République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage mixte habitation +Commerce (RDC+5étages) Avec des portiques et voiles

Présenté par :

M^elle^ :Hassam sillia

M^elle^ :Sabour Djamila

Encadré par :

Mr. Skander Zakaria

Mr :Irki Ilyes

Promotion juin 2016



REMERCIEMENT

Au terme de ce travail ,nous tenons à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

Nous adressons nos plus sincères remerciements et toute nous gratitude, à :

Monsieur SKANDER Zakaria notre promoteur.

Et Monsieur IRKI Ilyes Co-promoteur

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MEDEA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner mon travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères amine et Oussama .

A mes sœurs Hadia et toute la famille.

A mes chers amis Sillia, Anissa, Saada ,Sarah et à tous mes amis

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spéciale dédicace à mon fiancé Hichem.

djamila

Je dédie cette mémoire à …

A ma très chère mère

Affable, honorable, aimable : Tu représentes Pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous le sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance ,durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon Père

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.

Rien au mon de ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A mes frères

A mes sœurs

A toute ma famille(Hassam et Ménia)

Qui ont été toujours présents pour les bons conseils.

Leur affection et leur soutien m'ont été d'un grand support

Dans ma vie professionnelle et personnelle.

Veuillez trouver dans ce modeste travail ma reconnaissance pour tous vos efforts.

A mes chères amies :Saada DJimi , Amira , Sarah,

A mon professeur MANSOUR YOUNES

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

SILI

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية مكونة من(طابق أرضي +خمسة طوابق)
ذات استعمال سكني وتجاري المقرر في ولاية تيبازة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة(عارضات و أعمدة +
جدران خراسانية مسلحة) قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في
الجزائر:
*القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
*قواعد الخرسانة المسلحة.
تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات
برنامج
لحساب الهياكل«**ROBOT version 23.0**» .
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude d'un bâtiment comprenant un RDC et 5étages à usage d'habitation et commerce
dans le cadre de la construction de 668 logements à Wilaya de TIPAZA, cette région est classée comme une zone de sismicité élevée (zone III).
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte par voile et des portiques.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien .
L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« ROBOT version 23.0 »**.
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations

Abstract

The aim of this project is a study of a building consisting of ground floor and a five – storey habitation and commerce
for residential use in Wilaya TIPAZA r, the region
is classified as a high seismicity zone (zone III).
The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed
System of wind-bracing (frames + shells).
The design and the calculation of the reinforcement of all elements resistant of reinforcement of
all resistant elements were done according to the Algerian rules
The seismic study was conducted by the numerical method based on the finite element
method through the **« ROBOT version 23.0** » software.
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation

Sommaire

Remerciement……..…….....
Dédicace ……..…….....
Résumé …….
Sommaire……
Liste des tableaux ……...……...
Liste des figures …… ……
Notations …… ...…… … ……...
Introduction générale …… ……...… ……

CHAPITRE I : IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

1.Introduction.....(1)
I.2. caractéristique géométriques de l'ouvrage .....(1)
I.2.1. Les dimensions du bâtiment en plan .....(1)
I.2.2. Les dimensions du bâtiment élévation .....(1)
I.2.3. Système de contreventement.....(1)
I.2.4. Planchers.....(1)
I.2.5. Maçonnerie.....(1)
I.2.6. Revêtements.....(2)
I.2.7. L'acrotère.....(2)
I.2.8. Les escaliers.....(2)
I.2.9. Infratructure.....(2)
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....(2)
I.3.a Les propriétés des atériaux……..….(2)
I.3.1béton……..(2)
a. omposition……...……(2)
b. Résistance du béton [2] ……...(3)
c. Module d'élasticité: [2]…….……(3)
d. Coefficient de poisson…….….(4)
e. Contraintes limites ……(4)
e.1. Etat limite ultime « E.L.U »……..(4)
e.2. Etat limite de service « E. L. S »……...….(5)
I.3.2.Les aciers……..(5)
I.3.2 1. Types d'acier ……...…(5)
I.3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier [2]……..……(5)
I.2.3. Contraintes limites : Y……..…….….(5)
I.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : [2]……..…(5)

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

II.1. Introduction……(7)
II.2. prédimensionnement des planchers……(7)
II.2.1. Plancher à corps creux ……(7)
II.2.2. Les dalles pleines ……(7)
A. Critère de résistance……(7)
B. Sécurité contre l'incendie ……(7)
C. Condition d'isolation acoustique……(8)

II.3. Evaluation des charges et surcharges ……(8)
II.3.1.plancher terrasse……(8)
A.1. Planchers corps creux ……(8)
A.2.Plancher dalle pleine ……(9)
II.3.2.plancher courant ……(9)
A.1. plancher corps creux ……(9)
A.2.Plancher dalle pleine ……(10)
II.3.3.Balcon …… (11)
II.3.4. Maçonnerie……(11)
A. Murs extérieurs (double cloison)…… (11)
B. Murs intérieurs (simple cloison)……(12)
II.4. Prédimensionnement des poutres ……(12)
II.5-Les poteaux ……(14)
II.5.1-Etapes de pré dimensionnement ……(14)

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf [2]……(15)

II.5.3. Calcul de l'effort Nu……(16)
II.5.4. la surface reprise par le poteau ……(16)
II.5.5 Descente des charges ……(17)
a. Charges d'exploitation ……(17)
b. Charges permanentes et Nu ……(18)
II.5.6 Vérification selon le RPA99 version 2003 ……(19)
II.5.7. Vérification aux zones nodales : (RPA99v2003)……(19)
II.6. Pré dimensionnement des voiles :……(20)

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère ……(21)
III.1. 1.Introduction ……(21)
III.1.2. Principe de calcul ……(21)
III.1.3. Évaluation des des charges et surcharges……(21)
III.1.4.Détermination des efforts ……(21)
III.1.5.Calcul de ferraillage……(22)
III.1. 5.a.vérification à E.L.U ……(22)
III.1.5.b.Vérification à l'E.L.S……(23)
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant……(26)
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……(26)
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme……(26)

III.2-Les escaliers……(27)
III.2.1- Terminologie ……..……..(27)
a. Verification de l'equation de «BLONDEL »……..……..…..(29)
b. Determination de l'epaisseur……..……...(29)
c. Angle d'inclinaison de la paillasse……..……..(30)
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges……(30)
III.2.2.b. Charge d'exploitation …….....(30)
III.2.3. Détermination des efforts …….....(30)
III. 2.4. Détermination des efforts…….....……(31)
III.2.5.a : Evaluation des charges et surcharges…….……(35)
III.2.5.b : Charge d'exploitation ……..…..(35)
III.2.6. Détermination des efforts ……..……(35)
III.2.7. Ferraillage des escaliers …….……...(37)
III.2.8. A. Condition de non fragilité …….……(38)
III.2.8.B. Les armatures de répartition ……..(38)
III.2.8.C. Vérification de l'espacement…….….(38)
III.2.8.D. Vérification de l'effort tranchant……(39)
III.2.8.E. Vérification à l'E.L.S …….….(39)
III.2.8.F. Vérification de la flèche.....(39)
III.3. Calcul de la console sous paillasse …….....(41)
Calcule des efforts …….……(42)
a) Ferraillage …….....…….(43)
III.4. Calcul des dalles……(45)
III.4.1. Introduction……..…..(45)
III.4.2. Méthode de calcul……..…(45)
III.4.2.a.Principe de calcul …….....….(46)
III.4.3. Calcul des actions ……..…..(46)
III.4.4. A.Calcul de la dalle pleine 1er type ……..…….(47)
III.4.4.A.a. Travail externe …….....…..(47)
III.4.4.A.b. Travail interne ……....(48)
III.4.B. Calcul de la dalle pleine 2ème type…….....…...(49)
III.4.B.1. Calcul de ferraillage de la dalle pleine……..…….(50)
III.4.B.2. Vérifications…….....……..…….(51)
III.5.calcul des poutrelles ……...……..…….(53)
III.5.1.Introduction …….....…..(53)
III.5.2.Dimensionnement des poutrelles ……...….(53)
III.5.3.Première étape : Avant le coulage de la table de compression…….....…….(53)
III.5.3.1.Evaluations des charges ……...(54)
III.5.3.2.Ferraillage : ……(54)
III.5.4.Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression …….....…..(56)
III.5.4.1.Méthodes de calcul …….....……(56)
III.5.4.1.a. la méthode forfaitaire ……...……(56)
III.5.4.1.b.Méthode de Caquot : (pour les poutres)…… …...(57)
III.5.5.Calcul des poutrelles après coulage de béton …….....…….(58)

a.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime…….....……(59)
b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service…….……..…..(60)
III.5.6.Ferraillage des poutrelles …….....…….(62)
a. Calcul des armatures longitudinales…….....…..(62)
b.Calcul des armatures transversales…….....……(64)

III.6 :.La dalle de compression……..……(68)

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

IV. Etude sismique……..……..(69)
IV.1. Introduction ……..(69)
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure …….....…...……(69)
IV.2.1 Centre de masse …….....…….…(69)
IV.2.2. Centre de torsion …….....….…(71)
IV.2. 3. Excentricité …….....……(73)
IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) …….....……...(73)
IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] …….....(73)
IV.2. 3.C. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] …….. (74)
IV. 3. Choix de la méthode de calcul …….....…..(75)
IV. 3.1. Introduction ……..……..……..(75)
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente …….....…(75)
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale …….(76)
IV.3.3.1. Principe ……..…..…….(76)
IV.3.3.2. Modélisation……..…….…….(76)
IV.3.3.3. Le spectre de réponse de calcul ……..…….…..(76)
a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]…….....……(76)
b. facteur de correction d'amortissement η: …….....(76)
c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]……..(76)
d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]……...(76)
e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]……..…..…(78)
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique . …….(79)
IV.4.1. Vérification de comportement …….…..…..(79)
IV.4.2. vérification de participation massique …… (80)
IV.4.3. Vérification des périodes ……...……..(81)
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
……...(82)
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement ……..……(83)
IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……. (84)
IV.4.5.2. Moment de renversement ……..…….. (87)
IV.4.5.3. Moment stabilisant ……..…..…….…(87)
IV.4.6. Vérification des déplacements …….....….(88)
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..…..…...….(90)
VI.4 8 Vérification des sollicitations normales: RPA ▸▸ [Art.7.4.3.1] ◂……. (92)

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Ferraillages des éléments structuraux ……..…..(93)
V.1.Ferraillage des poutres ……..…...(93)
V.1.1.Introduction ……..……...(93)
V.1.2. Les combinaisons des charges ……..……...(93)
V.1.3. Recommandations des règlements ……...…..…(93)
V.1.4.Ferraillage des poutres à l'ELU …….....(94)

a) Poutres principales ……..…(94)
b) Poutres secondaires ……..……..(95)
V.1.5 Vérification des contraintes à l'état limite de service ……..(96)
a)Poutres principales ……..(96)
b) Poutres secondaires ……...(97)
V.1.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants ……..…….(97)
V.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres ……..……..(98)
a)Poutres principales ……(98)
b) Poutres secondaires …… .(98)
V.1.8.Calcul des armatures transversales ……..…….(99)
V.1.9.Vérification de la flèche : « CBA : B.6.5.1 » ……...……(100)
V.2.Ferraillage des poteaux ……(103)
V.2.1 Armatures longitudinales ……...…(103)
a)Ferraillage des poteaux à l'ELU ……..……..(104)
b) Vérification des contraintes à l'E.L.S……..……..(105)
c)Détermination des contraintes de l'acier et de béton ……..……..(106)
d) Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant ……..……(107)
d.1) Justification de la contrainte de cisaillement ……..…..(107)
d.2) vérification des contraintes de cisaillements ……..…(108)
V.2.2.Armatures transversales……..……(108)
V.3.Ferraillage des voiles ……..……..(110)
V.31.Introduction ……..…..(110)
V.3.2. Les voiles pleins ……..…..…(111)
V.3.3.Voiles avec files d'ouvertures ……...…(111)
V.3.3.1. Les trumeaux ……...……(111)
V.3.3.2. Les linteaux ……(111)
V.3.4. Méthode de calcul ……(111)
V.3.4.1. Recommandations des règlements ……..…..…(111)
A. Armatures verticales ……(111)
B. Armatures horizontales ……(112)
C. Armatures transversales ……...……(113)
V.3.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux ……..…… (113)
V.3.5.Ferraillage des voiles pleins ……..(113)
V.3.5.1.Armatures verticales :……..……(113)
A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……..…(113)
B. Vérification des armatures à ELS ……...……(116)

V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux ……(118)
V.3.5.3. Armatures transversales ……..…..(118)
V.3.6.Ferraillage des voiles avec ouverture ……...….(120)
V.3.6.1.les trumeaux ……(120)
A. Les armateurs verticaux ……..……..…(120)
A.1. Détermination des armatures a l'ELU ……..….(120)
A.2. Vérification des armatures à ELS ……..…..(120)
B. Las armateurs horizontaux ……..….(121)

V.3.6.2. Les linteaux ……(121)
VI-1- Introduction……...….(126)
VI -2-Reconnaissance du sol (contrainte admissible) :……...….(126)
VI.3. Choix du type de fondation :…….……..(126)
VI.4.1. Calcul des semelles isolées :……(127)
VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:……...……(129)
VI.4.2. Calcul des semelles filantes :…….…..….(130)
VI.4.2.1. Domensionnement :……..(130)
VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes : ……(132)
VI.4.2.3.Ferraillage :……(132)
VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement :……...……(133)
VI.4.2.5. Vérification de la stabilité au renversement :……...…….(133)
VI.5. Ferraillage Longitudinal:…….……(134)
VI.5.1.Dimensionnement :……...……(134)
VI.5.2.Calcul des moments :……(135)
VI.5.3Armatures longitudinales :……...……..(135)
VI.5.4.Armatures de peau :…….…….……(137)
VI.5.5.Armatures transversales :……..(137)
VI.6.Ferraillage des longrines : …….……..(137)
VI.6.1.Recommandation des règlements : ……...……(138)
VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :……..……(138)
VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : ……...….(138)
VI.6.4.Calcul des armatures transversales : ……...……..(139)

Liste des figures

CHAPITRE I : IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Diagramme contraintes – déformations a l'ELU [2]…….……(5)
Figure I. 2 : Diagramme contraintes –déformations…….……(6)

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

Figure II.1 :Dimensions de la dalle pleine…… …….(8)
Figure II. 2 : Composants d'un plancher terrasse…… …….(9)
Figure II. 3 : Composants d'un plancher courant…… ….(10)
Figure II. 4 : Coupe du plancher à corps creux……(11)
Figure II. 5 : Dimensions du corps creux……(11)
Figure II. 6 : Coupe de mur en maçonnerie……..(12)
Figure II. 7 : schéma de la poutre……(13)
Figure II.8 : Section réduite du poteau……..(15)
Figure II. 9 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage…… ……..(17)
Figure II. 10 : Les poutres principales et poutres secondaires……(19)
Figure II. 11 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……(20)

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1 : L'acrotère……..(21)
Figure III. 2 : Section de B.A à l'ELU…… ……(22)
Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère…… ……(27)
Figure III.4: représentation d'un escalier…… ……(28)
Figure III.5:Dimensions de volée-1 et volée-3 …… … ….(28)
Figure III.6 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU…..…….. .….(32)
Figure III.7 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS……..… …(32)
Figure III.8 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U -Volée1…… … .(33)
Figure III.9 Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S -Volée1 et volée 3… .(33)
Figure III.10:-Dimensions de volée2……..…… .. …(33)

Figure III.11 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU…… ….(36)

Figure III.12 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS……(36)

Figure III.13.Schéma statique de la console……..(42)

Figure III.14 : Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS…..(42)

Figure III.15 : Ferraillage du consol sous paillasse……(45)

Figure III.16. La rupture de la dalle……...(47)

Figure III.17. Le déplacement des zones de ruptures de la dalle……...(47)

