HA14+ 2HA12
	RDC,1 2,3 et 4	30x45	Travée	53.30	1,35.G+1,5.Q	0	3.7	4.62=3HA14
			Appui	89.60	1,35.G+1,5.Q	0	6.5	6.88=3HA14+ 2HA12
	Sous sol	30x45	Travée	66.84	1,35.G+1,5.Q	0	3.8	4.62=3HA14
			Appui	-113.94	G+Q+EdY	0	5.1	6.88=3HA14+ 2HA12
Rive	Terrasse	30x45	Travée	47.70	1,35.G+1,5.Q	0	3.3	4.62=3HA14
			Appui	-104.74	G+Q+EdY	0	6.5	6.88=3HA14+ 2HA12
	RDC, 1 2,3 et 4	30x45	Travée	62.06	1,35.G+1,5.Q	0	4.4	4.62=3HA14
			Appui	-105.16	G+Q+EdY	0	7.4	6.88=3HA14+ 2HA12
	Sous sol	30x45	Travée	66.84	1,35.G+1,5.Q	0	4.4	4.62=3HA14
			Appui	-101.94	1,35.G+1,5.Q	0	7.4	6.88=3HA14+ 2HA12

Tableau V-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

		position	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min}RPA99(cm^2)	A_{max}(RPA99)	A_{min} (RPA99) (cm^2)	condition
Intermédiaire	**terrasse**	T	9.24	5.25	42	6.75	CV
		A	11.5	5.25	63	6.75	CV
	RDC,1,2 3,4	T	9.24	5.25	42	6.75	CV
		A	11.5	5.25	63	6.75	CV
	Sous sol	T	9.24	5.25	42	6.75	CV
		A	11.5	5.25	63	6.75	CV
Rive	**terrasse**	T	9.24	5.25	42	6.75	CV
		A	11.5	5.25	63	6.75	CV
	RDC,1,2 3,4	T	9.24	5.25	42	6.75	CV
		A	11.5	5.25	63	6.75	CV
	Sous sol	T	9.24	5.25	42	6.75	CV
		A	11.5	5.25	63	6.75	CV

Tableau V-5 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les sections minimale du RPA

	Niveau	position	M_{ser} (Kn.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s(MPa)	Obs
INTERMEDIAIRE	Terrasse	Travée	14.64	G+Q	4.62	1.3	15.2	CV
		Appui	-16.91	G+Q	6.88	1.5	17.6	CV
	RDC+LES ETAGE	Travée	17.55	G+Q	4.62	1.6	18.2	CV
		Appui	19.07	G+Q	6.88	1.7	19.8	CV
	Sous sol	Travée	21.40	G+Q	4.62	1.6	18.2	CV
		Appui	-22.63	G+Q	6.88	1.7	19.8	CV
RIVE	Terrasse	Travée	10.38	G+Q	4.62	0.9	10.08	CV
		Appui	-13.05	G+Q	6.88	1.2	13.6	CV
	RDC	Travée	13.67	G+Q	4.62	1.2	14.3	CV
		Appui	-16.37	G+Q	6.88	1.5	17	CV
	Sous sol	Travée	17.50	G+Q	4.62	1.2	14.3	CV
		Appui	-18.43	G+Q	4.62	1.5	17	CV

Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

V.2.1.c. Calcul des armatures transversales des poutres *:*

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b};4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa}$	$\overline{\tau}_u = 3{,}3\,\text{MPa}$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3{,}26\,\text{MPa}$	$\overline{\tau}_u = 4{,}34\,\text{MPa}$

Tableau V-7 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	44.03	1,35.G+1,5.Q	0,84	3,3	**Cv**
	Etage	54.80	1,35.G+1,5.Q	1.04	3,3	**Cv**
	Sous sol	60.41	1,35.G+1,5.Q	1.75	3,3	**Cv**
Rive	Terrasse	-67.66	G+Q+EdY	1.30	3,26	**Cv**
	Etage	71.12	G+Q+EdY	0.67	3,26	**Cv**
	Sous sol	-72.15	1,35.G+1,5.Q	0,69	2,5	**Cv**

Tableau V-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	-11,75	1,35.G+1,5.Q	0,17	4,34	**Cv**
	Etage	-19,73	1,35.G+1,5.Q	0,29	3,3	**Cv**
	Sous sol	-22,34	G+Q+EdX	0,32	4,34	**Cv**
Rive	Terrasse	15,04	1,35.G+1,5.Q	0,21	2,5	**Cv**
	Etage	-18,97	1,35.G+1,5.Q	0,28	2,5	**Cv**
	Sous sol	-19,92	1,35.G+1,5.Q	0,29	2,5	**Cv**

Tableau V-9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 \times b & \text{Zone nodale} \\ S \leq Min.(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0{,}3.f_{tj}.K)}{0{,}9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0{,}9d\,; \quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	**τ_u (Mpa)**	**st (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**A_t choisie (cm^2)**	**nombre des barres**
30X55	1.3	40	1.2	13.75	**27.5**	1.35	10	15	2.01	4HA8
30X45	0,32	38.25	1.5	11.25	22.5	1.35	10	15	2.01	4HA8

Tableau V-10 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

V.2.1.d. Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

AVEC : Mt =K*M0

- K : est un coefficient rédacteur(0.75≤ K≤0.85).on prend k =0.8

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
PP	0,08	0,0625	**c.v**	0,08	0,08	**c. v**	0,003	0,0105	**c.v**
PS	0,08	0,0625	**c.v**	0,08	0,08	**c.v**	0.003	0.0105	**c.v**

Tableau V-11: Vérification de la flèche des poutres

Donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire parce que les 3 conditions sont vérifiées.

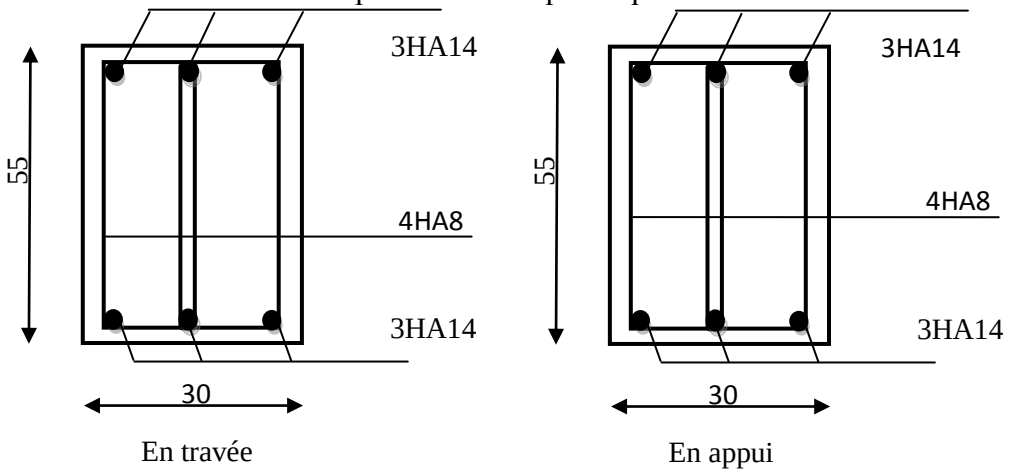
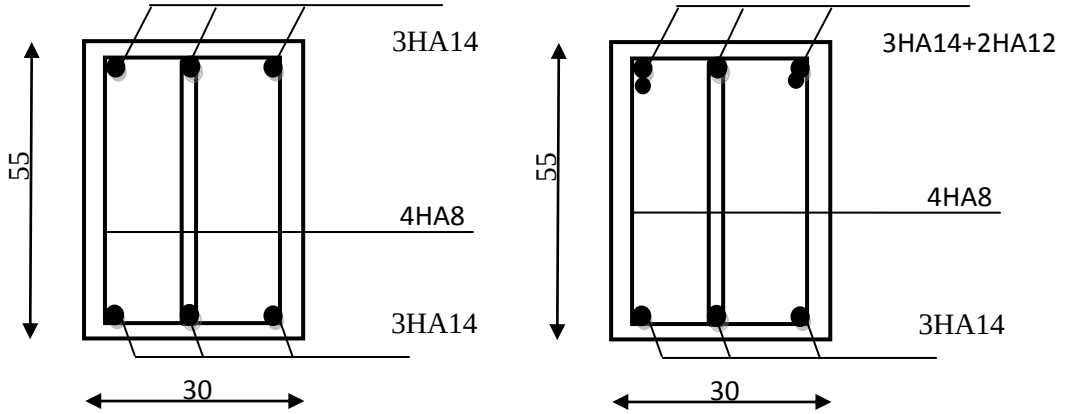
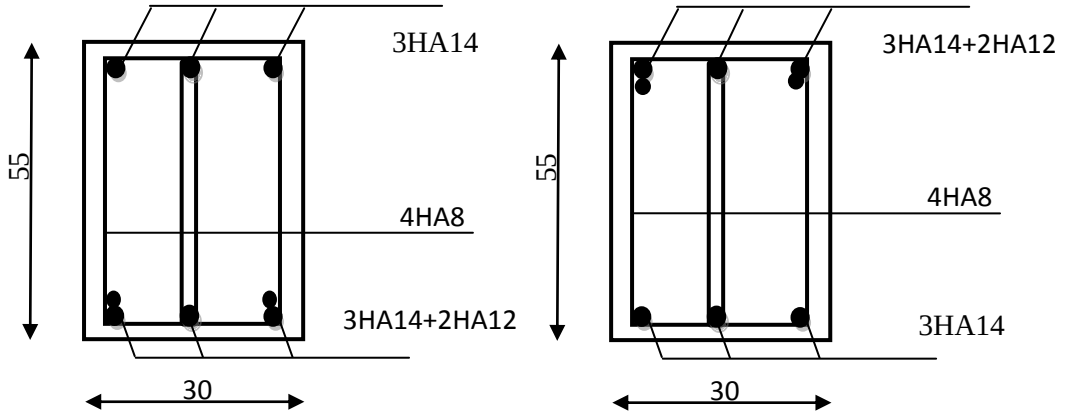