Figure III.18. Calcul de la deuxième dalle……..…(49)

Figure III.19 :dimensionnement de la poutre …….…..(53)

Figure.III.20 : Schéma statique de la poutrelle……...……(53)

Figure III.21: Choix de disposition des étaiements……(54)

Figure III. 22: Travée avec un seul étai au milieu…….…….(55)

Figure III. 23 : Travée avec deux étais espacés de 1.30 m……(55)

Figure III. 24 : Travée avec deux étais espacés de 0.95 m……(55)

Figure III.25 : Poutrelles à deux travées ……..……(58)

Figure III.26 : Poutrelles à Cinque travées ……...……(59)

Figure.III.27 :.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……..……(60)

Figure.III.28 :Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS…..……..(60)

Figure.III.29 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU…….(61)

Figure.III.30 :Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……...……(62)

Figure. III.31.Section de béton des poutrelles……..……(62)

Figure III.32. Disposition constructive des armatures……..……(64)

Figure.III.33.Disposition des armatures de la table de compression…..……..(69)

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

Figure IV -1 : Disposition des voiles…….(70)

Figure IV.2.disposition des voiles 3D……..……(71)

Figure IV-3 : dimension des voiles et poteaux...……(72)

Figure IV-4 : Position des centre de mas.……..(74)

Figure IV-5 : Spectre de réponse...…….(78)

Figure IV-6 : Le comportement des trois premiers modes…….(79)

Figure IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……(84)

Figure IV-8 : Distribution des forces sismiques……...…….(85)

Figure IV-9: Concentration des forcessismiques aux étages suivant X…… ….....(86)

Figure IV-10: Concentration des forcessismiques aux étages suivant Y…… ….(86)

CHAPITRE V :FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : Disposition des armatures des poutres principales (rive et intermédiaire). Terrasse……...… …..(100)

Figure V.2 : Disposition des armatures des poutres principales (rive)courant…….....(101)

Figure V.3 : Disposition des armatures des poutres principales (intermédiaire) courant…… …..(101)

Figure V.4 : Disposition des armatures des poutres secondaires (rive) terrasse…… …..(101)

Figure V.5 : Disposition des armatures des poutres secondaires (intermédiaire) terrasse……...……..… (102)

Figure V.6 : Disposition des armatures des poutres secondaires (rive) courant……...……...… …(102)

Figure V.7 : Disposition des armatures des poutres secondaires (intermédiaire) courant……..(102)

Figure V.8 : Disposition des poteaux……...……(103)

Figure V.9 : Vérification de la zone nodale.……(104)

Figure V.10 : disposition des armatures dans les poteaux……..(110)

Figure V.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles…….(113)

FigureV .12 dispostion de voile……..…… ……(114)

Figure V.13 : Les armatures transversales et les épingles des voiles……...(119)

Figure V.14 : La zone de recouvrement des voiles…….….(119)

Figure V.15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……...…….(123)

Figure V.16 : Armatures du linteau selon le RPA 99……...……..(123)

CHAPITRE VI : CALCULES DES FONDATIONS

Figure.VI.1 : Représentation initiale semelles isolées…….(127)

Figure VI.2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux……...…….(127)

Figure.VI.3 : Les bulles de pression.…….……(129)

Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux……..……(130)

Figure VI.5: Schéma d'une semelle filante sous voile……..……..(130)

Figure VI.7: La proposition finale des semelles……...……..(131)

Figure VI.8: Ferraillage des longrines…….(140)

Liste des tableaux

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse (corps creux)……..(8)

Tableau II.2. Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)……. (9)

Tableau II. 3. Charge permanente du plancher courant (corps creux)…….. (10)

Tableau II. 4. Charge permanente du plancher courant (dalle pleine) ……..(10)

Tableau II. 5. Charge permanente du balcon (corps creux)……..... (11)

Tableau II.6 Les charges permanentes sur des murs extérieurs…… (12)

Tableau II.7 Les charges permanentes sur des murs intérieurs……..(12)

Tableau II- 8 : Pré dimensionnement des poutres……. (13)

Tableau II- 9 : Calcul de $\overline{Nu}$. ……(16)

Tableau II.10 Détermination des charges d'exploitations……. (18)

Tableau II-11 : vérifications du (1.1Nu ≤ N u)……. (18)

Tableau II-12 : vérifications selon RPA 99 v 2003……... (19)

Tableau II-13 vérification aux zones nodales…… (19)

Tableau II- 14 : Pré dimensionnement des voiles……. (20)

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III- 1 : Évaluation des charges et surcharges……... (21)

Tableau III- 2 : Les efforts……. (21)

Tableau III- 3 : Les données…….. (22)

Tableau III-4-: G du palier de repos de l'escalier…….. (30)

Tableau III-5- Combinaison des charges de l'escalier ……. (31)

Tableau III-6- G de la paillasse de l'escalier ……..…….. (31)

Tableau.III.7.Détermination des efforts…… (32)

Tableau III-8-: G du palier de repos de l'escalier……..(35)

Tableau III-9- G de la paillasse de l'escalier……..(35)

Tableau III-10- Combinaison des charges de l'escalier…….(36)

Tableau.III.11.Détermination des efforts……..…..(37)

Tableau III.12. Les données……...(37)

Tableau III.13 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……(38)

Tableau III-14 : Les armatures de répartition…….(38)

Tableau III-15- Vérification de l'espacement…….(38)

Tableau III-16 : Vérification à l'E.L.S ……(39)

Tableau III-17 : Vérification de la flèche de l'escalier……...(41)

Tableau III.18 : Calcul des sections d'acier de la console ……..…(43)

Tableau III.19 : Récapitulation des résultats de la flèche…….……..(44)

Tableau.III.20.Les actions sur la dalle……(46)

Tableau.III.21. Travail externe de la 2ème dalle. ……..(49)

Tableau.III.22.Travail interne de la 2ème dalle……(49)

Tableau.III.23.Récapitulations des efforts internes ……...(50)

Tableau.III.24.Les données……...(50)

Tableau.III.25. Ferraillage de la dalle pleine……..(51)

Tableau.III.26.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….(52)

Tableau III-27 : Vérification de la flèche de la dalle …….(52)

Tableau.III.28. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

……...(59)

Tableau.III.29. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……(60)

Tableau.III.30. Moments et effort tranchants en appuis et en travées

des poutrelles à l'ELU……(60)

Tableau.III.31. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……(61)

Tableau.III.32.Calcul et vérification des armatures……...(63)

Tableau III.33. Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U……(63)

Tableau III.34. Ferraillages longitudinaux des poutrelles…….……(63)

Tableau III.35. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur

espacement……..…….…….(65)

Tableau.III.36. Vérification préliminaire de la flèche……(66)

Tableau.III.37. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles……...(68)

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

Tableau IV-1 : Calcul du centre de masse …….(71)

TableauIV-2 : Calcul du centre de torsion…….(72)

TableauIV-3 : Calcul d'excentricité théorique……...(73)

TableauIV-4 : Calcul d'excentricité accidentelle……...(74)

TableauIV-5 : Calcul d'excentricité totale…….(75)

TableauIV-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure…….(77)

TableauIV-7 : Le comportement des trois premiers modes……...(80)

Tableau IV-8 : Le comportement des trois premiers modes……..(80)

TableauIV-9 : Coefficient de participation massique…….(80)

TableauIV-10 valeur de Teme et Tnum…….(81)

TableauIV-11 : Calcul de la force sismique……...(83)

TableauIV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …… (83)

TableauIV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….……..….(85)

TableauIV-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..….(86)

TableauIV-15 : calcul du moment de renversement ……..……..…(87)

TableauIV-16 : calcul du moment stabilisant……..…….(87)

TableauIV-17 : Vérification de stabilisation……...……...(88)

TableauIV-18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X……(89)

TableauIV-19 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y……(90)

TableauIV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens X……(91)

TableauIV-21 : Vérification l'effet P-Δ sensY…….……(91)

TableauVI.22 vérifications des sollicitations normales …….(92)

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : ferraillage des poutres principales……...……(95)

Tableau V.2 : ferraillage des poutres secondaires.....(95)

Tableau V.3 : vérification des contraintes à l'ELS de P.P……..……..(96)

Tableau V.4 : vérification des contraintes à l'ELS de P.S…….(97)

Tableau V.5 : vérification des efforts tranchants des poutres principales
…….(98)

Tableau V.6 : vérification des efforts tranchants des poutres
Secondaires…….... (98)

Tableau V.7 : calcul des armatures transversales……..……(99)

Tableau V.8 : vérification de la flèche…….……(100)

Tableau V.9 : ferraillage des poteaux à l'ELU……..…….…..(105)

Tableau V.10 : détermination des contraintes du béton…….…….….(106)

Tableau V.11 :vérification des contraintes de cisaillement…….…….(108)

Tableau V.12 calcul des armatures transversales…….……(109)

Tableau .V.13 : Les données de calcul…….……(114)

Tableau V.14 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..…..(115)

Tableau V.15 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CB
…….……(116)

Tableau V.16 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins……....(117)

Tableau .V.17 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins……..…(118)

Tableau .V.18 : Diamètre des armateurs transversaux……..……..(118)

Tableau V.19 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux……..…..(120)

Tableau V.20 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux……...…..(120)

Tableau V.21 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux…….……(121)

Tableau V.22 : Détermination de la sollicitation de calcul des
linteaux…….... (124)

Tableau V.23 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales
des linteaux……...(125)

Tableau V.24 : choix d'armatures longitudinales et transversales
des linteaux……...……(125)

CHAPITRE VI : CALCULES DES FONDATIONS

Tableau.VI.1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées……(128)

Tableau.VI.2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..(129)

Tableau VI.3: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux ……...(131)

Tableau VI.4: vérifications des contraintes des semelles filantes…….……..(132)

Tableau VI.5: Armatures principales des semelles filantes…….(132)

Tableau VI.6: Armatures de répartition de la semelle filante……..…..(133)

Tableau VI.7:Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

périphériques…….……...….(133)

Tableau VI.8: Vérification de la stabilité au renversement…….(134)

Tableau VI.9: Dimensionnement de la poutre de libage……...…..(134)

Tableau VI.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……(135)

Tableau VI.11: Détermination des moments de la poutre de libage…….…….(135)

Tableau VI.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…….……..(136)

Tableau VI.13: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à

l'ELS……..……..(136)

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……...……..(136)

Tableau VI.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….(137)

Tableau .VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines ……..……(138)

Tableau .V.17: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines ……..…..(139)

Tableau .VI.18 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les

longrines……...……(139)

NOTATIONS

❖ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}: :Section d'acier maximale et minimale
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
A_{ver} : Section d'armatures verticales.
A_h : Section d' d'armatures horizontales.
A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
A_D : Section d'armatures diagonales.
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
TU : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
I_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.
S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.
S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

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

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
ζ : Contrainte normale.
η : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques ils sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées. La seule chose que nous pouvons prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face a ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommages ne s'effondrent pas. Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en oeuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences graves d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 version 2003 comme règlement parasismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone forte sismicité, comportant, un RDC et 5 étages réaliser à TIPAZA

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2010.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2010 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

I.1.Introduction:

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales TIPAZA consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation; réalisé en plan avec un contreventement mixte.

L'ouvrage étudié sera implanté à TIPAZA, classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99) version2003 comme une zone de haute sismicité (zone III)

Notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93 et RPA99 version2003.

I.2. caractéristique géométriques de l'ouvrage :

Le projet en question est composé de (06) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et cinq (05) étages courants avec terrasse inaccessible.

I.2.1. Les dimensions du bâtiment en plan :

- Longueur totale L_x=35.62m
- Largeur totale L_y=20.29m

I.2.2. Les dimensions du bâtiment élévation :

- Hauteur RDC h_{RDC}=3.23m
- Hauteur d'étage $h_{étage}$=3.23m
- Hauteur totale H_{tot} =19.38m

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur de 20m, donc selon le **RPA99** Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré Par des voiles.

I.2.4. Planchers:

Nous avons utilisé (**2**) deux types de planchers pour ce bloc, dont le rôle est de résister aux charges verticales et le transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Planchers à cops creux.
- Des dalles pleines pour les balcons.

I.2.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades

Extérieures.

I.2.7. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotere conçu en béton arme :

- 60 cm 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.2.8. Les escaliers:

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en

Béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.

I.2.9. Infrastructure:

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

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.3.a Les propriétés des matériaux

I.3.1 Béton

a. Composition

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, deciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas a lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment :** Le CPJ CEM II 42.5 est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq Ds \leq 5$) mm
- Graviers de dimension ($5 \leq Dg \leq 25$) mm

- **Eau de gâchage :** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [2]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, Mesurée à " j" jours d'âge.

- **Résistance caractéristique à la compression:**

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression ***(C.B.A 93, A2.1.1.1)*** à

L'âge de 28 jours *f c*28 exprimée en *MPa*

La résistance caractéristique à la compression *fcj* a l'âge de $j \leq 60$ jours, est

$$fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \qquad \text{pour ; } fc28 \leq 40MPa$$

$$fcj = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \qquad \text{pour ; } fc28 > 40MPa$$

Pour : $j \geq 60$ jours $fcj = 1.1fc28$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'ou : *fc28 =MPa* 25

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de *j* jours est conventionnellement définit par la relation :

- $\boldsymbol{ftj = 0.6 + 0.06\, fcj}$ avec fcj et ftj en MPa

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f\,cj \leq 60$ *MPa*

On aura donc pour 28 =25 *MPa* ⇒ 28 =2.1 *MPa*

c. Module d'élasticité: [2]

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{fcj}$ **(***MPa)* Ei28=32164,195 MPa.

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{fcj}$ **(***MPa)* Ev28= 10721,40 MPa.

- **Module d'élasticité transversale :**

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

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

d. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise a une Variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la sec tion}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- ν = 0,2 pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- ν = 0 pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limites :

En se référant au règlement CBA 93 (modifier 99), on distingue deux états limites.

e.1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont les déformations entrainent la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée fbu est donnée par :

$$\sigma b= \frac{0.85\ fc28}{\gamma b}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité

$$\gamma_b \quad \begin{cases} 1.5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

fc28 = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en negligent le fluage du béton.

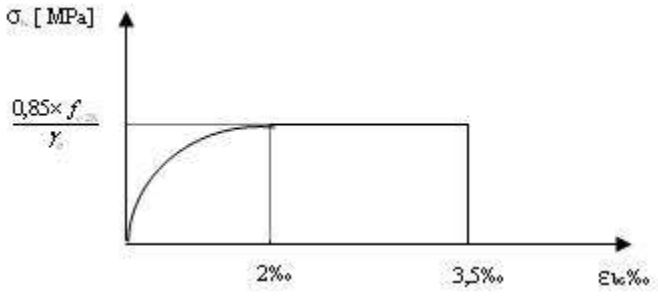


Figure I.1. Diagramme contraintes – déformations a l'ELU [2]

e.2. Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction ;

La contrainte limite de service est donnée par :

$\sigma bc = 0{,}6 * fc28$

Pour fc28 = 25 MPa on trouve : $\sigma bc = 15$ MPa

I.3.2.Les aciers :

3.2 1. Types d'acier **:**

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	FeE 400	$\phi 6 et \phi 8$	400
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 5$	520

3.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [$E_S=2.10^5$ MPa].