Fig. V-1 : Ferraillage des poutres principales de l'intermédiaire de Terrasse



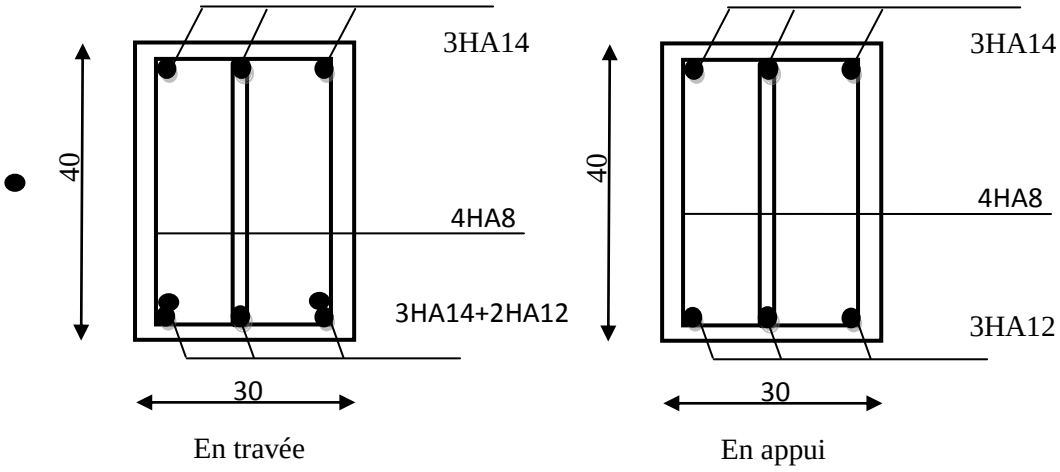
En travée En appui

Fig. V-2 : Ferraillage des poutres principales de l'intermédiaire du RDC+4 etage



En travée En appui

Fig. V-3 : Ferraillage des poutres principales de l'intermédiaire de S/sol



En travée En appui

Fig. V-4 : Ferraillage des poutres principales de rive de RDC+4 etage+S/sol

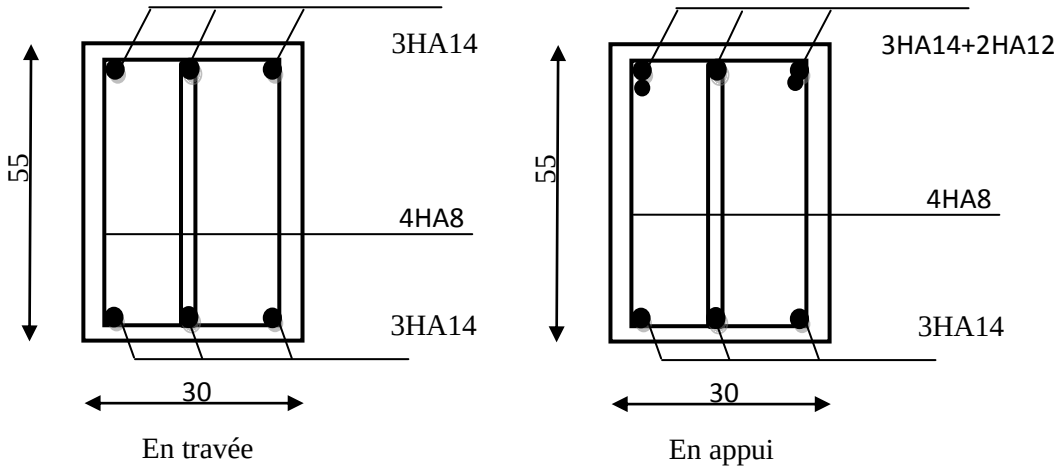


Fig. V-5 : Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse et l'étages

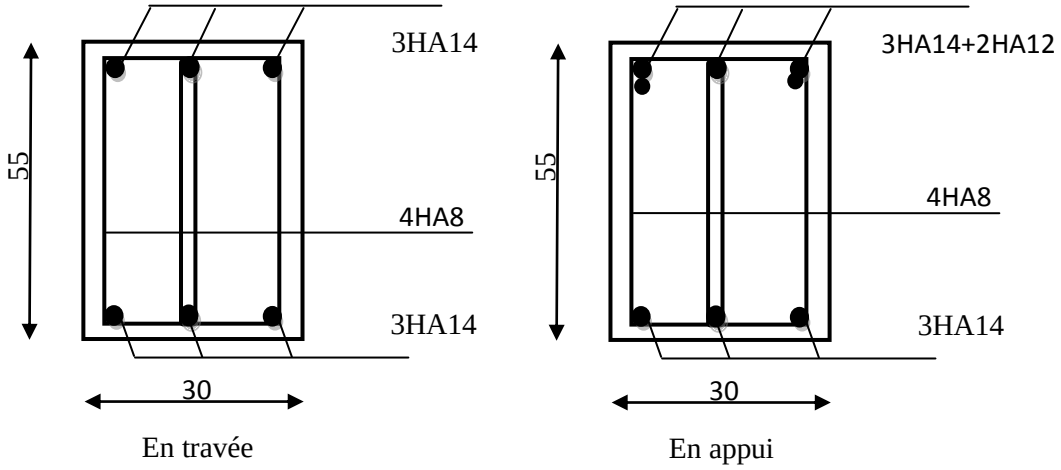


Fig. V-6 : Ferraillage des poutres secondaires de rive et l'intermédiaire de RDC et l'étages courants et s/sol de intermédiaire

V.2.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant "M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V.2.2.a. Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " tel que:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^{\ 2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

Avec : $e_a = Max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.2.2.b. Recommandations des règlements:

✓ **Selon le RAP 99 version 2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ (Zone courante).

$0.8\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La langueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2\ pour\ 1m\ de\ largeur \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

V.2.2.c. Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables. L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Niveaux	Cas	N	M	situation	A $_{chiosie}$ (cm²)
(55x55) Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1473	16.2	1,35.G+1,5.Q	**3HA14 = 4.62**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	412.54	46.1	1,35.G+1,5.Q	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	175.9	10.23	0,8.G+EdX	
(55x55) Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	976.84	-11.49	1,35.G+1,5.Q	**3HA14 = 4.62**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	774.06	-48.46	G+Q+EdY	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	88.21	33.36	0,8.G+EdX	
(50x50) Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1165.2	11.06	1,35.G+1,5.Q	**3HA14 = 4.62**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	549.4	38.76	G+Q+EdY	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	107.28	7.95	0,8.G+EdX	
(50x50) Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	805.14	-9.35	1,35.G+1,5.Q	**3HA14 = 4.62**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	142.06	33.34	G+Q+EdY	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-96.5	8.9	0,8.G+EdX	
1 (45x45) Inter	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	654.3	-14.24	1,35.G+1,5.Q	**3HA14 = 4.62**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	279.89	53.9	G+Q+EdY	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	47	11.19	0,8.G+EdX	
1 (45x45) Rive	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	463	-13.9	1,35.G+1,5.Q	**3HA14 = 4.62**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	68.91	8.43	0,8.G+EdY	
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-69.87	19,59	0,8.G+EdX	

Tableau V-12: Ferraillage des poteaux

	section	A (cm^2)	A_{total} (cm^2)	**A_{min} (RPA99)** (cm^2)	A_{final} (cm^2)
INTERMEDIAIRE	**Poteaux 55x55**	3HA14= 4.62	8HA14= 12,32	27.225	4HA20+ 8HA16= 28.65
	Poteaux 50x50	3HA14= 4,62	8HA14= 12,32	22.5	12HA16= 24.13
	Poteaux 45x45	3HA14= 4.62	8HA14= 12,32	18.225	12HA14= 18.47
RIVE	**Poteaux 55x55**	3HA14 =4.62	8HA14= 12,32	27.225	4HA20+ 8HA16= 28.65
	Poteaux 50x50	3HA14 =4,62	8HA14= 12,32	22.5	12HA16= 24.13
	Poteaux 45x45	3HA14 = 4.62	8HA14= 12,32	18.225	12HA14= 18.47

Tableau V-13 : vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements

V.2.2.d. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Pas de vérification à faire.

✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201,63\,MPa$$

Niveaux	N	M	situation	As	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	ver
s.sol (55x55) Rive	425	-6.80	G+Q	4.4	1.5	18.6	**cv**
s.sol (55x55) Inter	889.66	-0.72	G+Q	4.4	2.8	44.6	**cv**
RDC (50x50) Rive	421.68	-1.2	G+Q	4	1.6	25.1	**cv**
RDC (50x50) Inter	167.64	-0.23	G+Q	4	0.6	10.2	**cv**
1 (45x45) Rive	216.29	-2.51	G+Q	3.6	1.1	14.5	**cv**
1 (45x45) Inter	102.46	-1.2	G+Q	3.6	0.5	6.9	**cv**

Tableau V-14: vérification des poteaux à l'ELS

V.2.2.e. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :

❖ **Justification de la contrainte du cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, il est donné par : $\tau_u = \dfrac{T_u}{b.d}$

✓ Selon le RPA99 La contrainte de cisaillement dans le béton a la valeur suivante :

$\overline{\tau_b} = \rho_d . f_{c28}$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & si\ l'élancement \quad \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & si\ l'élancement \quad \lambda \leq 5 \end{cases}$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$:Elancement mécanique $\qquad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration

L_f : Langueur de flambement

A : Section du poteau

I : Moment d'inertie du poteau.

✓ Selon le CBA 93 la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0{,}15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	Section	Tu max (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ	Situation	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
s.sol,RDC	55x55	93.51	0.32	29.94	0,075	ACC	1,875	4,34	CV
1 et 2	50x50	84.74	0,35	29.65	0,075	ACC	1,875	4,34	CV
3et 4et 5	45x45	84.05	0,44	35.60	0,075	ACC	1,875	4,34	CV

Tableau V-15 : vérification des contraintes de cisaillement

V.2.2.f. Armatures transversales:

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . t \ . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul .

h_I : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (ZC) \end{cases}$$

ϕ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t\, b_l} = \begin{cases} 0,3\% & \text{Si} \quad \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites (0,3 et 0,8)\%} & \text{Si } 3 < \lambda < 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Niveau	Section	Tu (KN)	t (cm)	λ	Zone	t (cm)	At (calcul) (cm^2)	At min (cm^2)	At choisie
RDC	**55x55**	93.51	15	29.94	ZN	10	0,11	1.65	**4HA8**
					ZC	15	0,16	2.475	**4HA8**
1et 2	**50x50**	84.74	15	29.65	ZN	10	0,11	1.5	**4HA8**
					ZC	15	0,16	2.25	**4HA8**
3 et 4 et 5	**45x45**	84.05	15	35.06	ZN	10	0,12	1.35	**4HA8**
					ZC	15	0,18	2.025	**4HA8**

Tableau V-16 : Choix des armatures transversales est leur espacement

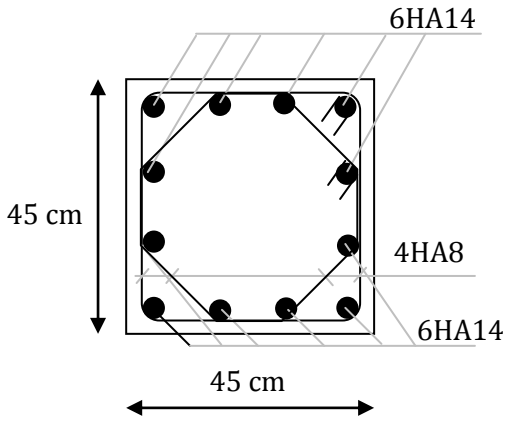


Fig. V-7 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des poteaux (45x45)

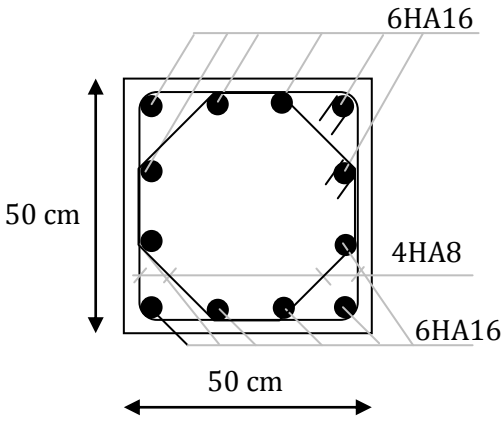


Fig. V-8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des poteaux (50x50)

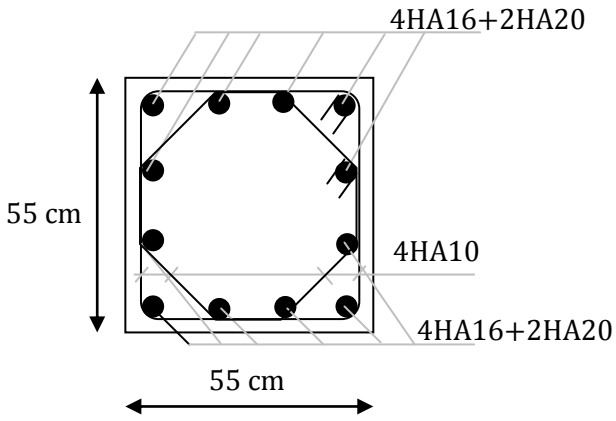


Fig. V-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des poteaux (55x55)

V.2. 3. Ferraillage des voiles :

V.2.3.a. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à 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.

V.2.3.b.Voiles avec files d'ouvertures :

V.2.3.b.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.2.3.b.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.2.3.c. Méthode de calcul: flexion composé

V.2.3.d. Recommandations réglementaires :

V.2.3.d.1. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

➢ $0{,}1\% \le \frac{2xA_v}{a.b} \le 5\%$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

➢ Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0{,}2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0{,}15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0{,}1\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver}: diamètre vertical.

V.2.3.d.2. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \le \min[0{,}9d ; 40cm]$

$S_h \le \frac{A_h f_{eh}}{0{,}4\, a}$

$$S_t \leq \frac{A_h 0{,}9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ τ_b : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0,9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0{,}0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1{,}5a\,;\,30cm\right]$$

V.2.3.d.3. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.2.3.e. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales :

$$S_v \leq Min[1{,}5a\,;\,30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (zone\ courante) \\ \dfrac{S_v}{2} & (zone\ d'extrémité)\ \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

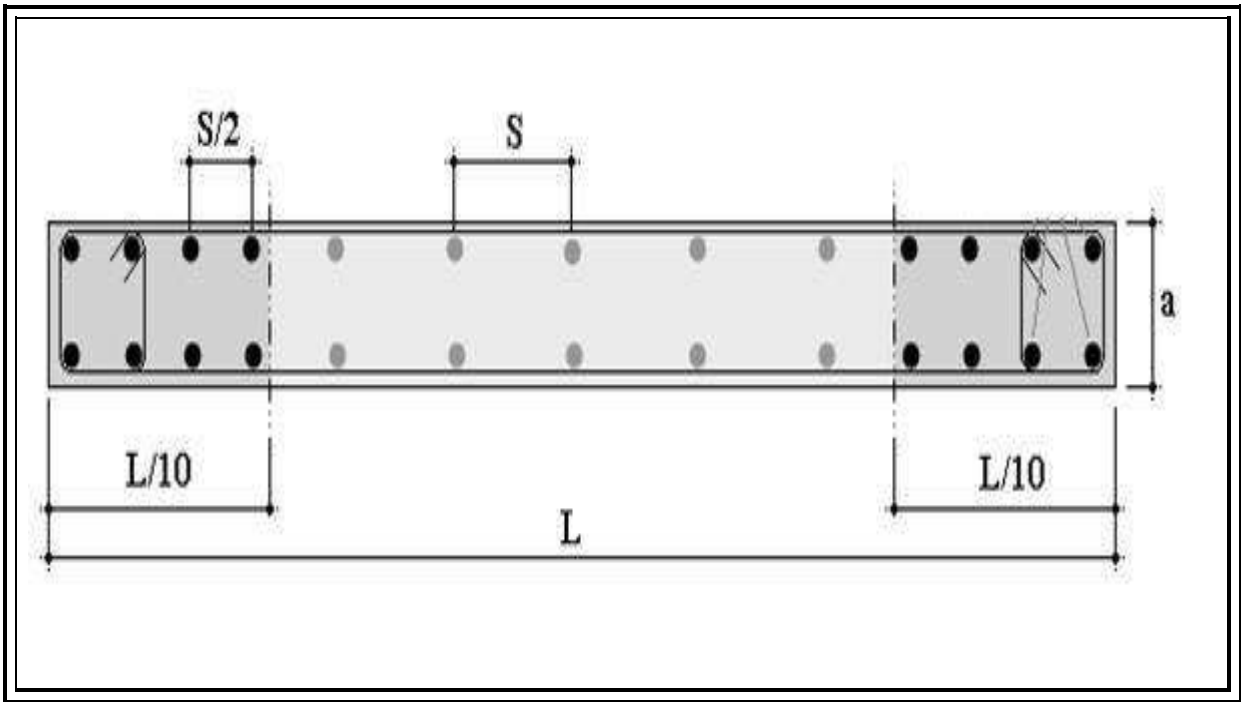


Fig. V-10: disposition des armatures verticales dans les voiles

V.2.4. les voiles pleins :