3.2.3. Contraintes limites : Y

- **Etat limite ultime (ELU) :**

3.2.3. a. Diagramme contraintes- déformations : [2]

Le diagramme contraint (σ**s**) – déformations (ε**s**) est conventionnellement défini ci-dessous :

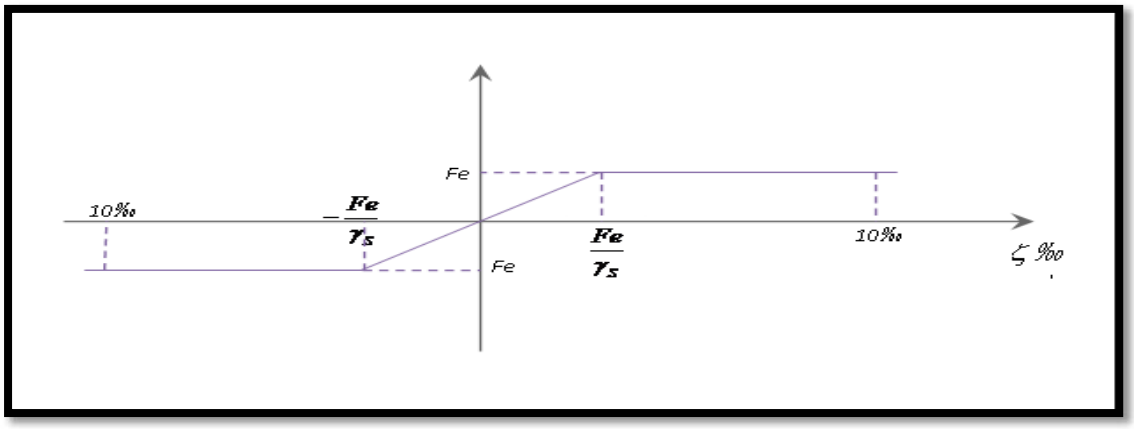


Figure I. 2 : Diagramme contraintes –déformations

σs = contrainte de l'acier a l'ELU

La contrainte de calcul, notée **σs** et qui est définie par la relation : $\boldsymbol{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma s}$

Avec :

γs : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1.0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ haute adhérence $\begin{cases} \sigma s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$
(fe = 400 MPa)

- **Etat limite de service (ELS) :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma s \leq \sigma = \text{Min}\left[\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta . ftj}\right]$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma s \leq \sigma = \text{Min}\left[\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta . ftj}\right]$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil. Le pré dimensionnement de la structure se base sur le principe de la descente des charges verticales et les règles qui sont mentionnées dans les règlements **RPA99 /version 2003, BAEL 91 version 99** et **CBA 93.**

II.2. prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.
La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\left(\frac{L}{25}\right) \leq \mathbf{ht} \leq \left(\frac{L}{20}\right)$$

Avec : L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

L = 4.66 m. 18.64cm $\leq$ **ht** $\leq$ 23.3cm

On prend: **ht = 20 cm** telle que ht = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).
e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **ht = (16+4) cm**.

II.2.2. Les dalles pleines :

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

A. Critère de résistance :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq ep \leq \frac{Lx}{40} \text{.....[7]}$$

ep : épaisseur de la dalle.

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq ep \leq \frac{Lx}{30} \text{.....[7]}$$

B. Sécurité contre l'incendie :

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

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

C. Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15cm

➢ **Vérification du critère de résistance :**

L_x : la plus grande portée.

$$\frac{466}{45} \leq ep \leq \frac{466}{40} \quad \Rightarrow \quad 10.66 \leq ep \leq 12$$

➢ La sécurité contre l'incendie : e_p=11cm

➢ Condition d'isolation acoustique : $_{ep=}$15cm, on prend e_p=15cm

➢ **Condition de la flèche :**

Si $l \leq 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq \frac{1}{500}$

Si $l > 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq \frac{1}{1000} + 0.5cm$

Pour les éléments en consoles :

Si $l \leq 2m \quad \Rightarrow \quad F \leq \frac{1}{250}$

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm.**

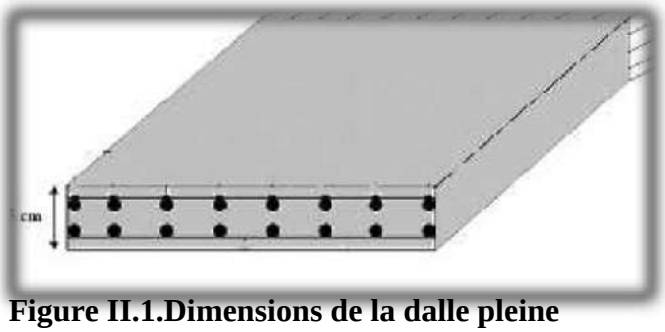


Figure II.1.Dimensions de la dalle pleine

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.plancher terrasse

A. Charges permanentes

A.1. Planchers corps creux :

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse (corps creux)

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ (KN/m3)	G (KN/m²)
1	Protection en gravillons	0,05	17	0,85
2	étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher en corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente G				**6.49**

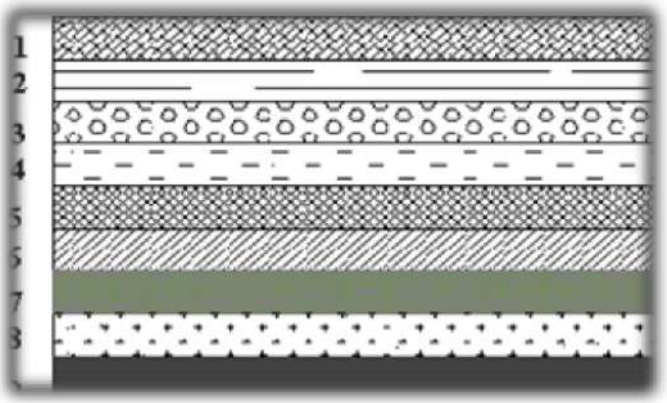


Figure II. 2 : Composants d'un plancher terrasse

A.2.Plancher dalle pleine :

Tableau II.2. Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Dalle pleine	0.15	25	3.75
8	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente G				**7.33**

B. Charges d'exploitations :

C. Terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m^2.**

II.3.2.plancher courant :

A. Charges permanentes :

A.1. plancher corps creux :

Tableau II. 3. Charge permanente du plancher courant (corps creux)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

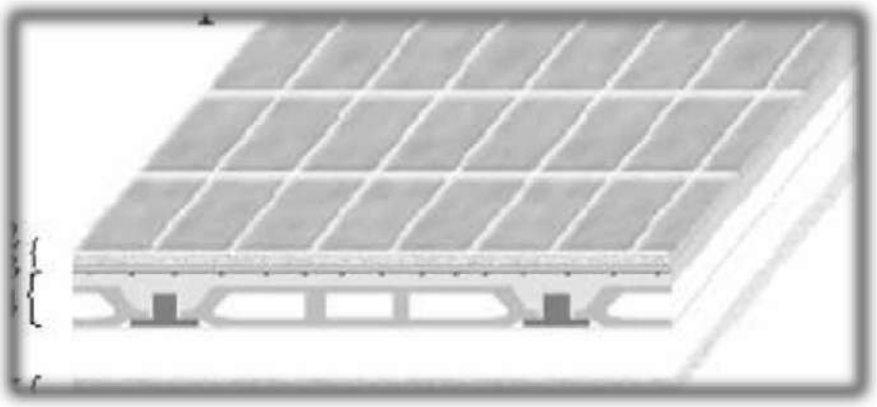


Figure II. 3 : Composants d'un plancher courant

A.2.Plancher dalle pleine :

Tableau II. 4. Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.4
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Enduit-en plâtre	0.02	10.00	0.2
5	Cloison légères	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.41**

B. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation **$Q=1.5KN/m^2$**

II.3.3.Balcon :

A. Charges permanentes :

Tableau II. 5. Charge permanente du balcon (corps creux)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
4	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
Charge permanente G				**3.66**

A. Surcharges d'exploitation : Q=3.5KN/m^2

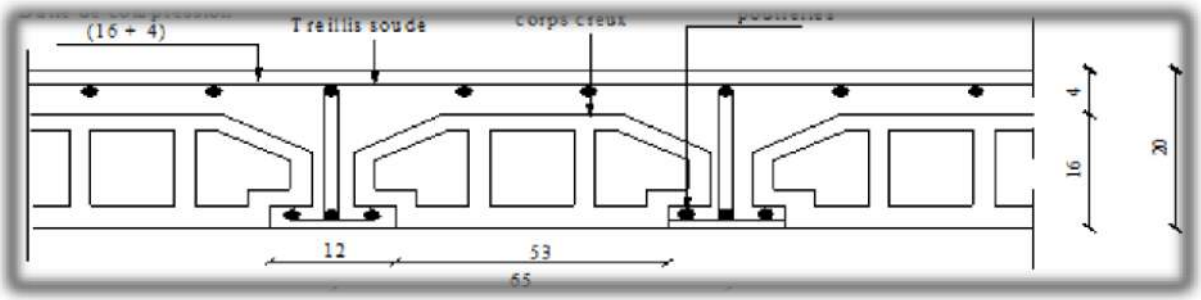


Figure II. 4 : Coupe du plancher à corps creux

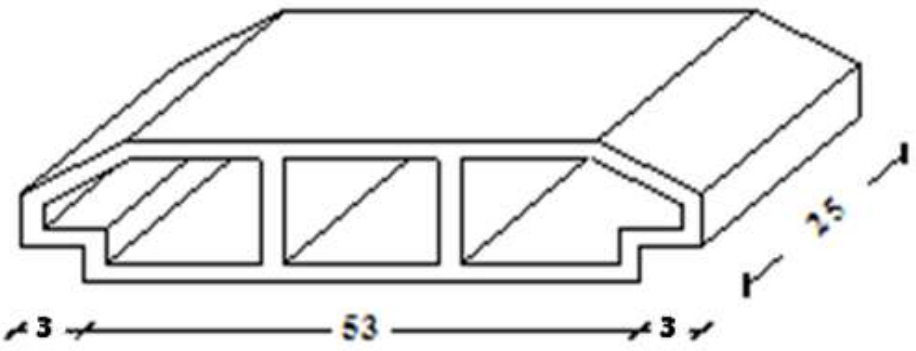


Figure II. 5 : Dimensions du corps creux

II.3.4. Maçonnerie

A. Murs extérieurs (double cloison)

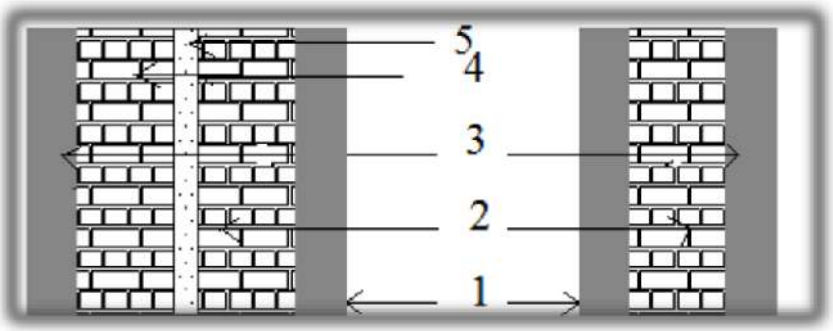
Tableau II.6 Les charges permanentes sur des murs extérieurs

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
TOTAL				2.52

B. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.7 Les charges permanentes sur des murs intérieurs

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ(KN/m3)	G (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
TOTAL				**1,62**



a-Double cloison b- simple cloison

Figure II. 6 : Coupe de mur en maçonnerie

II.4. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

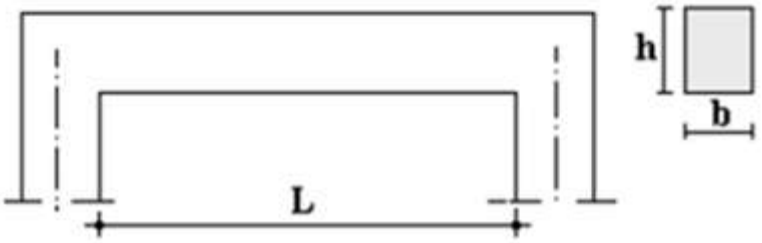


Figure II. 7 : schéma de la poutre.

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

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

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

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous.

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $Bmax \leq 1.5h+b1$

Tableau II- 8 : Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	Lmax= 4.66 m ⇒ 31.06cm ≤ h ≤ 46.6cm on adopte : h = 40cm ⇒ 12.00cm ≤ b ≤ 28.00cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 3.87m ⇒ 25.8cm ≤ h ≤ 38.7cm on adopte : h = 30.00 cm ⇒ 09.00 cm ≤ b ≤ 21.00 cm on adopte b = 30cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.00≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.086) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.07800) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h = 40cm ; b = 30cm**	**h = 30 cm ; b = 30 cm**

Vérification de la flèche : [2] ► Art [B.6.5] ◄:

Si : $l \leq 5m \Rightarrow F \leq \frac{l}{500}$

Si : $l > 5m \implies F \leq \frac{l}{1000} + 0.5cm$

L=4.66m≤ 5m $\implies F_{limite} = \frac{L}{500} = 0.932m$

➢ Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre G_p= 0.40 x 0.30 x25= 3 KN/ml
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 6.49 x (3.4 - 0.3) = 20.119 KN/ml.
- $Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.4) = 3.4 KN/ml.

Poids total: Ptot = Gp + Gplancher + Qplancher = 25.519 KN/ml.

Plancher courant :

- Poids propre du plancher courant : Gplancher = 6 x (3.4 - 0.3) = 18.6 KN/ml.
- Qplancher = 1.5 x (3.4)= 5.1 KN/ml.

Poids total: Ptot = Gp + Gplancher + Qplancher = 26.7 KN/ml.

Alors: on prend Ptot, max=26.7 KN/ml.

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5.P.L^4}{384.E.I}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12}; F \leq F_{limite}$$

$$F = \frac{12 \times 5 \times 26.7 \times (4.66)^4}{348 \times 32164.2 \times 0.30 \times (0.40)^3}$$

F= 0.35 m < 0.932m

Conclusion : Pour les poutres principales, on adoptera la section suivante :

(bxh)= (30x40) cm.

II.5-Les Poteaux :

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 pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1-Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

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.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha}$$ **[1]**

✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

✓ $\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

✓ α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

✓ $$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$ **[1]**

✓ **avec:** $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

✓ $\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

✓ $\mathbf{i} = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

✓ $i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

✓ $i = \dfrac{D}{4}$ $\quad I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

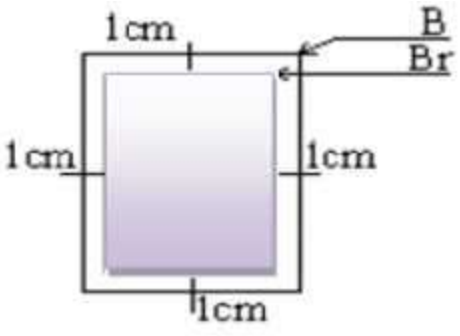


Figure II.8. Section réduite du poteau

II.5.2. Calcul de la longueur de flambement Lf [2]

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.

- L0 : dans les autres cas.
- L0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- L0 =3,23 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.

- Pour les étages courants et le RDC on a : Lf =0.7 L_0

II.5.3. Calcul de l'effort Nu

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

- Une section de (40x40) cm2 pour le RDC.
- Une section de (35x35) cm2 pour le 1er étage , le 2ème,.
- Une section de (30x30) cm2 pour, le 3ème et le 4ème étage 5ème.