V.2.4.a.les armatures verticale :

V.2.4.a.1.Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

	Niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	Choix
(x)	RDC+ 5 etage	V_1	20x560	1464,06	7176.56	ACC	23.2	16.8	2.8	20	**(40HA12)= 45.85**
		V2	20x340	1118.78	2002.71	ACC	15.4	10.2	1.7	20	**(23HA12) =24.88**
(y)	RDC+5 etage	V_1	20x530	520.5	6223.41	ACC	36.4	15.9	2.65	20	**(37HA12) =41.85**
		V_2	20x530	801	4892.08	ACC	22	15.9	2.65	20	**(37HA12) =41.85**
		V_3	20x300	3051.47	1130.9	ACC	12.08	9	1.5	20	**(20HA12) =22.66**
		V_4	20x430	170.11	2504.4	ACC	18	12.9	2.15	20	**(29HA12) =31.67**

Tableau V-17 : calcul des armatures verticaux

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	Choix
x-y	RDC+5 etage	V_1	20x490	149	3059.15	201	33	14.7	4.9	20	(30HA12) =33
		V_2	20x490	167.24	3037.71	207	33.8	14.7	4.9	20	(30HA12) =33.8

Tableau V-18 : calcul des armatures verticaux

V.2.4.a.2.Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0,6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0,6.f_{c28}=15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	Verificatio
X	RDC +5 etage	V_1	20x560	10.3	535.95	ACC	45.85	0.4	5.8	Cv
		V_2	20x340	46.99	106.06	ACC	24.88	0.1	4	Cv
(Y)	RDC+ 5 etage	V_1	20x530	64.03	4.10	ACC	41.85	0,3	0.7	Cv
		V_2	20x530	98.74	6.18	ACC	41.85	0,1	1.3	Cv
		V_3	20x300	23.15	21.20	ACC	22.6	0,1	1.3	Cv
		V_4	20x430	60	4.5	ACC	31.67	0.1	1	Cv
	s-sol	V_3	20x530	64.03	4.10	ACC	41.85	0,3	0.7	Cv
x-y	RDC+ 5 etage	V_1	20x429	778,94	183,15	ACC	20,36	1,6	8,5	Cv
		V_2	20x429	961,53	21,34	ACC	20,36	1,5	16,4	Cv

Tableau V-19 : vérification des armatures a ELS des voiles

V.2.4.b. Calcule des armateurs horizontaux :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1{,}4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Niveau	voile	S (cm2)	T (KN)	τ_U	situ	$[\tau_U]$	vérif.	$\emptyset_h$	$S_{h\ max}$ RPA	$S_{h\ max}$ CBA	$S_{h\ CHOI}$	$A_{h\ choie}$ (cm^2)
x	RDC +5 etage	20x560	1352	2.68	ACC	5	cv	10	30	40	20	37HA12
		20x340	1038	3.39	ACC	5	cv	10	30	40	20	22HA12
(Y)	RDC+5 etage	20x530	1334	2.79	ACC	5	cv	10	30	40	20	35HA12
		20x530	1075	2.25	ACC	5	cv	10	30	40	20	35HA12
		20x300	556	2.05	ACC	5	cv	10	30	40	20	20HA12
		20x430	964.2	2.49	ACC	5	cv	10	30	40	20	28HA12
x-y	RDC+5 etage	20x429	802.82	2.07	ACC	5	cv	10	30	40	20	28HA12
		20x429	763.09	1.97	ACC	5	cv	10	30	40	20	28HA12

Tableau V-20: calcul des armatures horizontaux

V.2.4.c. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épingles $\emptyset_t$
HA 8 à RL 16	RL 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Tableau V-21 : diamètre des armatures transversaux

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

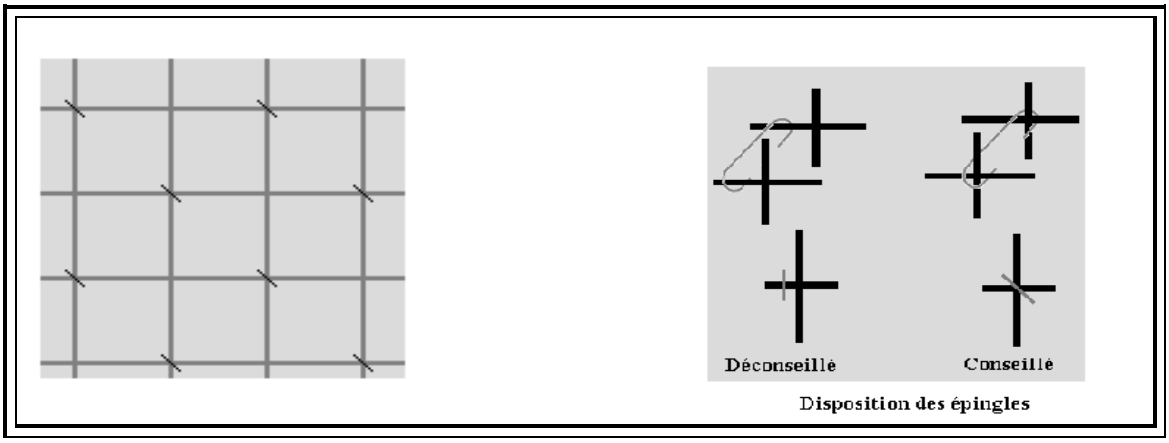


Fig. V-11 : disposition des armatures transversaux (épingles)

V.2.5. les voile avec ouverture :

V.2.5.a.les trumeaux :

V.2.5.a.1. Las armatures verticaux :

sens	voile	S	N	M	sit	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	Choix
(X)	T_1	20x155	633.63	233.63	ACC	SEC	7	4,65	1.55	20	**(10HA12)**
	T_2	20x155	342.2	151.74	ACC	SEC	7	4,65	1.55	20	**(10HA12)**
	T_1	15x145	294.63	159.21	ACC	SEC	6.6	4.35	**1.45**	20	**(10HA12)**
	T_2	15x145	325.9	127.7	ACC	SEC	6.6	4.35	**1.45**	20	**(10HA12)**
(Y)	T_1	15x228	3111.5	668.01	ACC	SPT	9.9	6.84	2.28	20	**(15HA12)**
	T_2	15x228	20.68	821	ACC	SEC	9.9	6.84	2.28	20	**(15HA12)**

Tableau V-22 : calcul des armatures verticaux

➢ **Vérification à E.L.S :**

sens	voile	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	$verification$
(X)	V_1	T_1	155X20	207.7	33.47	ACC	11.31	0.9	13.7	CV
		T_2	155X20	417.55	29.59	ACC	11.31	1.5	22.3	CV
	V_2	T_1	145X20	494.75	45.69	ACC	11.31	2	30	CV
		T_2	145X20	688.05	58.72	ACC	11.31	2,8	41	CV
(Y)	V_3	T_1	228X20	612.05	42.23	ACC	16.96	1.4	21.1	CV
		T_2	228X20	576.07	31.62	ACC	16.96	1.3	19.1	CV

Tableau V-23 : vérification des armatures a ELS des voiles

V.2.5.a.2. Las armatures horizontaux :

	Voile	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A_{final}
(X)	V_1	T_1	20	374	751	0.37	5	CV	10	20	9.57	**(20HA10)**	15.71
		T_2	20	374	774	0.38	5	CV	10	20	9.57	**(20HA10)**	15.71
	V_2	T_1	20	374	769.4	0.41	5	CV	10	20	9.57	**(20HA10)**	15.71
		T_2	20	374	740.66	0.39	5	CV	10	20	9.57	**(20HA10)**	15.71
(Y)	V_3	T_1	20	374	1048.8	0.48	5	CV	10	20	9.57	**(20HA10)**	15.71
		T_2	20	374	1551.8	0.52	5	CV	10	20	9.57	**(20HA10)**	15.71

Tableau V-24 : calcul des armatures horizontaux

V.2.5.b.les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandations réglementaires**

❖ **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad \textbf{[3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long ($\lambda > 1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court ($\lambda < 1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(V_1, V_2) \; ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