Tableau II- 9 : Calcul de $\overline{Nu}$

NIV	dimension	Lf (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(cm2)	α	NU(KN)
5	30x30	2,26	26,11	25	900	784	0,90	0,76	1134,44
4	30x30	2,26	26,11	25	900	784	0,90	0,76	1134,44
3	30x30	2,26	26,11	25	900	784	0,90	0,76	1134,44
2	35x35	2,26	22,38	25	1225	1089	1,23	0,79	1618,09
1	35x35	2,26	22,38	25	1225	1089	1,23	0,79	1618,09
RDC	40x40	2,26	19,58	25	1600	1444	1,60	0,80	2183,58

II.5.4. la surface reprise par le poteau :

- Tous les étages:

St= (2.58+2.33+0.3)×(1.45+1.3+0.3)=15.89 m2

Sp= (2.58+2.33)×(1.45+1.3)= 13.54 m²

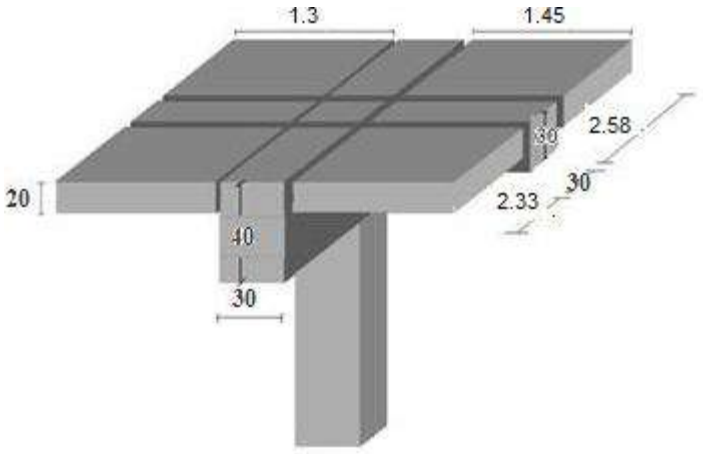


Figure II-9 : représentation du poteau le plus sollicité d'étage

II.5.5 Descente des charges :

a. Charges d'exploitation :

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

$$Q0 + \frac{3+n}{2n} \text{ x } (Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots..+Q_n)$$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

$Q0$: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du 4eme étage.

pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivante :
les surcharges des planchers sont différentes :

Plancher terrasse : Q0 = 1,00

Plancher 4è*me*étage : Q0+Q1 = 2,50

Plancher 2è*me*étage : Q0+0,95(Q1+Q2) = 3,85

Plancher 2è*me*étage : Q0+0,90(Q1+Q2+Q3) = 5,05

Plancher 1er*e*étage : Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4) = 6,10

Plancher RDC : Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) = 7,00

Tableau II.10 Détermination des charges d'exploitations

etage		Q(KN)	n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
le **5ème** étage	1	15,89	0		15,89
le 4è**me** étage	1.5	23,84	1	1	39,73
le 3è**me** étage	1.5	23,84	2	0,95	61,18
le 2è**me** étage	1.5	23,84	3	0,90	80,25
le 1er étage	1.5	23,84	4	0,85	96,93
RDC	1.5	23,84	5	0,80	111,23

b. Charges permanentes et Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de Poteaux de rive.

Tableau II-11 : vérifications du (1.1Nu ≤ N u)

	Eléments	G (kN)	∑G (kN)	Gcum (kN)	Qcum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{\mathbf{N}}$ **u** (kN)	1.1 Nu ≤**N u**
5è*me* étage	pp	15,51	117,21	117,21	15,89	182,06	200,27	1134,44	**cv**
	ps	6.79							
	pot	7,27							
	Plancher	87,63							
4è*me* étage	pp	15,51	110,59	227,79	39,73	367,11	403,82	1134,44	**cv**
	ps	6.79							
	pot	7,27							
	Plancher	81.06							
3è*me* étage	pp	15,51	110,59	338,38	61,18	548,59	603,44	1134,44	**cv**
	ps	6.79							
	pot	7,27							
	Plancher	81.06							
2è*me* étage	pp	15,49	113,18	451,57	80,25	729,98	802,98	1618,09	**cv**
	ps	6.78							
	pot	9,89							
	Plancher	81.06							
1ER étage	pp	15,49	113,18	564,75	96,93	907,81	998,59	1618,09	**cv**
	ps	6.78							
	pot	9,89							
	Plancher	81.06							
RDC	pp	15.47	116,18	680,93	111,23	1086,10	1194,71	2183,58	**cv**
	ps	6.77							
	pot	12,92							
	Plancher	81.06							

II.5.6 Vérification selon le RPA99 version 2003 :

Tableau II-12 : vérifications selon RPA 99 v 2003

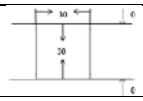
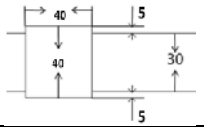
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**cv**
Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	Min (b, h) =30cm ≥ $\frac{he}{20} = \frac{3.23-3.23}{20}$ =14.4 cm	**cv**
$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$0.25 \leq \frac{b}{h}$=1 ≤ 4	**cv**

II.5.7. Vérification aux zones nodales : (RPA99v2003)

Il nous reste à vérifier :

- bmax ≤ 1.5h1+b1
- d ≤ Max ($\frac{b1}{2}$;$\frac{h1}{2}$)

Tableau II-13 vérification aux zones nodales

	Bmax (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	bmax≤ 1.5h1+b1	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	30	30	30	Oui	15	Oui
	30	40	40	Oui	20	Oui

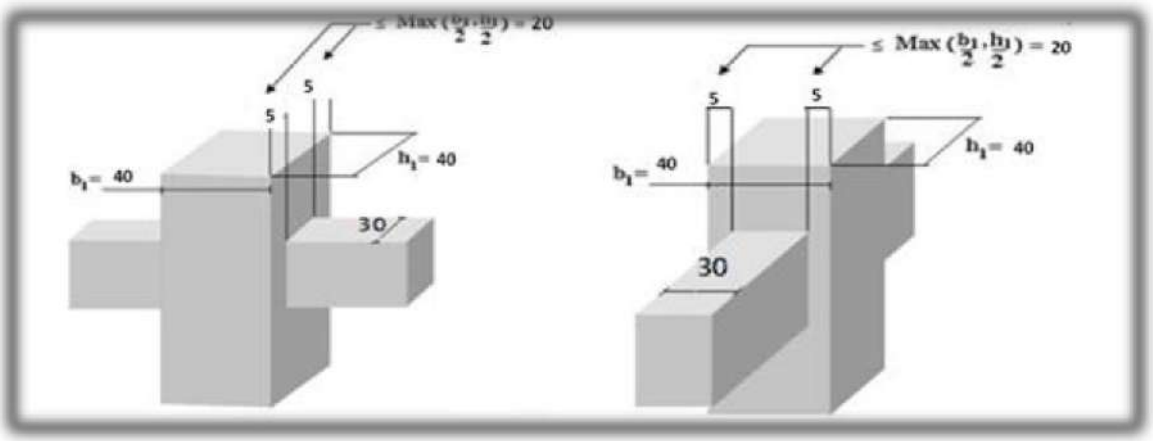


Figure II. 10 : Les poutres principales et poutres secondaires

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas

Contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de

Rigidité aux extrémités.

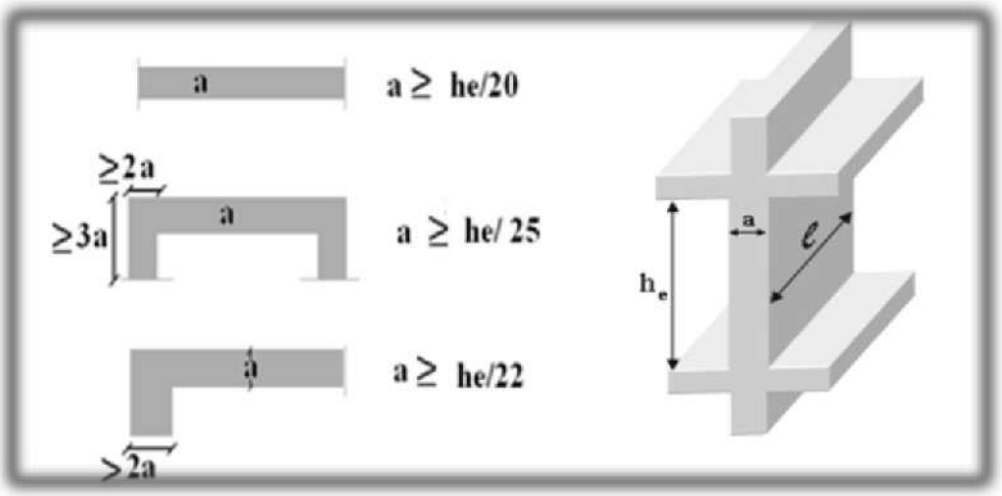


Figure II. 11 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- a ≥ max(15 cm ; $\frac{he}{25}$; $\frac{he}{22}$; $\frac{he}{20}$)

Donc : a ≥ max$\left\{15cm; \frac{h_e}{22}\right\}$

Tableau II- 14 : Pré dimensionnement des voiles

Niveau	h_e (cm)	A sans ouverture (cm)	A avec ouverture (cm)
5^{emé} étage	283	15	20
4^{emé} étage	283	15	20
3^{emé} étage	283	15	20
2^{emé} étage	283	15	20
1er étage	283	15	20
RDC	283	15	20

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère :

III.1. 1.Introduction :

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

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm 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 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

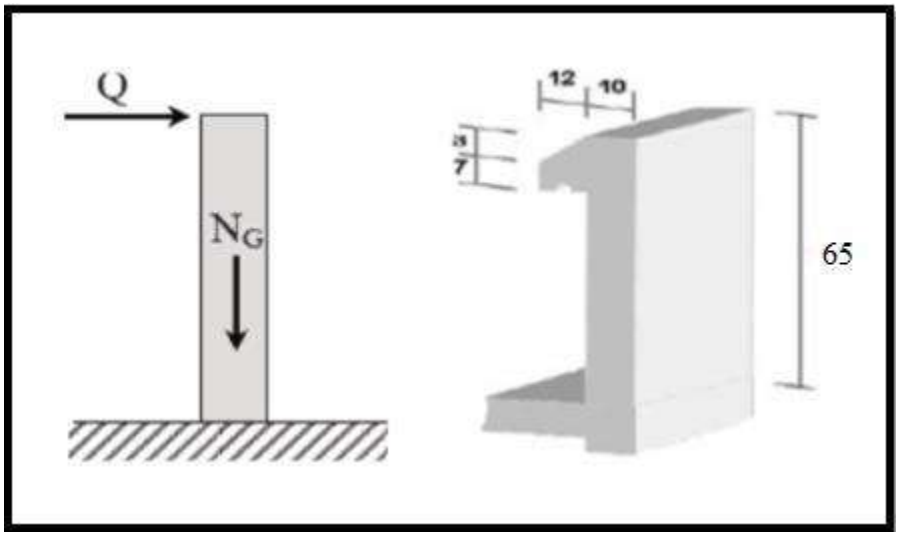


Figure III. 1 : L'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III- 1 : Évaluation des charges et surcharges

Charge permanent [KN/ml]	[(0,65.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0.03)/2)].25=1,755kN
Charge d'exploitation [KN/ml]	1

III.1.4.Détermination des efforts :

Tableau III- 2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
L'effort normal : N_U (KN)	1,35 * G= 1.35*1.755=2.369	G = 1.755
L'effort tranchant : T_U (KN)	1,5 * Q = 1,5*1=1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M_U (KN.m)	1,5 * Q * h =1.5*1*0.65=0.9	Q * h = 0.65

III.1.5.Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III- 3 : Les données

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	Sollicitations		
c’	2.5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			N_u	2.369	KN
Notations	Valeurs	Unités	M_u	0.9	KN.m
L_0	0,65	m	N_{ser}	1.775	KN
L_f	1,3	m	M_{ser}	0.6	KN.m

III.1. 5. a. Vérification à E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.90}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38.00$ cm

On a : $e_0 = 38.00\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ 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.

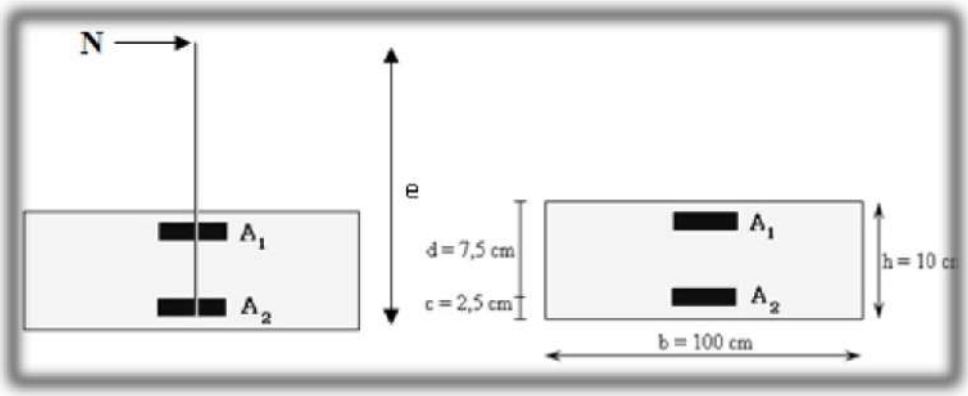


Figure III. 2 : Section de B.A à l’ELU

e= e_0 + ($\frac{h}{2}$ -c) ⇒ e= 40.5 cm

M1 =N*e ⇒ M1=0.96 KN.M

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M1}{\sigma_{bc} * b * d^2}$ ⇒ μ=0.012

μ=0.012 < μ_1 = 0.392 ⇒ $\begin{cases} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M1}{(\bar{\sigma}_S * b * d)}$ ⇒ A_1= 0.37 cm^2

N : effort de compression, alors : $A=A_1 - \frac{N}{100*\sigma_S}$ ⇒ A=0.30 cm^2

Et : A'=A'$_1$ = 0 cm^2

Donc : $\begin{cases} A = 0.30 cm^2 \\ A' = 0 cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000}$ = 1 cm^2 ; A_{min}=1 cm^2 > A = 0.30 cm^2 ⇒ A= A_{min} = 1.00 cm^2

- On adoptera : A = 4HA 8 = 2.01 cm^2

❖ **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$ ⇒ $0.50 \leq A_r \leq 1.005$; Donc, on prendra : A_r+ 4HA8= 2.01cm^2

❖ **Espacement :**

$S_t = \frac{100}{4}$ =25 cm ≤ S_{min}= min [3h=30cm ; 33cm] = 30cm

$S_{rép} = \frac{60}{4}$ = 15 cm ≤ S_{min}= min [4h=40cm ; 45cm] = 30cm

III.1.5.b.Vérification à l'E.L.S

Données: N_{ser} = 1.755 ; M_{ser} = 0.60 kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.775}$ =34.19 cm

$\frac{h}{2} - c$ =5-2.5=2.5 cm< e_0=34.19 cm

- On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{\beta_0 \upsilon_2}$

Où: Bo = b*h+ 15 (A_1 + A_2) ⇒ Bo = 1030, 15 cm².

$\nu_1 = \frac{1}{B_0}$ [$\frac{bh^2}{2}$ +15(A_1C_1+A_2d)] ⇒ ν_1=5.073 cm ; $\nu_2 = h - \nu_1$ ⇒ ν_2=4.926 cm

$I'_G = \frac{b}{3}$ ($\nu_1^3 + \nu_2^3$)+15[(A_1 (ν_1-c_1)^2 + A_2 (ν_2-c_2)^2] ⇒ I'_G= 8513.68 cm^4

Alors: $\frac{I'_G}{B_0 \nu_2}$ + 1.667 cm.

$M'_G = N_{ser}.CG'$; CG'=CG+GG' =CG+ ($\nu_1 - \frac{h}{2}$)=e_0-($\frac{h}{2} - c$)+($\nu_1 - \frac{h}{2}$) = 32.143cm

$\frac{M'_G}{N_{ser}}$ = CG' Donc : CG'= 32.143cm > $\frac{I'_G}{B_0 \nu_2}$ = 1.677 cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée. **(SPC).**

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

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

σ_s = 15 K (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= -3C^2 – 90 $\frac{A'}{b}$ (C-c') + 90 $\frac{A}{b}$ (d - C)

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C =$\frac{h}{2} - e$ = -31.69cm < 0''.