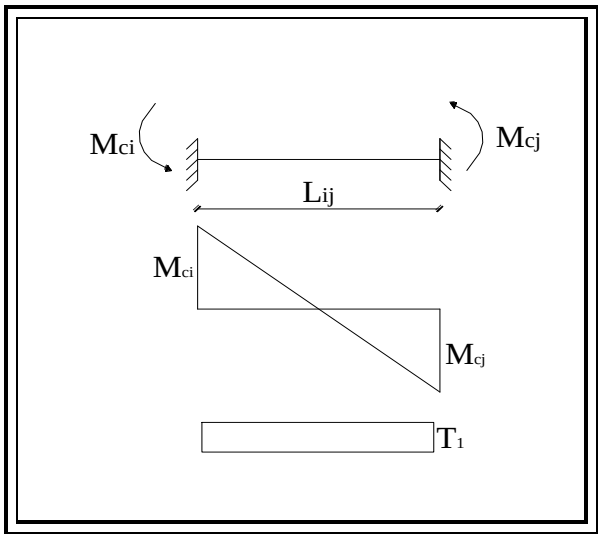


Fig. V-12 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b > 0,06f_{28})

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]} \qquad V = V_u \quad \text{(sans majoration)}$$

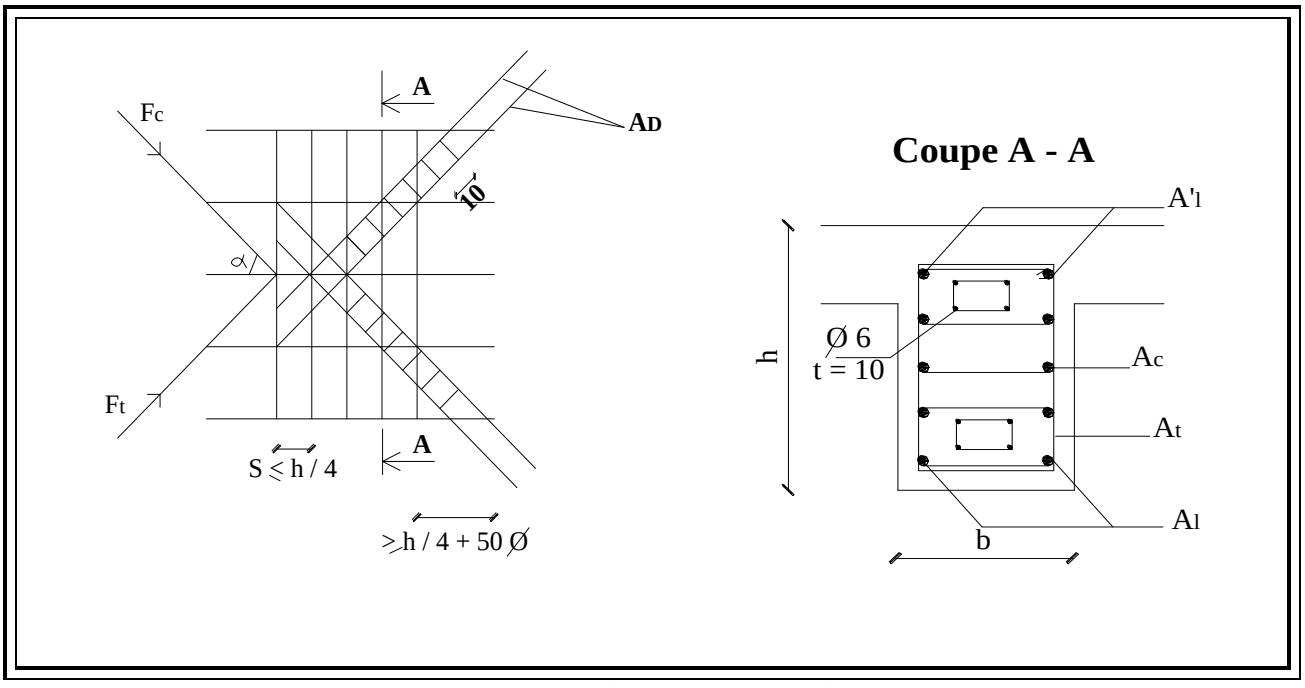


Fig. V-13: Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

- $A_l \geq 0{,}15\,\%\,b.h$
- $A_c \geq 0{,}2\%\,b.h$

$$\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq 0{,}06\, f_{c28} \\ A_D = 0{,}15\ \%\,b.h & \text{si} \quad \tau_b > 0{,}06\, f_{c28} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0{,}15\,\%\,b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28} \\ A_t \geq 0{,}25\,\%\,b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0{,}025\, f_{c28} \end{cases}$$

V.2.5.c.Calcule de ferraillage suivant l'axe X :

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

V.2.5.c.1.Les armatures longitudinaux :

			h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≤1.5	M	Al (cm²)	A min	St (cm)	Choix	A fin
Voile1	X	T1	2.20	20	120	133.31	0,45	Flexion simple	74.41	8.6	3.6	20	8HA12	9,05
Voile2		T2	220	20	120	257.67	0,91	Flexion simple	73.72	8.6	3.6	20	8HA12	9,05
Voile3	Y	T3	220	20	120	177.77	0,	Flexion simple	55.63	19.52	3.6	20	8HA12	9,05

Tableau V-25 : Calcul de l'armature longitudinal de linteaux

V.2.5.c.2.Les armatures transversaux :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

		Λ	**Vu**	**Mci (kn.m)**	**V1 (kN)**	**V2 (kN)**	**Tmin**	S (cm)	At	Choix
T1	**X**	0.55	133.31	773.82	1289.71	266.62	266.62	15	0.45	2HA8=1.01
T2		0.55	257.67	773.82	1289.71	515.24	515.24	15	0.45	2HA8=1.01
T3	**Y**	0.55	177.77	773.82	1289.71	355.64	355.64	15	0.45	2HA8=1.01

Tableau V-26 : Calcul de l'armature transversal de linteaux

VI.3. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VI.3.1. introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il constitue un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations

VI.3.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2.** Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous Epaisseur 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40 pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur e = 20cm.

La hauteur de mur égale à 4.35 m. composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

VI.3.3. Détermination des sollicitations :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le

frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

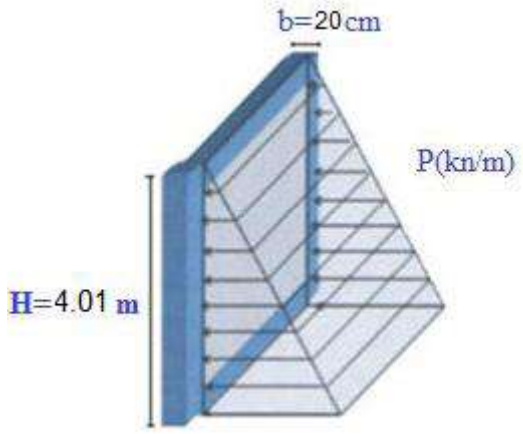


Figure VI.9 : voile périphérique

VI.3.4. Méthode de calcul:

Le voile périphérique est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre cotés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée

horizontale (P) due au poids des terres

$P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile

ka: coefficient de poussée loi de Rankine : $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

φ': angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

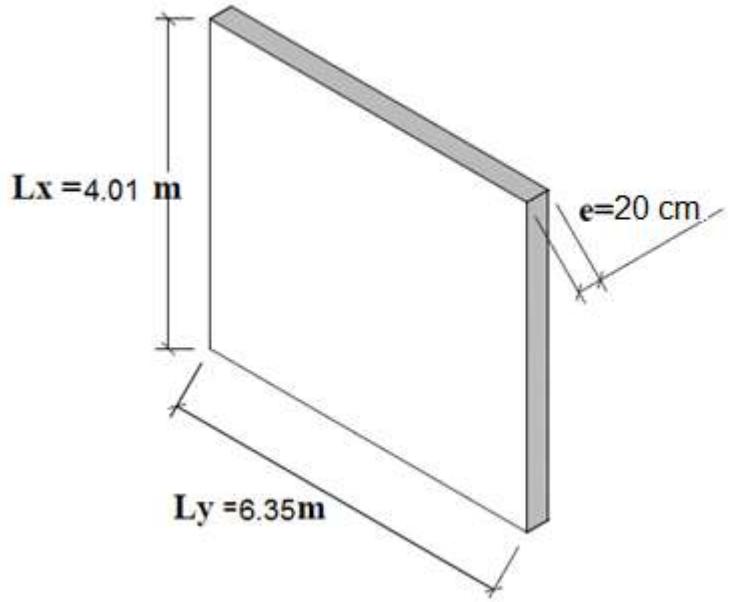
φ ' = 33°

γ = 19.1 KN/m3

H = 4.01 m

Ka = $tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{33}{2}\right)$ = 0.295

Donc : P = $\frac{1}{2}$ x0.295x19.1x$(4.01)^2$ = 41.30 KN/m



2

Figure VI.10 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.3.5.Calcul des moments:

Le voile périphérique est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul

du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture puisque la fissuration est

considérée comme préjudiciable

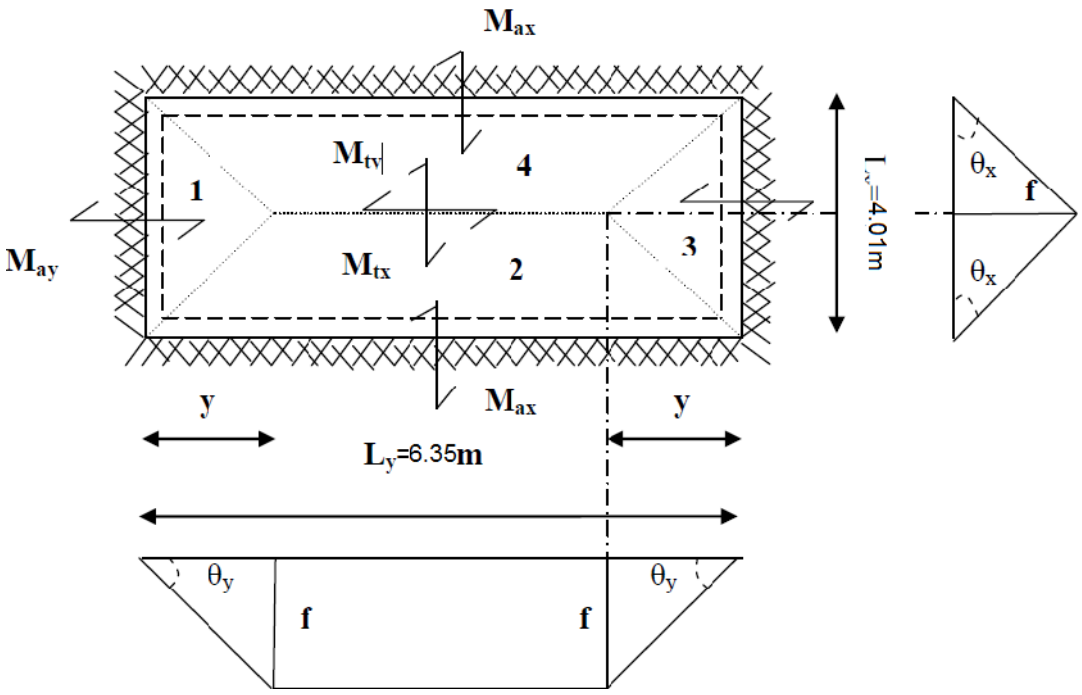


Figure VI.11 : Les lignes de ruptures dans le panneau.

On a : $T_{ext} = T_{int}$

- **Travail externe**

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

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

$T_{ext}^{1} = \mathrm{P\ f}\left(\frac{1}{6} l_x \ \mathrm{y} \right)$

$T_{ext}^{2} = 2\ T_{ext}^{2''} + 2T_{ext}^{2'} = \mathrm{P.f.}\left(\frac{1}{4} l_x \ l_y - \frac{1}{6}. l_x \ .\mathrm{y} \right)$

Donc : $T_{ext} = \mathrm{P.f.}\left(l_x \ \frac{1}{2} l_y - \frac{1}{3} \mathrm{y} \right)$

Avec : Lx=4.01m ; Ly=6.35 m

T_{ext} =(10.2-1.13y) P.f

Travail interne :

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

$T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$; $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$

T_{int}^{1} = 1.5 M . $l_x \frac{f}{y}$

T_{int}^{2} = 3 M . $f \frac{l_x}{l_y}$

Donc : T_{int} = 3M $\left(\frac{L_X}{Y} + 2\frac{L_Y}{L_X} \right)$ f

Avec : Lx=4.01m ; Ly= 6.35 m

Principe du travail virtuel :

$T_{ext} = T_{int}$

$\frac{dp}{dY} = 0 \Longrightarrow$ M = 0.60 P

- **E L U :**

P_u = 1.35 *41.30 =55.75 KN/m

Le calcul se fait pour une bande de un (1) m de largeur

M_U = 0.6 *x* 55.75 = 33.45 KN/m

VI.3.6. Calcul du ferraillage

On a : $\rho = \frac{L_Y}{L_X} = \frac{4.01}{6.65}$ = 0.63 Donc la dalle travaille suivant les deux directions

La fissuration est Préjudiciable

En travée :

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 13 cm

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{33.45.10^3}{14.2x100x(14^2)} = 0.120$$

β = 0.929

$$A = \frac{M}{\sigma.\beta.d} = \frac{33.45.10^3}{348x0.929x14} = 7.39\ cm^2$$

On choisit : A = 7 T 12 = 7.92cm² avec : esp = 15 cm

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b .b.d^2} = \frac{16.73.10^3}{14.2x100x(14^2)} = 0.061$$

β = 0.966

$$A = \frac{M}{\sigma.\beta.d} = \frac{16.73.10^3}{348x0.929x14} = 3.5\ cm^2$$

On choisit: **A = 5 T 10 = 3.92cm²** avec : **esp = 20 cm**

Condition de non fragilité:

A_{min} =0.1%S A_{min} = 1.5 cm^2

En travée: A = 7.92cm² >1 .5cm² **(C.V).**

Aux appuis**:** A = 3.50 cm² >1 .5cm² **(C.V).**

VI.4 .Vérification de l'espacement

$\boldsymbol{S_t}$ = 20 cm ≤ min(3.h ; 33 cm) = 33 **cm**

Armatures de répartition: $A_t \geq \frac{A}{4}$

En travée $\boldsymbol{A_t}$ **= 1.98** cm²

Aux appuis $\boldsymbol{A_t}$ **= 0.98** cm²

On choisit : At = 4 T 8 = 2.01 cm².

VI.5 . Vérification de l'espacement:

S_t = 25 cm ≤ min $\left(4.h\ ;\ 45\ cm\right)$ = 45 **cm**

VI.6 . Vérification de l'espacement:

: $\left(\qquad\qquad\right)$

$\tau_u = \frac{V_U}{b.d} \leq \left[\tau_u\right] = 0.07.\frac{f_{c28}}{1.5}$ =1.16 MPa

$V_x = \frac{p_m \ .l_x.l_y}{2l_y + l_x} = \frac{22.3x\ 4.01x\ 6.35}{2x4.01+6.35}$ =56.70 KN/m

$V_y = \frac{p_m \ .l_x.l_y}{3l_y} = \frac{22.3x\ 4.01x\ 6.35}{2x4.01}$ =47.20 KN/m

τ_u = 0.405 MPa ≤ $\left[\tau\right]$ = 1.16……..C.V

D'ou alors

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

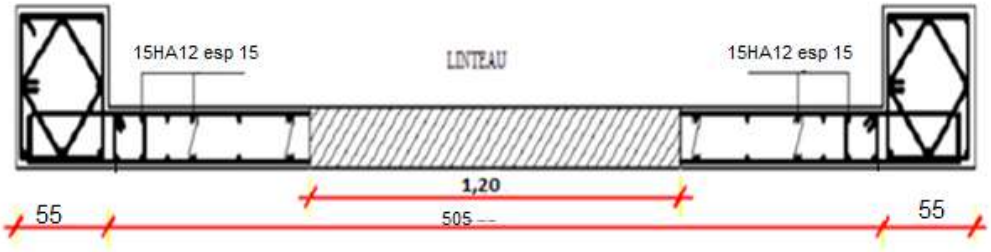


Fig. V.14 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture

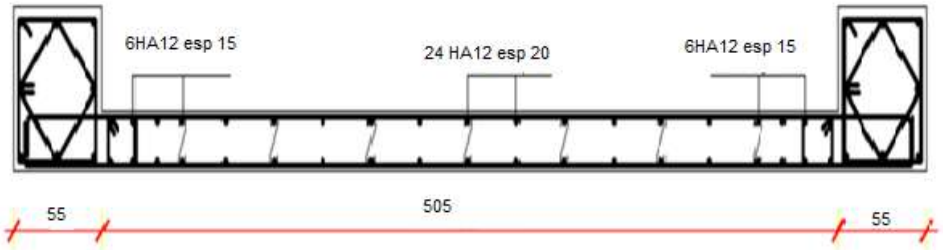


Fig. V.15: Disposition des armatures dans les voiles V1d'épaisseur 20 cm

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux….).

La distance minimale entre la sous face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.

- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction 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.

Le rapport du sol **[5]** donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature marno argileuse
  - De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - Argiles peu plastique.
  - De moyenne compressibilité
  - Peu gonflant
  - De Moyenne cohésion c=0.832 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

-Type d'ouvrage à construire.

- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.