❖ Application numérique :

$\begin{cases} p = -2259.98 cm^2 \\ q = +40784.74 cm^2 \end{cases}$; Donc l'équation devient: y_2^3 – 2962.63 y_2 + 61520.87 =0

$\Delta=q^2+\frac{4p^3}{27}$ = -6.75 x10^7< 0 $\Rightarrow$ $\begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.991 \Rightarrow \varphi = 172.39° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 62.85 \end{cases}$

Les racines de l'équation sont:$y_2=\begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 33.80cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+120\right) = -62.78cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+240\right) = 29.98cm \end{cases}$

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

$$0<y_1 = y_2 + C <$$

Y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : y_2 =33.69 cm

$y_1=y_2+C$ = 2.0cm

$S_{xx'}=\frac{1}{2}$ b y_1^2 + 15[A'(y_1-c')-A(d- y_1)] donc : $S_{xx'}$=52.644cm^3

K=$\frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2369}{52644}$ = 0.0450 N/mm^3

σ_b=Ky_1 = 0.0450x20 = 0.90 MPa < $\bar{\sigma}_b$ = 0.6 f_{c28} = 15 MPa

σ_s = 15 K (d-y_1) = 15x0.0450x (75-20) =37.12 MPa

$\bar{\sigma}_s$ = Min [$\frac{2}{3}$ f_e=333.33 MPa ; 110$\sqrt{\eta f_{tj}}$=201.6

33 MPa] =201.633 MPa

σ_s=37.12 MPa < $\bar{\sigma}_s$=201.633 MPa

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui

Est égale à: $F=T_u-\frac{M_u}{0.9}$

$$F=1.5-\frac{2.369}{0.9\times0.075}=33.60\ KN$$

F< 0, Alors les armatures tendues en sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$\tau_u=\frac{V_u}{b.d}=\frac{1.5\times10^3}{1000\times75}$ =0.02 MPa

Et : $\bar{\tau}=min[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;4\ MPa]$ = 2.5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : τ_u =0.02 MPa < $\bar{\tau}_u$=2.5MPa

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

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

- ➢ Fp= 4.A.CP.WP. 5 ►►Art [6.2.3] ◄◄

  - A : coefficient d'accélération, [Modificatifs et compléments aux RPA99 (group d'usage 2, 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=0.25 ; C_P=0.80 ; W_P=1.755KN

    F_P=4x0.25x1.755=1.404 KN

    F_P=1.404 KN < T=1.5 KN …….. (Condition vérifié)

  Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

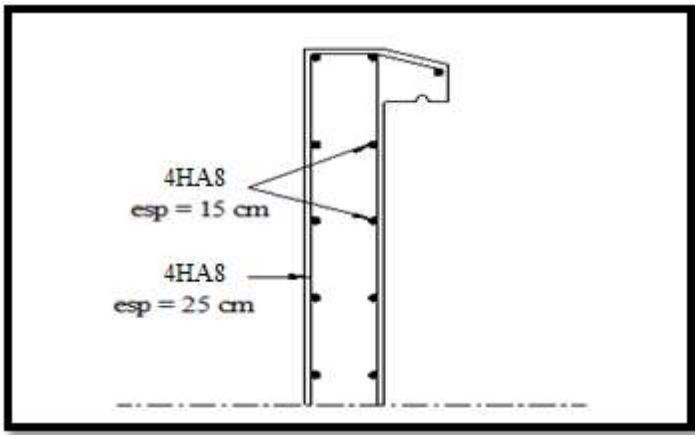


Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2-Les escaliers :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

III.2.1- Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de ***marches***, on appelle ***emmarchement*** la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle ***le giron***, « h » est la hauteur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle ***le mur d'échiffre***, la dalle oblique de béton qui porte l'escalier s'appelle ***paillasse***, la partie verticale d'une marche s'appelle ***contre marche***, ***la cage*** est le volume circonscrit courbe en hélicoïdale qu'on appelle ***le limon***, la projection horizontale d'un escalier laissé au milieu un espace appelé ***jour***.

Le collet est le bord qui limite l'escalier du coté du jour, ***la ligne de foulée*** est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on le suppose tracée à 0.50 en arrière du collet, on appelle ***échappée*** la hauteur libre verticale au dessus de l'arrête ou nez d'un marche, sa valeur minimale est de 2,00m, ***une volée*** peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18à 20 marchés, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un ***palier de repos;*** à chaque étage, l'escalier aboutit a un ***palier d'arrivée***, qui est en même temps ***palier de d'épart*** de l'étage au dessus.

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

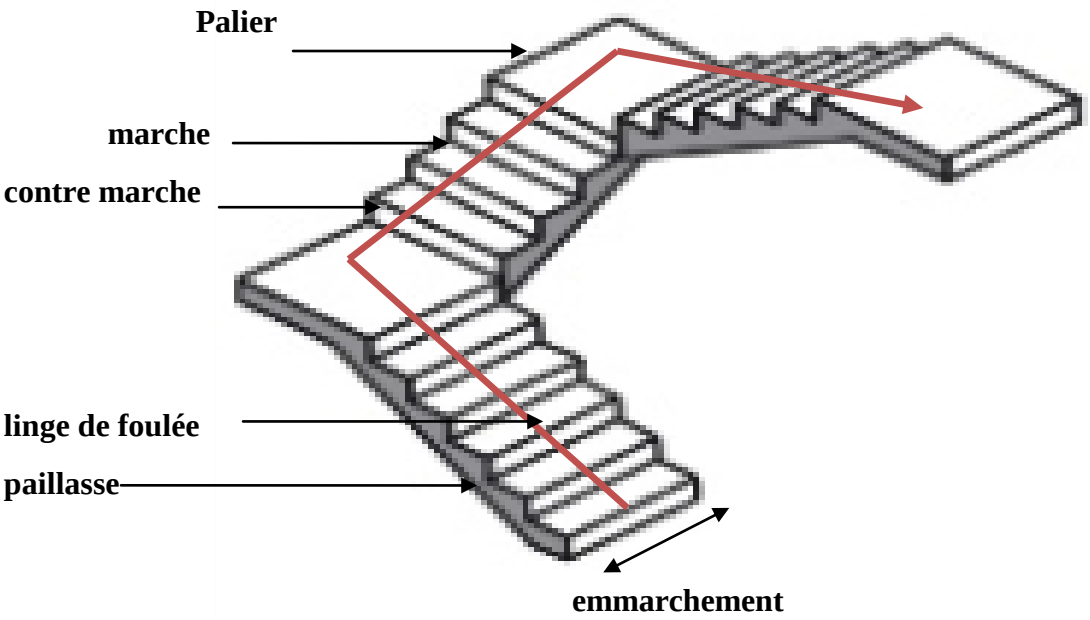


Figure III.4: représentation d'un escalier

notre escalier est de trois volée

le 1er volée et le 3eme sont symétriques

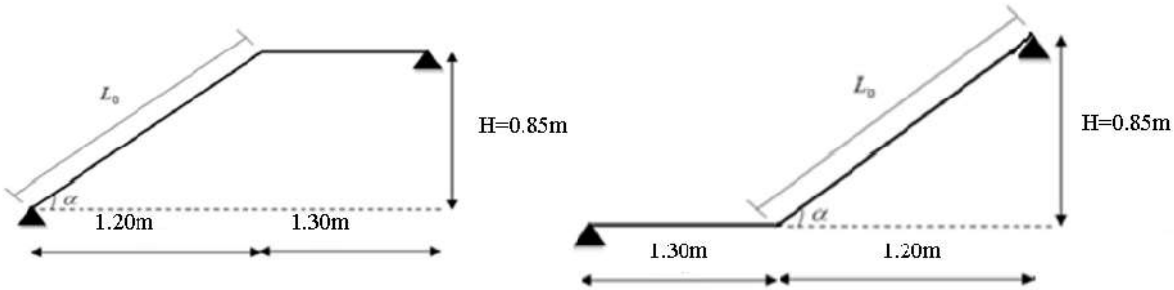


Figure III.5:Dimensions de volée-1 et volée-3

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

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

2h+g=64……(1)

n×h=H……(2)

(n-1)g=L……(3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

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

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

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=0.85cm ; L=120cm

$64n^2-n\ 345+170=0$

Solution

n1= 0.555 …….. refusée

n2= 4.83

donc on prend :

- le nombre de contre marche …….. n=5
- le nombre des marches ……n-1=4

h=$\frac{H}{n}$ = 0.17 en prend h=17cm

g= $\frac{L}{n-1}$ = 0.30 =30cm

a. Verification de l'equation de «BLONDEL »

$$\begin{cases} (59\leq(g+2h)\leq66)cm \\ (16\leq h\leq18)cm \\ (22\leq g\leq33)cm \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} 2h+g=64cm \\ h=17 \\ g=30\ cm \end{cases}$$ vérifiée

b. Determination de l'epaisseur :

Lo=$\sqrt{(0.85^2)+(1.20^2)}$

Lo=1.47m .

l =1.47+1.30=2.77m.

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

$\frac{l}{30}\leq e\leq\frac{l}{20}$ ☞ 9.23cm ≤ e ≤ 13.84cm.

On adopte**:** **e = 15cm.**

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{0.85}{1.20} = 0.708$

donc : $\alpha = 35.29°$

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III-4-: G du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique ($KN/m^{2)}$
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.360
TOTAL				5.490

III.2.2.b. Charge d'exploitation :

- Le palier Q = $2.5kN/m^2$.
- La paillasse Q=2.5 KN/m^2

III.2.3. Détermination des efforts :

Tableau III-5- Combinaison des charges de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique ($KN/m^{2)}$
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre du paillasse	0.15/cosα	25	4.447
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				8.312

A l'E.L.S $q_{ser} = G + Q$

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

Volée -1-

- **A L'ELU**

Tableau III-6- G de la paillasse de l'escalier

Volée1/volée2	**G($KN/m^{2)}$**	**Q($KN/m^{2)}$**	**q_U(KN/m^2)**	**q_{ser}(KN/m^2)**
Palier	**5.490**	**2.5**	**11.162**	**7.990**
Paillasse	**8.312**	**2.5**	**14.971**	**10.812**

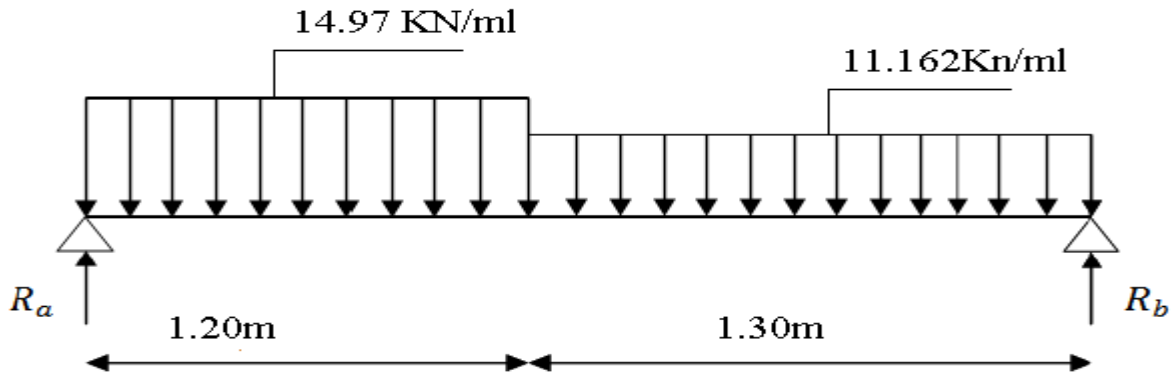


Figure :III.6 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU

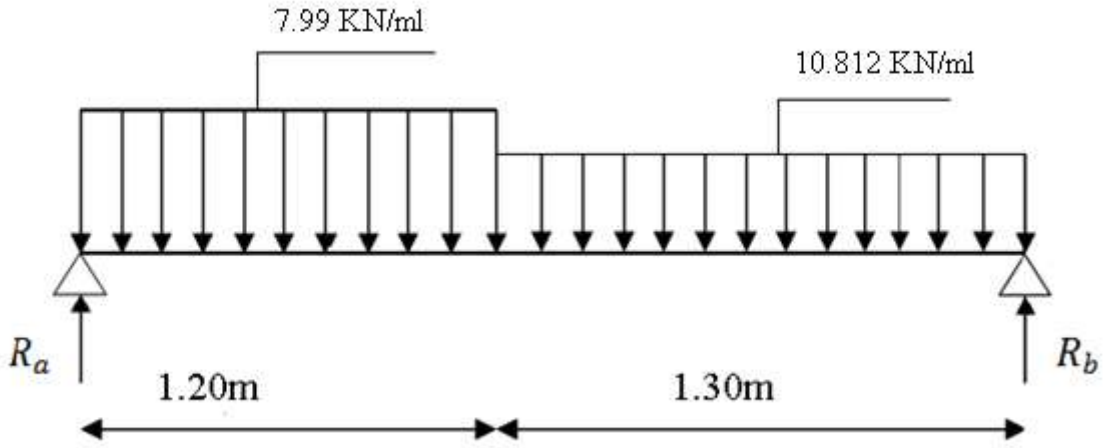


Figure :III.7 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS.

Tableau.III.7.Détermination des efforts.

	ELU	ELS
Les reactions	R_a = 17.42 KN R_b = 15.04KN	R_a = 12.56 KN R_b = 10.80 KN
Effort trenchant max	T_{max}=17.42 KN	T_{max}=12.56 KN
Moment max	M_{max}=10.14 KN.m	M_{max}=4.45 KN.m
Moment en travèe	M_t=8.62KN.m	M_t=3.78 KN.m
Moment sur l appui	M_a=5.07 KN.m	M_a=2.22 KN.m

.

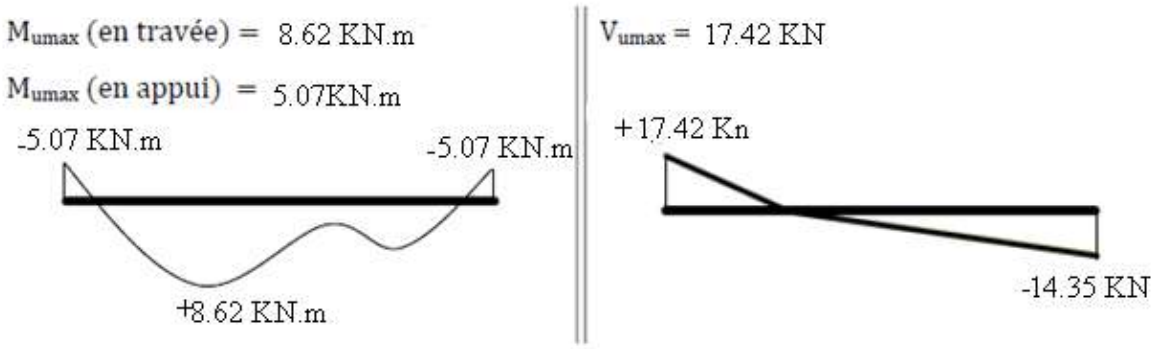


Figure III.8 :Diagramme des efforts du l'escalier à l'E.L.U -Volée1 et volée 3-

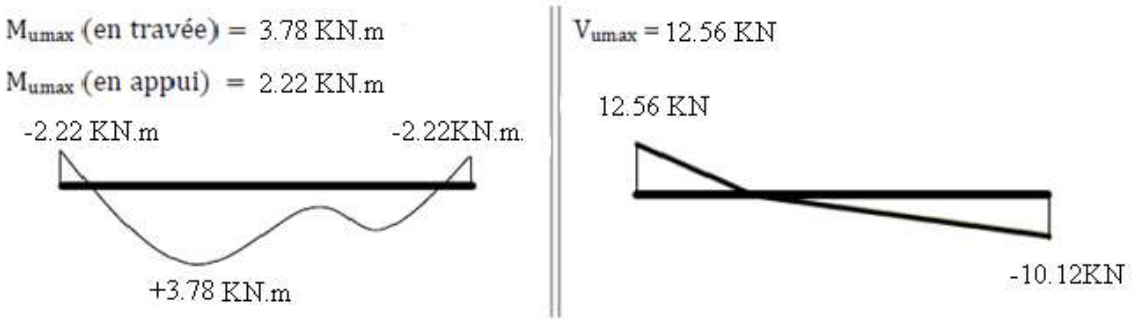


Figure III.9 Diagramme des efforts du l'escalier à l'E.L.S -Volée1 et volée 3 -

- **On prend le volée le plus défavorable (2éme volée):**

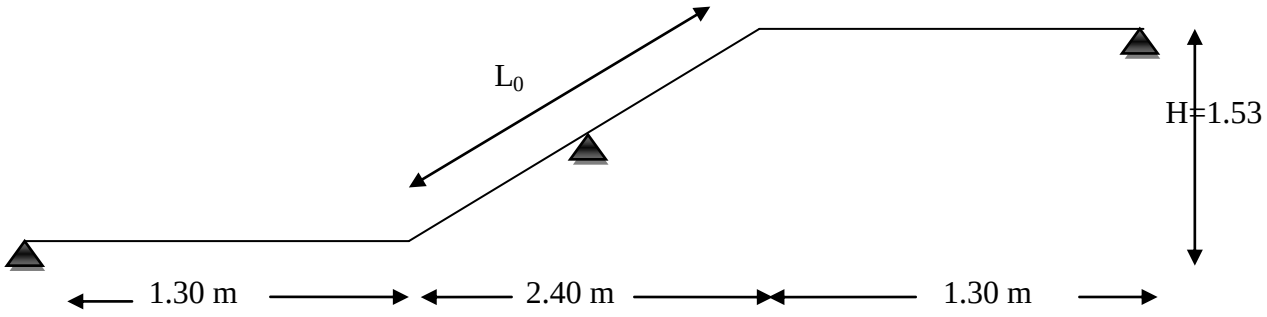


Figure .III.10:-Dimensions de volée-2

Vérification de la formule de BLONDEL :

On utilisant la formule de Blondel ►► **[Art 4.1.3]** ◄◄ pour déterminer g, h, n.

Avec:

- g: largeur de la marche.
- h: hauteur de la contremarche.
- n: le nombre de contremarches.

$$60cm \leq g+ 2h = 64cm \leq 64cm \ . \quad (c.v)$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.638$

donc : $\alpha = 32.51°$

$Lo=\sqrt{(1.53^2) + (2.4^2)}$

Lo=2.85 m .

l =2.85+1.30=4.15cm.

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

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$ ☞ 13.83cm ≤ e ≤ 20 cm.

On adopte**:** **e = 15cm.**

Détermination de n, g, h :

Et puisque (H=1.53m , L= 2.40m).

$64n^2 - (64+2H+L)n + 2H = 0$……..(*)

$64n^2 - 610\ n + 306 = 0$……..(*)

On obtient après la résolution de l'équation (*)

n=9

Nombre de marches	n - 1 = 8
Nombre de contremarches	n = 9
Hauteur de la contremarche	$h = \frac{H}{n}$ =17 cm

Largeur de la marche

☞ $g = \frac{L}{n-1}$; $g=\frac{240}{9-1}$ = 30 cm .

On prend g=30 cm.

III.2.5.a : Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III-8-: G du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique ($KN/m^{2)}$
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.360
TOTAL				5.490

Tableau III-9- G de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique ($KN/m^{2)}$
1	Carrelage	0.02	22	0.440
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre du paillasse	0.15/cosα	25	4.447
5	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				8.312

III.2.5.b : Charge d'exploitation :

- Le palier Q = $2.5kN/m^2$.
- La paillasse Q=2.5 KN/m^2

III.2.6. Détermination des efforts :

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

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

Tableau III-10- Combinaison des charges de l'escalier.

Volée1/volée2	G(KN/m$^{2)}$	Q(KN/m$^{2)}$	q_U(KN/m^2)	q_{ser}(KN/m^2)
Palier1	**5.490**	**2.5**	**11.162**	**7.990**
Palier2	**5.490**	**2.5**	**11.162**	**7.990**
Paillasse	**8.312**	**2.5**	**14.971**	**10.812**

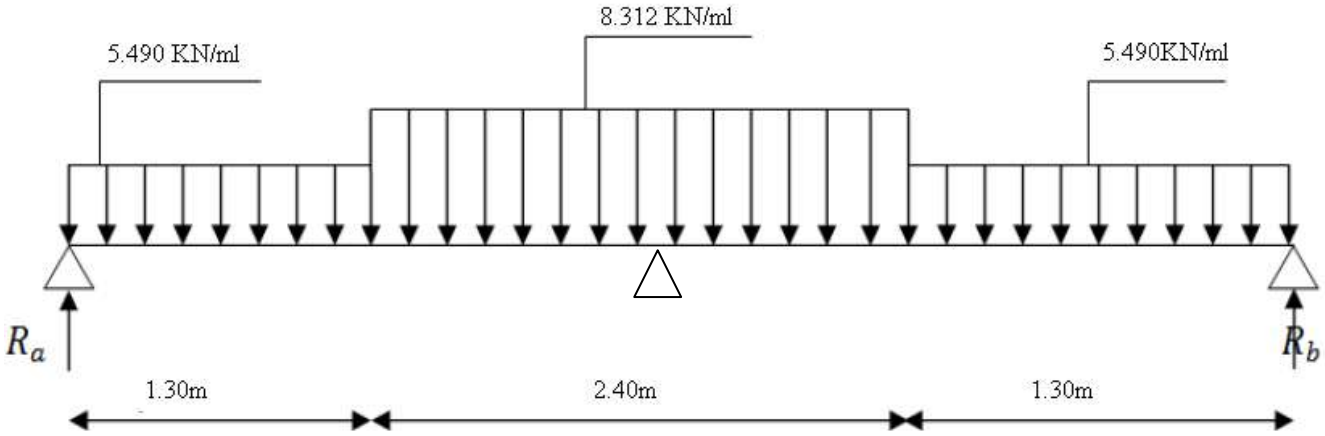


Figure III.11 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELU.

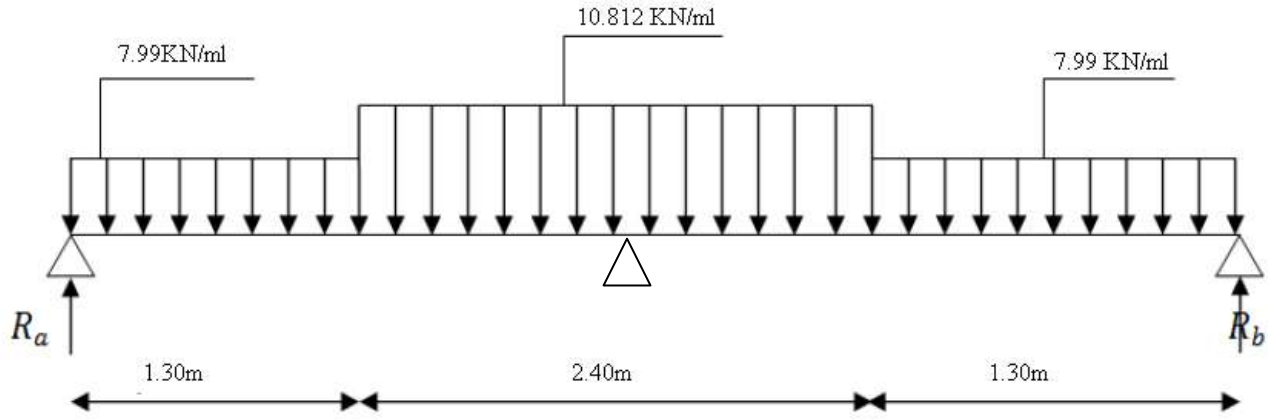


Figure III.12 :Schéma statique des efforts du l'escalier à l'ELS.

Tableau.III.11.Détermination des efforts

	ELU	ELS
Les reactions	R_a = 32.48 KN R_b = 32.48KN	R_a = 23.36 KN R_b = 23.36 KN
Effort trenchant max	T_{max}=32.48 KN	T_{max}=23.36 KN
Moment max	M_{max}=43.57 KN.m	M_{max}=31.15 KN.m
Moment en travèe	M_t=31.03KN.m	M_t=26.48KN.m
Moment sur l appui	M_a=21.78 KN.m	M_a=15.58KN.m

III.2.7. Ferraillage des escaliers :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; la section est soumise à la flexion simple.

Tableau III.12. Les données.

Béton	$\boldsymbol{fc28}$ = 25 MPa	$\boldsymbol{\gamma b}$ = **1. 5**	σ_{bu}=14.2 MPa	c = 2 cm
	$ft28$ = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d= 13 cm
Acier	FeE400	fe=400MPa	γs = 1.15	ςs = 348 MPa

$$\Sigma bu=\frac{0.85fc28}{\gamma b}$$

$$\mu=\frac{Mu}{b_0 d^2\,\sigma_{bu}}$$

$$A=\frac{Mu}{\beta d\sigma_s}$$

- $\alpha=1.25x(1-\sqrt{(1-2\mu)}\,)$
- avec ; $\beta=1-0.4\,\alpha$

Tableau III.13 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	Aadopt (cm²)
En travée	31.03	0.129	0.930	7.37	0	5HA14=7.69
En appuis	21.78	0.090	0.953	5.05	0	4HA14=6.15

III.2.8. A. Condition de non fragilité :

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

En travée : $A=6.16\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100x15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A=3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100x15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

} Par rapport à: $A_t + A_a$

III.2.8.B. Les armatures de répartition :

Tableau III-14 : Les armatures de répartition.

	$A_r(cm^2)$	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$	$4HA8=2.01cm^2$
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53$	$4HA8=2.01cm^2$

III.2.8.C. Vérification de l'espacement:

Tableau III-15- Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de réparitions
En travée	St=15cm≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=19 ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=19cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.2.8.D. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{32.48*10^3}{1000*130} = 0.249$ MPa

on considère la fissuration comme peu nuisible :

$\overline{\tau_u}$ = min [$\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}$ = 3.33 Mpa ; 5 Mpa]=3.33 Mpa
τ_u= 0.249 Mpa < $\overline{\tau_u}$ =3.33 Mpa (c.v)

III.2.8.E. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on doit vérifier :
que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma}_b$= 0.6 f_{c28}= 0.6 x 25 = 15 Mpa

Tableau III-16 : Vérification à l'E.L.S .

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	7.69	6.15
M_{ser} (kN.m)	26.48	15.58
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0$ ☞ y =4.44	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0$ ☞ y =4.06
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2$ ☞ I=11363.71	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2$ ☞ I=9603.73
$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	15	
σb (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ =10.34	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$=6.58
σb ≤ $\overline{\sigma_b}$	Oui	Oui

III.2.8.F. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$ ☞ $\frac{15}{415}$=0.036 ≥ $\frac{0.85}{20}$ =0.0425 (c.n.v)

$\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e}$ ☞ $\frac{7.69}{100x13}$=0.0059≤$\frac{2}{400}$ =0.005 (c.v)

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

il faut avoir :$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$: $\bar{f}$ = $\begin{cases} \frac{L}{500} \text{.....si } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 + \frac{L}{500} \text{.....si } L \geq 5 \text{ m} \end{cases}$

pour les flèches aux charges instantanées:

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

avec :

- $E_i = 1000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$
- $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+\frac{b_0}{b})}$
- $\rho = \frac{A}{b.d}$
- μ=Max [1- $\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$;0]

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:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$I_0=\frac{b}{3}[y^3+(h-y)^3]+15A(y-d)^2=48443.67cm^4$

Tableau III-17 : Vérification de la flèche de l'escalier

F_{adm}(cm)	Y (cm)	I_0 (cm^4)	σ_s(Mpa)	I_{fv}(cm^4)	Ei	Ev	F_i	ρ
0.83	11.02970	48443.67	76.33499	43507.067	32164.195	10721.398	4.1562	0.02153

u	λi	λv	Ifi	Fv	Δf	Δf	F_{adm}	Δf< F_{adm}
0.57644	0.975	0.39	34114.52	9.77693	0.5620	5.62068	8.3	cv

III.3. Calcul de la console sous paillasse :

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcule sera en flexion simple. On étude les efforts appliqué dans chaque console et en prend le cas plus sollicité pour ferraillée.

On donne une section préliminaire de (30*30) cm^2, et on calcul les sollicitations.

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003[1] :

b = 30 cm ≥ 20 cm. **(CV)**

h = 30 cm ≥ 30 cm. **(CV)**

h/b = 1 < 4 **(CV)**

Poids propre de la poutre console : 0.3x0.3x25 = 2.25kN/ml

Donc : Pu=40.21KN/m

Pser=29.09KN/m

Réaction transmise**:**

R=32.48 KN/ml **E.L.U**

R=23.36 KN/ml **E.L.S**

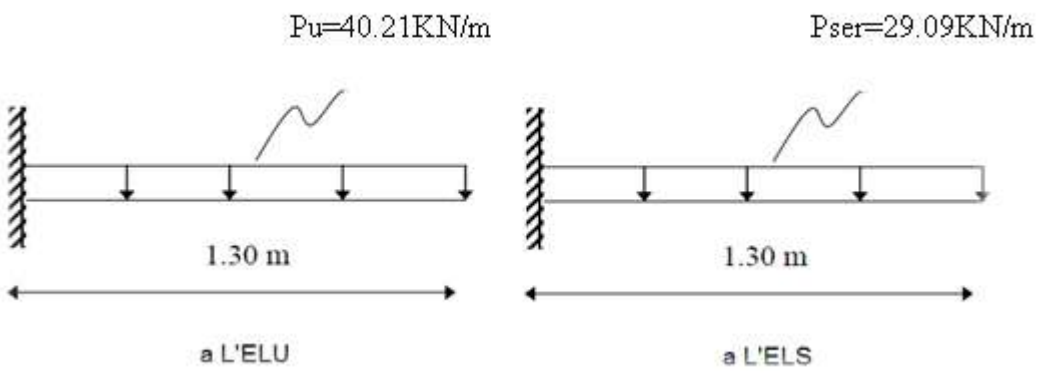


Figure.III.13.Schéma statique de la console.

a) Calcule des efforts :

A l'E.L.U :

$M_u = \frac{P_U \times L^2}{2}$= 33.97 KN.m

A l'E.L.S :

$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times L^2}{2}$= 24.58 KN.m

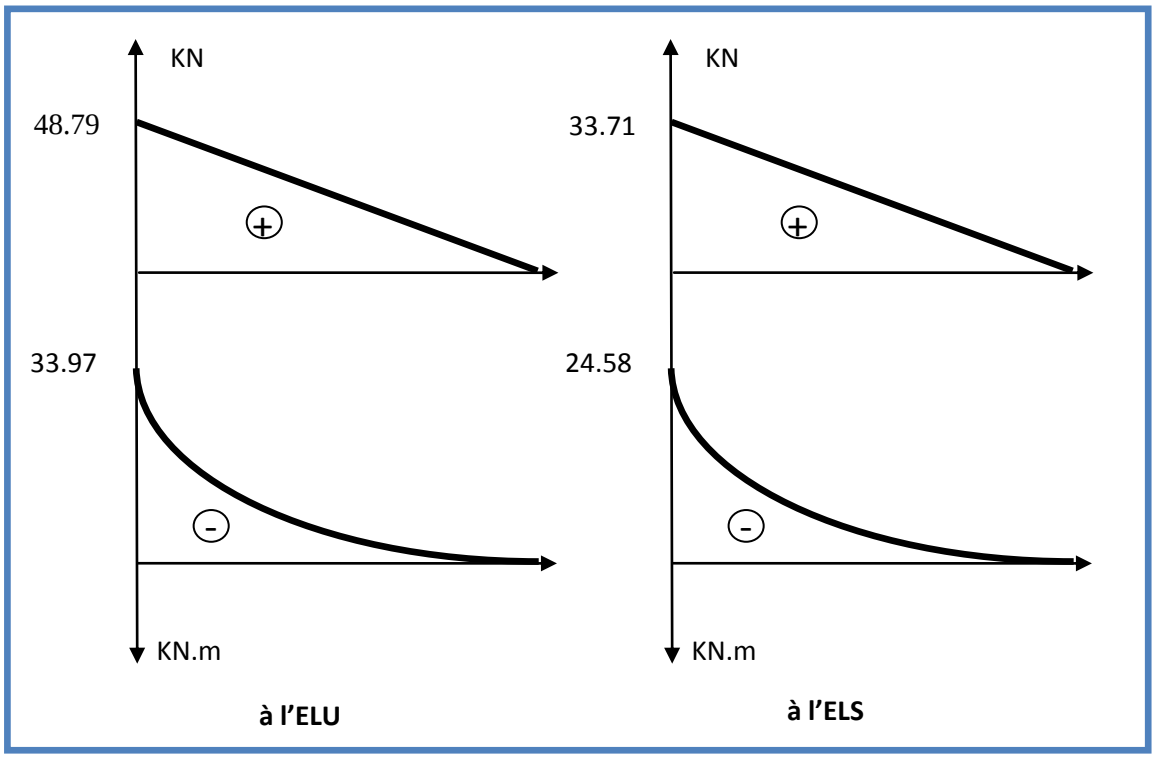


Figure.III.14 : Diagrammes des efforts internes de la console à l'ELU et l'ELS

b) Ferraillage :

Béton : $f_{c\,28}$ = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σbu = 14.2 MPa ; $f_{t\,28}$ = 2.1 MPa
h = 30 cm; b = 30 cm; d = 27.5 cm.
Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; γs = 1.15; σs = 348 MPa.
18

Tableau III.18 : Calcul des sections d'acier de la console

	M_u(KN.m)	μ	β	A	A'	A_{min}	A adopt
A l'appui	33.97	0.105	0.944	3.76	0	4.5	3HA14=4.62

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

Vérification de l'effort tranchant :

Tu = 48.79 kN

τ_μ=Tu /b_0.d=0.59MPa

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

Armatures transversales :

$S_t \leq$ Min [0.9d ;40cm]=24.75cm.