- semelles filantes sous poteaux

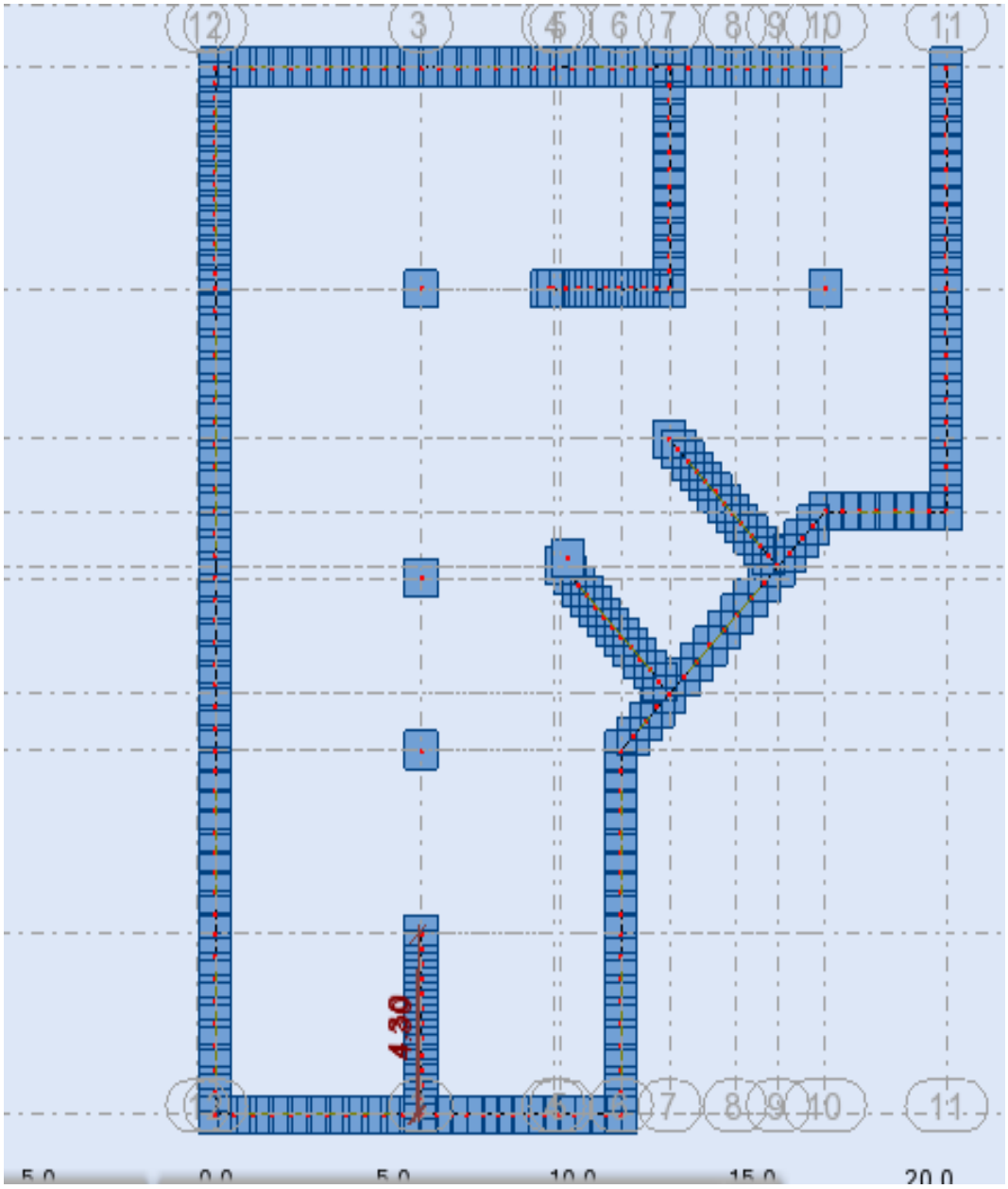


Figure VI.1 :plan des semelle

VI.4.1. 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 notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

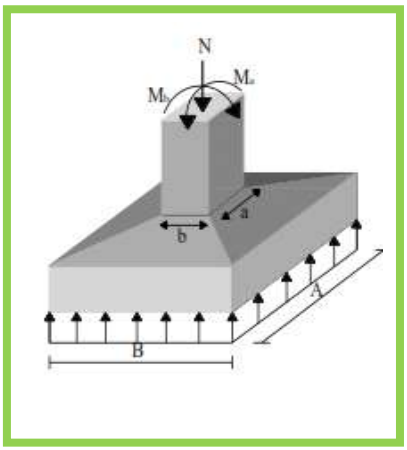


Figure VI.2: Semelle isolée sous poteau.

VI.4.2. Dimensionnement des semelles isolées:

Semelle	N_{ser} (KN)	B(m)	A(m)	$B_{choisie}$(m)	$A_{choisie}$(m)	h (cm)
SI 1	1326.79	2.35	2.35	2.50	2.50	60
SI 2	1758.51	2.7	2.7	3.00	3.00	65
SI 3	2035.41	2.9	2.9	3.2	3.2	70
SI 4	1760.24	2.7	2.7	3.00	3.00	70

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

VI.4.3 : Vérification les contraintes à l'ELS

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{Nser + Pp + Premblai + P_{semelle}}{S_f}$

Semelle	N_{Ser}	$P_{Semelle}$	P_p	$P_{remblai}$	$\sigma_{calculé}$	$\sigma_{calculé} \leq \sigma_s$
SI 1	1326.79	93.75	5.4	64.67	0.238	CV
SI 2	1758.51	146.25	4.95	86.96	0.222	CV
SI 3	2035.41	179.2	4.50	90.40	0.226	CV
SI 4	1760.24	157.2	4.5	79.05	0.222	CV

Tableau VI.2:Vérification les contrainte des semelles isolées

VI.4.4.Vérification du chevauchement entre les semelles :

- **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation).

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

.

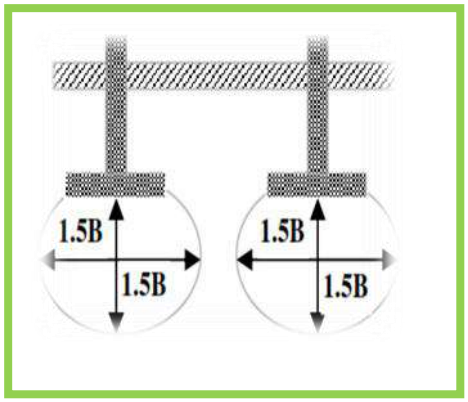


Figure.VI.3:Les bulles de pression

On a :

L≥1.5(B1+B2)/2

VI.4.4.a : Vérification de chevauchement Suivants x :

Semelle	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	Vérifier
S_1 , S_2	4.1	2.5	3.00	3.75	C.V
S_2 , S_3	6.90	3.00	3.00	4.65	C.V

Tableau VI.3. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-x

VI.4.4.b : Vérification de chevauchement Suivants y :

Semelle	L	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	Vérification
S_3 , S_4	4.35	2.50	2.5	3.75	C.V

Tableau VI.4. Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.3 etVI.4) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles isolées.

. Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.5. Calcul des semelles filantes :

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

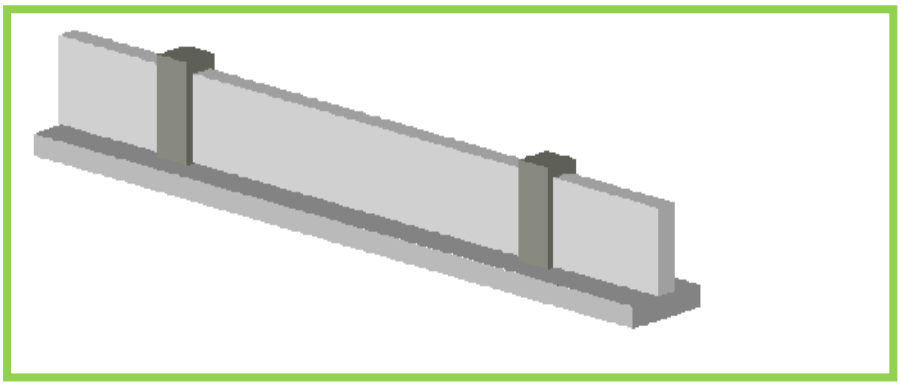


Figure VI.4: Schéma d'une semelle filante sous voile

VI5.1. Dimensionnement des semelles filantes :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- **∑N** : est la somme des efforts normaux.
- **∑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 :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.5.2 : Semelle filante sous voile

Semelle	L m	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN)	B calcul	$B_{choisie}$ m	H cm	D cm
SF1	25	4202,56	168,10	0.15	1.5	40	37
SF2	11,35	3007,42	264,970	0.71	1.5	40	37
SF3	8,7	2089,32	240,15	0.65	1.5	40	37
SF4	8,06	2113,82	262,26	0.63	1.5	40	37
SF5	3,40	709,99	208,82	0.46	1.5	40	37
SF6	10,60	2816,45	265,70	0.63	1.5	40	37
SF7	17,05	4864,48	285,30	0.64	1.5	40	37
SF8	5,30	2980,83	562,42	0.95	2.5	40	37
SF9	3,40	2484,54	730,74	1.1	2.5	40	37
SF10	4,29	1399,31	326,17	0.8	2	40	37
SF11	4,29	1233,61	287,55	0.79	1.5	40	37
SF12	4,30	1777,18	413,29	0.40	2	40	37

Tableau VI.5: dimensions des semelles filantes sous voiles à l'ELS.