S_t=15 cm.

Φt ≤ Min [h/35Φl ≤b/10]=Min [8.57mm ;12mm ;30mm]= 8.75mm

On prend : Φt=8mm

$a_t=\pi\times\Phi t^2/4=0.5cm^2$ $A_t=a_t\times n_t$: n_t=4 donc : $A_t=2cm^2$ avec : Fe=400MPa.

Vérification de la section minimale :

$\frac{A_t}{b_0 S_t}$ Fe = 1.77MPa ≥ 0.4MPa(avec: At=4 Φ 8=2.01cm^2) (c.v).

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = 0.00446 \geq \frac{\tau_{u-0.3.k.f_{tj}}}{0.9\frac{fe}{\gamma s}(\cos\alpha+\sin\alpha)} = 1.147 \text{ Ou :} \begin{cases} k = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases} \text{(c.v).}$$

Zone nodal: $S_t \leq$ Min (h/4 ; 12 Φl)→ St=10.00 cm.

Zone courante: $S_t \leq h/2$ → St=15.00 cm.

Vérification de compression dans la bielle de béton :

$V_u \leq 0.4\times \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) \times b_0 \times a$

a=Min [b-c-2 ; 0.9d]=Min[25.5 ;24.75]=24.75cm

V_u=48.79KN≤$0.4\times\left(\frac{25}{1.5}\right)\times 300\times 247.5$=495KN (c.v).

Vérification au voisinage de l'appui :

$$\frac{2V_u}{a.b_0} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times 48.79\times 10^3}{300\times 247.5} = 1.31 < 0.8\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ (c.v).}$$

Tableau III.19 : Récapitulation des résultats de la flèche

M_{ser} (KN.m)	$A_u(cm^2)$	Y_1(cm)	$I_G(cm^4)$	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	Observation
24.58	4.62	12,29	75762,26603	3.98	15	(cv)

Mser(KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	λ_i	λ_v	$I_0(cm^4)$	Ei(Mpa)
24.58	0.0072	157.80	0.45	2.88	1.155	87096.94	32164.195
E_v(Mpa)	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	Fi (mm)	Fv (mm)	Δf (mm)	fadm(mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
10721.39	41628.02	63005.91	0.31024	0.61494	0.0304	2.6	(cv)

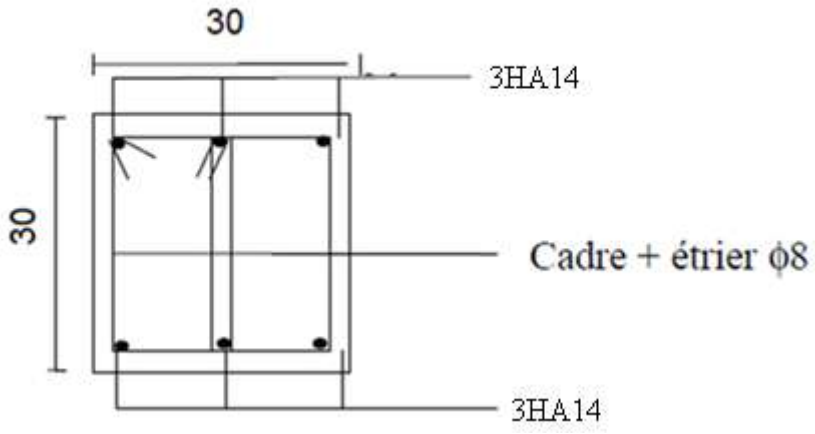


Figure.III.15 : Ferraillage du consol sous paillasse.

III.4. Calcul des dalles:

III.4.1. Introduction:

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.

III.4.2. 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 puissante 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.4.2.a.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ **travail externe :**

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

Text = P. f (cas d'une charge concentrée).

Text = $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ **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.

Tint= M. L .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.4.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.20.Les actions sur la dalle

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6.41	1.5	11.63
ELS			8.45

III.4.4. A.Calcul de la dalle pleine 1er type :

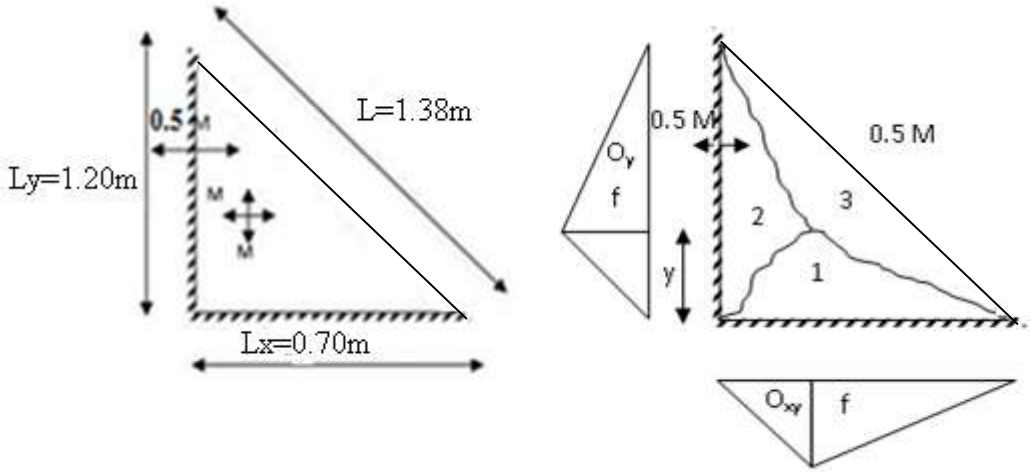


Figure.III.16. La rupture de la dalle.

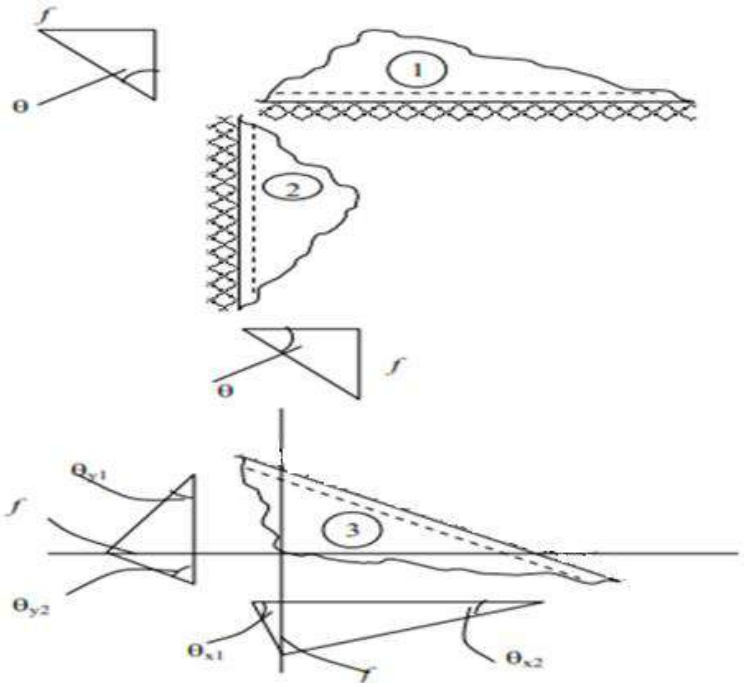


Figure.III.17. Le déplacement des zones de ruptures de la dalle.

III.4.4.A.a. Travail externe :

Text (1) = Pu Ly $\frac{x}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu Lx $\frac{y}{2}\frac{f}{3}$

Text (2) = Pu (S- Lx $\frac{y}{2}$ - Ly $\frac{x}{2}$) $\frac{f}{3}$

Donc :

Text= $\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$ = Pu S $\frac{f}{3}$ = Text = Pu $\frac{L_x L_y}{2}\frac{f}{3}$

D'où :

Text =0.14 Pu f

III.4.4.A.b. Travail interne :

Tint (1) = MLx $\frac{f}{y}$ + MLx $\frac{f}{y}$ =2 MLx $\frac{f}{y}$

Tint (2) = MLy $\frac{f}{x}$ + 0.5MLy $\frac{f}{x}$ =1.5 MLy $\frac{f}{x}$

Tint (3) = 2Mf ($\frac{L}{L_x - x} + \frac{L}{L_y - y}$)

D'où :

Tint = $\sum_{i=1}^{3} T_{int}(i)$ = Mf [2 $\frac{L_x}{y}$ +1.5$\frac{L_y}{x}$ + ($\frac{2L}{L_x - x} + \frac{2L}{L_y - y}$)]

Par l 'application de principe du travail virtuel : ∑Tint = ∑Text

On obtient : M = 0.14 Pu / [2 $\frac{L_x}{y}$ +1.5$\frac{L_y}{x}$ + ($\frac{2L}{L_x - x} + \frac{2L}{L_y - y}$)]

Pu = [2 $\frac{L_x}{y}$ +1.5$\frac{L_y}{x}$ + ($\frac{2L}{L_x - x} + \frac{2L}{L_y - y}$)]×$\frac{M}{0.14}$

Pu = f (x, y) dx $\begin{cases} \frac{dP}{dx} = 0 \longrightarrow \frac{-1.20}{x^2} + \frac{2\times 1.38}{(0.70-x)^2} = 0 \\ \frac{dP}{dy} = 0 \longrightarrow \frac{-0.70}{y^2} + \frac{2\times 1.38}{(1.20-y)^2} = 0 \end{cases}$

Après le calcul on trouve $\begin{cases} X = 0.36 \text{ m} \\ Y = 0.47 \text{ m} \end{cases}$

Donc :

Mu =0.04 Pu ⟶ Mu = 0.52

Mser =0.04 Pser ⟶ Mser = 0.378

Alors :

Mu= 0.46KN.m

Mser =0.338KN.m

III.4.B. Calcul de la dalle pleine 2ème type :

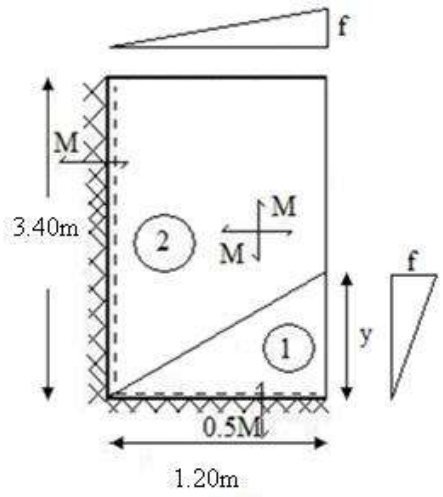


Figure. III.18. Calcul de la deuxième dalle.

Tableau.III.21. Travail externe de la 2ème dalle.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	1.20* y/2=0.60y	f/3	0,20.y.f.qu
2	(3.40-y).1,2	f/2	(2.04-0.60y).f.qu
3	0,60 y	f/3	0,20.y.f.qu
		∑	f.qu. (2.04-0,20y)

Tableau.III.22.Travail interne de la 2ème dalle.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,20	f/y	1,20. M.f/y
	-	0.5M	1,20	f/y	0,60.M.f/y
2	+	M	y	f/1,2	0,833. M.y.f
	-	M	3.40	f/1,2	2.833. M.f
			∑		M.f.(1,80/y +0,833y +2.833)

Travail externe = Travail interne

f.qu. (2.04-0,20y)= M.f.(1,80/y +0,833y +2.833)

y doit être : 0 < y <1.7 m

$$\frac{dM}{dy} = 0 \qquad \Rightarrow \quad y = 1{,}12m$$

Mu =0,33 qult; => Mu =0,33×11.63 = 3.837KN.m

Ms=0,33 qser ; => Ms =0,33×8.45 = 2.788KN.m

En travée:

Mtu = 3.837KN.m

Mts = 2.788KN.m

Aux appuis:

Mau = 0,5×3.837 = 1.918 KN.m

Mas = 0,5×2.788= 1.394KN.m

Tableau.III.23.Récapitulations des efforts internes

	ELU		ELS	
	Mau (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mas (KN.m)	Mts (KN.m)
sollicitations	1.918	3.837	1.394	2.788
référence	2ème dalle	2ème dalle	2ème dalle	2ème dalle

III.4.B.1. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.24.Les données.

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1,5	σbu = 14,2 MPa	e=1,5 cm
	ft28 = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	Fe=400MPa	γs = 1,15	$\overline{\sigma}$s = 348 MPa

ρ = Lx/Ly = 1,20 /3.40=0,24

et 0,35 ≤ 0,4 donc la dalle travaillant suivant une direction.

Øp ≤ h/10 =15/10 =1,5 cm

On adopte alors Øx=10 mm

dx= h-e-Ø/ 2=13,00 cm

Tableau.III.25. Ferraillage de la dalle pleine.

	sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	A choisi	A final (cm²)	sens	Arep (cm2)	St (cm)
travée	y	3.837	0.016	0.992	0.85	1,50	6HA10	4,71	x	5HA10	*20*
appuis	y	1.918	0.008	0.996	0.42	1,50	6HA10	4,71	x	5HA10	*20*

III.4.B.2. Vérifications:

a. Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/5 = 20 cm ; on adopte: esp = 20cm.

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \le \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u \,.L_X}{2} = \frac{11.63 \times 1{,}2}{2} = 6.978\,KN$$

$$\tau_u = 0{,}05MPa \le \overline{\tau_u} = 1{,}16MPa \qquad \text{(cv)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification des contraintes à l'état limite de service:

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

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

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.26.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	2.788	4,71	$1,96\times10^4$	3,5	0.49	C.V
appuis	1.394	4,71	$1,96\times10^4$	3,5	0.24	C.V

Conclusion : les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

d. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0,125 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0,1 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0,002 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \qquad \text{(c.v)}$$

Tableau III-27 : Vérification de la flèche de la dalle .