VI.5.3 Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $$\sigma = \frac{N_{ser} + Pp + Premblai + P_{semelle}}{S_f}$$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

VI.5.4 : Semelle filante sous voiles :

Semelle	N (KN)	$p_{remblai}$	$p_{semelle}$	P_p	σ_{cal}	σ_{sol}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
SF1	4202,56	233,74	398,25	48,75	0.123	0.22	c.v
SF2	3007,42	233,74	193,5	24,38	0.18	0.22	**c.v**
SF3	2089,32	233,74	153,78	24,38	0.16	0.22	**c.v**
SF4	2113,82	233,74	144,15	32,5	0.18	0.22	**c.v**
SF5	709,99	233,74	74,25	16,25	0.14	0.22	**c.v**
SF6	2816,45	233,74	182,25	24,38	0.18	0.22	**c.v**
SF7	4864,48	233,74	279	40,63	0.20	0.22	**c.v**
SF8	2980,83	389,56	171,25	16,25	0.20	0.22	**c.v**
SF9	2484,54	389,56	123,75	8,13	0.21	0.22	**c.v**
SF10	1399,31	311,65	116,8	16,25	0.14	0.22	**c.v**
SF11	1233,61	233,74	87,6	16,25	0.16	0.22	**c.v**
SF12	1777,18	311,65	117	16,25	019	0.22	**c.v**

Tableau VI.6: vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et sous poteaux

VI.5.5: Vérification de chevauchement:

Semelle	L (m)	B1	B2	1.5(B1+B2)/2	1.5(B1+B2)/2≤L
SF1-SF12	5.75	1.5	2	2.63	c.v
SF3-SF12	5.60	1.5	2	2.63	c.v
SF10-SF11	4.30	2	1.5	2.63	c.v
SF9-SF7	5.30	2.5	1.5	3	c.v
SF8-SF6	7.75	2.5	1.5	3	c.v

Tableau VI.7 : Vérification de chevauchement Suivants x

VI.6 : Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur 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 répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

VI.6.1 : Armatures principales :

$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right)$; $ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	L(m)	Nu (KN)	Nu/ml (KN/m)	Ns KN	Ns/ml KN/m	A_u(cm²)	A_s(cm²)	A_{final} (cm²)	Es
SF1	25	9780,91	391,23	4202,56	168,10	3.32	4.17	7HA12=7.92	15
SF2	11,35	4844,55	426,83	3007,42	264,970	3.49	4.76	7HA12=7.92	15
SF3	8,7	3890,92	447,23	2089,32	240,15	1.88	2.71	7HA12=7.92	15
SF4	8,06	3374,36	418,65	2113,82	262,26	1.69	2.13	7HA12=7.92	15
SF5	3,4	1158,24	340,65	709,99	208,82	1.50	2.38	7HA12=7.92	15
SF6	10,6	4462,49	420,98	2816,45	265,70	4.36	4.95	7HA12=7.92	15
SF7	17,05	9327	547,13	4864,48	285,30	2.60	3.43	7HA12=7.92	15
SF8	5,3	4532,08	855,1	2980,83	562,42	3.46	4.35	7HA12=7.92	15
SF9	3,4	3102,18	912,4	2484,54	730,74	3.63	5.21	7HA12=7.92	15
SF10	4,29	2961,71	690,32	1399,31	326,17	2.26	2.84	7HA12=7.92	15
SF11	4,29	2372,76	553,09	1233,61	287,55	1.38	1.74	7HA12=7.92	15
SF12	4,3	4397,2	1022,6	1777,18	413,29	2.92	3.67	7HA12=7.92	15

Tableau VI.8: Armatures principales des semelles filantes.

VI.6.2 : Armatures de répartition :

$A_{rép} = A.B/4$

$ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Semelle	$A_{rép} = A.B/4$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF1	2.97	7HA12=7.92	12
SF2	2.97	7HA12=7.92	15
SF3	2.97	7HA12=7.92	15
SF4	2.97	7HA12=7.92	15
SF5	2.97	7HA12=7.92	15
SF6	2.97	7HA12=7.92	15
SF7	2.97	7HA12=7.92	15
SF8	4.95	7HA12=7.92	15
SF9	4.95	7HA12=7.92	15
SF10	3.96	7HA12=7.92	15
SF11	2.97	7HA12=7.92	15
SF12	3.96	7HA12=7.92	15

Tableau VI.9: Armatures de répartition de la semelle filante

VI.6.3: Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq$: ancrage courbe.

- $\leq l_s \leq$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF2	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF3	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF4	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF5	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF6	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF7	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF8	12	42.85	31.25	62.5	Courbe
SF9	12	42.85	31.25	62.5	Courbe
SF10	12	42.85	25	50	Courbe
SF11	12	42.85	18.75	37.5	Courbe
SF12	12	42.85	25	50	Courbe

Tableau VI.10:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.6.4 : Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF1	9780,91	60,44	0,006	1.5	0.375	C.V
SF2	4844,55	5,27	0,001	1.5	0.375	C.V
SF3	3890,92	3,81	0,001	1.5	0.375	C.V
SF4	3374,36	5,48	0,001	1.5	0.375	C.V
SF5	1158,24	5,00	0,004	1.5	0.375	C.V
SF6	4462,49	6,83	0,001	1.5	0.375	C.V
SF7	9327	53,84	0,005	1.5	0.375	C.V
SF8	4532,08	3,63	0,001	2.5	0.625	C.V
SF9	3102,18	18,21	0,005	2.5	0.625	C.V
SF10	2961,71	5,39	0,001	2	0.50	C.V
SF11	2372,76	10,85	0,004	1.5	0.375	C.V
SF12	4397,2	9,17	0,002	2	0.50	C.V

Tableau VI.11: Vérification de la stabilité au renversement.

VI.6.LES LONGRINES :

Selon le RPA 99 version 2003

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F= (N/ \alpha) \geq 20$ KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas α=12 (Zone II)

- **La section choisie : 30*30 cm^2**

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b **= 25 Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ **=18,48 Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Tableau VI.12: Les données

VI.6.1.Recommandation des règlements :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

B (cm²)	N_u (KN)	F (KN)	A_{Min}CB A (cm²)	A_{Min} RPA (cm²)	$A_{calculée}$ (cm²)	A choisie (cm²)
30*30	1579.25	131.60	0.9	4.5	3.03	6HA12=6.78

Tableau .VI.13 : Ferraillage longitudinal des longrines

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

□ □ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa,

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	1035.35	86.27	6HA12=6.78	20.93	202	CV

Tableau .VI.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

VI.7.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq \min [h/35; b/10]$ selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

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

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- $S_t = \min [h/4 ; 12\emptyset_l]$ …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq h/2$ ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

- Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- $S_t = \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin \alpha i)}$
-

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements

(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*30	0.038	24.7	2.01	7.5	15	1.35	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .VI.15 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

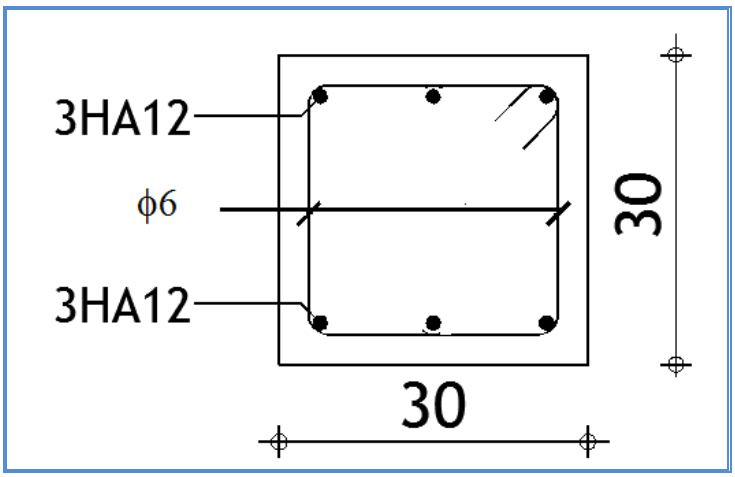


Figure.VI.5.Ferraillage de la longrine..

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de notre formation et c'est la meilleure occasion pour démontrer en évidence les connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

• L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

• Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le Robot 2010 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

• Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques

• Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

• Il est indéniable que l'analyse sismique consiste une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

• Le ferraillage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du Robot 2010) pour visualiser la

nature et l’acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

La conception d’un bâtiment ayant un comportement sismique idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Conception et calcule des structure e béton «HENRY THONIER ».
- Cours de formation

Logiciels :

- ROBOT version 23.0
- EXPERT BA 2009
- EXCEL