F_{adm}(cm)	Y (cm)	I_0 (cm^4)	σ_s(Mpa)	I_{fv}(cm^4)	I_{fi} (cm^4)	ρ
0.74	3.5	35011.98	205.29	16041.832	8552.933	0.92

u	F_i (mm)	Fv (mm)	Δf (cm)	Δf(mm)	F_{adm}(mm)	Δf< F_{adm}
0.619	3.936	6.239	0.23	2.3	7.4	Oui

III.5.calcul des poutrelles :

III.5.1.Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux (16+4) cm

III.5.2.Dimensionnement des poutrelles :

B0 = L0 –B = 65-53 = 12 cm : largeur de la poutrelle

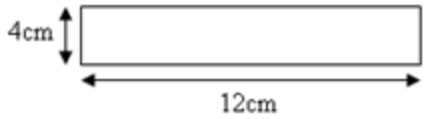


Figure III.19 :dimensionnement de la poutre

Le calcul se fait en deux étapes

III.5.3.Première étape : Avant le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

Q= Max$\begin{cases} 1KN \\ 500N/m \end{cases}$ Localisée au milieu de la travée **[2]**

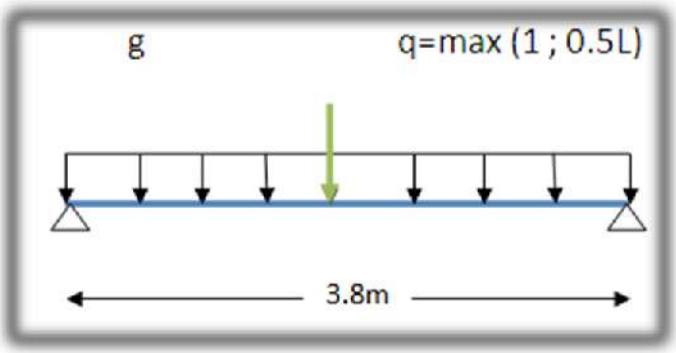


Figure.III.20 : Schéma statique de la poutrelle.

III.5.3.1.Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 KN/ml

$\Longrightarrow$ **G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 KN/ml

Surcharge d'exploitation : Q = Max (1KN, 0.5x4.3) $\Rightarrow$Q = 1,9 KN

III.5.3.2.Ferraillage :

A l'E.L.U:

Mu = 1.35 MG + 1.5 MQ

$MG = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77\times(3.8)^2}{8} = 1.390$ KN.m

$MQ = \frac{Q.L}{4} = \frac{1.9\times3.8}{4} = 1.805$ KN.m

$\Longrightarrow$ Mu =4.584 kN.m

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} = \frac{4.58\times10^3}{14.2x0.12x30^2} = 2,989 > \mu max=0.392 \Longrightarrow A' \neq 0$

Conclusion : Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

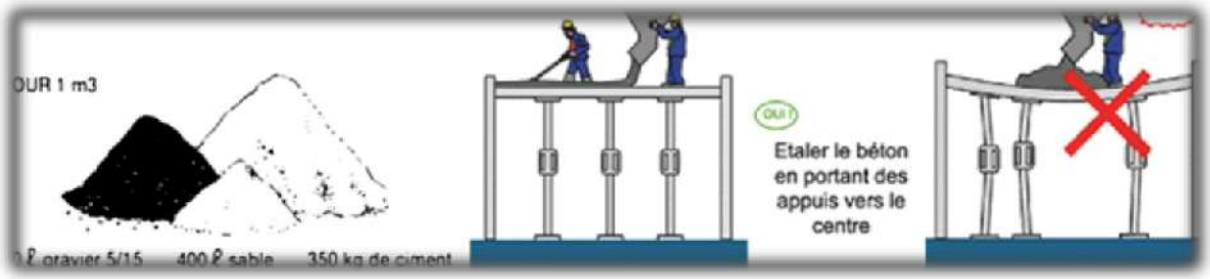


Figure III.21: Choix de disposition des étaiements

Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors " μ " pour la comparer avec " μ_l", si ce coefficient est supérieur du détermine alors " μ " pour la comparer avec " μ **l**", si ce coefficient est supérieur du suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- **Pour un seul étai au milieu :**

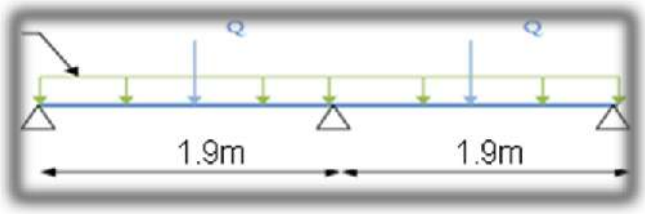


Figure III. 22: Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.95 kN] = 1 (kN)

MG = 0.347 KN.m
MQ = 0.475 KN.m
Mu = 1,182 kN.m
μ = 0.77 > μmax=0.392 (C.N.V)
On ajoute un autre étaiement.

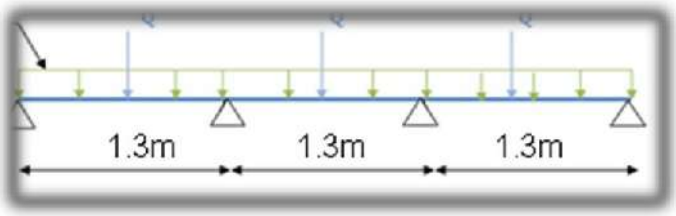


Figure III. 23 : Travée avec deux étais espacés de 1.30 m

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.65 kN] = 1 (kN)

MG = 0.154 KN.m
MQ = 0.317 KN.m
Mu = 0.683 kN.m
μ = 0.446> μmax=0.392 (C.N.V)
On ajoute un autre étaiement.

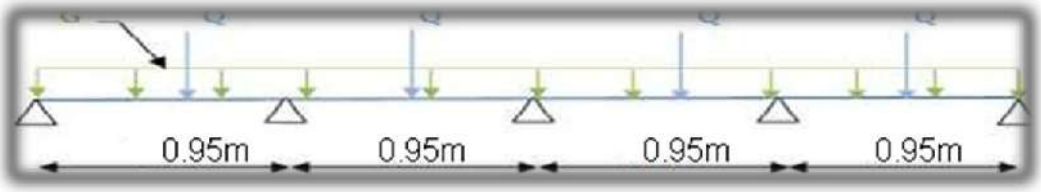


Figure III. 24 : Travée avec deux étais espacés de 0.95 m

G = 0.77 (kN/ml)
Q = Max [1 kN ; 0.48 kN] = 1 (kN)

MG = 0.087 KN.m
MQ = 0.238 KN.m
Mu = 0.447 kN.m
μ = 0.309 < μmax=0.392 (C.V)

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 95 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression

III.5.4.Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

III.5.4.1.Méthodes de calcul :

III.5.4.1.a. la méthode forfaitaire :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.
- **Exposé de la méthode :**

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

1) $M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq M_{MAX} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$

2) $M_t \geq \begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \; Si \; la \; travée \; est \; de \; rive \\ \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \; Si \; la \; travée \; est \; intermédiaire \end{cases}$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_\alpha \geq 0.6M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . Poutre \text{ à } deux \; travées \\ M_\alpha \geq 0.5M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . Appuis \; voisin \; des \; appuis \; de \; rive \\ M_\alpha \geq 0.4M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . Appuis \; intermédiaire \\ M_\alpha \geq 0.2M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . Appuis \; de \; rive \end{cases}$$

- Avec

M_t : Moment en travée

M_w : Moment max sur l'appui gauche

M_e : Moment max sur l'appui droit

M_a : Moment à l'appui

M_0 : Moment isostatique $= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_w = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$ Avec : T_w :effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$ Avec : T_w :effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appel à la méthode de Caquot.

III.5.4.1.b.Méthode de Caquot : (pour les poutres):

- **Exposé de la méthode :**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

Portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$L' = \begin{cases} L \ \textit{pour une travée de rive avec appui simple de rive} \\ 0.8.L \ \textit{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$K_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $K_w = \frac{I_w}{l'_w}$ Où $\frac{K_W}{K_e} = \gamma$ Donc $\gamma = \frac{I_w I'_e}{I_e I'_w}$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{I'_e}{I'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app}=\frac{q_w I_w'^3+q_e I_e'^3}{8.5(I'_w+I'_e)}$$

- **RMQ** : on prend les moments des appuis du rive comme semi encastrement $M_{app}=0.2M_0$ (M_0 : moment isostatique)

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée ($x = \frac{L}{2}$) comme Moment maximum en travée: $M_t=M_0-\frac{M_e+M_w}{2}$

- P : Charge répartie de la travée.
- P : Charge répartie de la travée.
- 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.5.5.Calcul des poutrelles après coulage de béton :

On a deux types de poutrelles à calculer

- **Poutrelles à deux travées :**

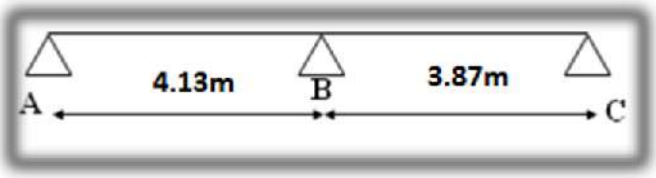


Figure III.25 : Poutrelles à deux travées

Poutrelles à Cinque travées :

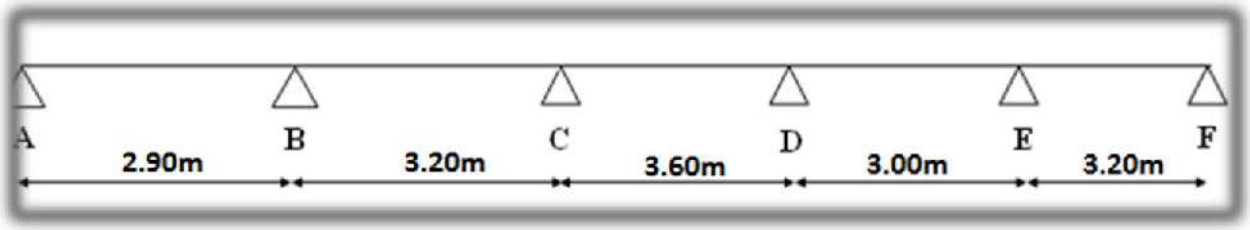


Figure III.26 : Poutrelles à Cinque travées

1er Type : Poutrelles à deux travées :

$G = 6.00\ KN/m^2$, $Q = 1.5\ KN/m^2$

$P_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 = 6.73\ KN/ml$

$P_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.87\ KN/ml$

- **Calcul des sollicitations :**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1.5kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/mm^2 \end{cases}$ (C.V)
- l'inertie est constante pour toutes les travées.
- $-0.8 < \frac{LAB}{LBC} = 1.067 < 1.25$ (C.V.)

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **poutrelles à deux travées :**

➢ **cas 1 (forfaitaire) :**

✓ **a.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

Tableau.III.28. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travée	Pu	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	6,670	14,221	9,244	2,844	8,533	13,773	12,396	15,151
B-C	6,670	12,487	8,117	7,492	2,497	12,906	14,197	11,616

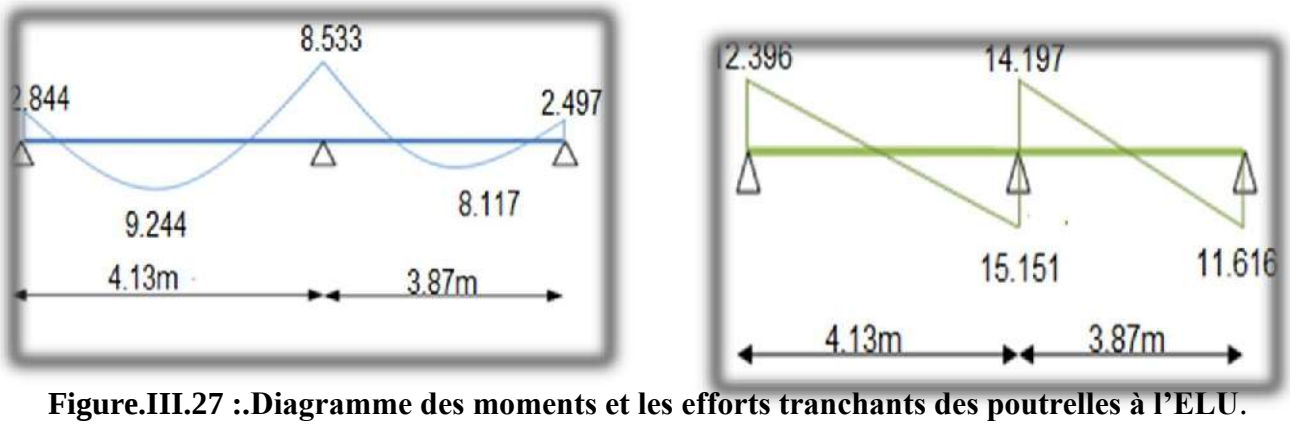


Figure.III.27 :.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service*:*

Tableau.III.29. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	Ps	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,87	10,380	6,747	2,076	6,228
B-C	4,87	9,114	5,924	5,469	1,823

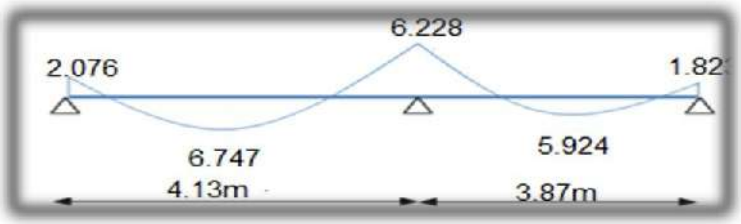


Figure.III.28 :Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

➢ **Détermination poutrelles à cinq travées :**

Tableau.III.30. Moments et effort tranchants en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travée	Pu	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	6,67	7,01	4,91	1,40	3,51	9,67	8,95	10,40
B-C	6,67	8,54	5,12	4,27	3,42	10,67	10,94	10,41
C-D	6,67	10,81	7,02	4,32	4,32	12,01	12,01	12,01
D-E	6,67	7,50	4,65	3,00	3,75	10,00	9,75	10,26
E-F	6,67	8,54	5,98	4,27	1,71	10,67	11,47	9,87

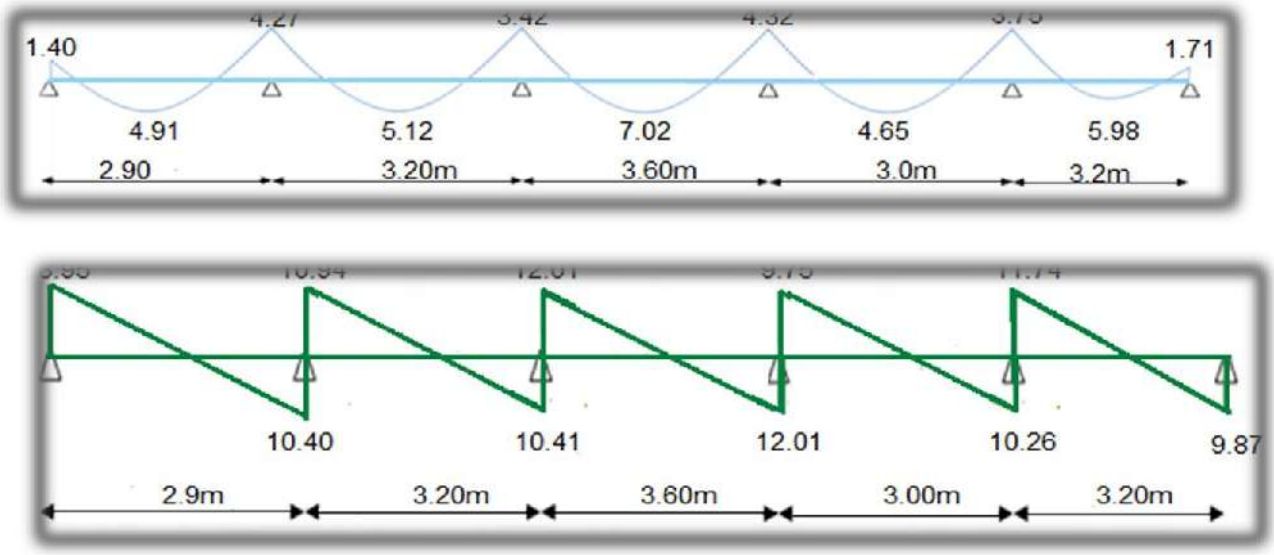


Figure.III.29 :Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.31. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	Ps	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,87	5,12	3,58	1,02	2,56
B-C	4,87	6,23	3,74	3,12	2,49
C-D	4,87	7,89	5,13	3,15	3,15
D-E	4,87	5,48	3,29	2,19	2,74
E-F	4,87	6,23	4,36	3,12	1,25

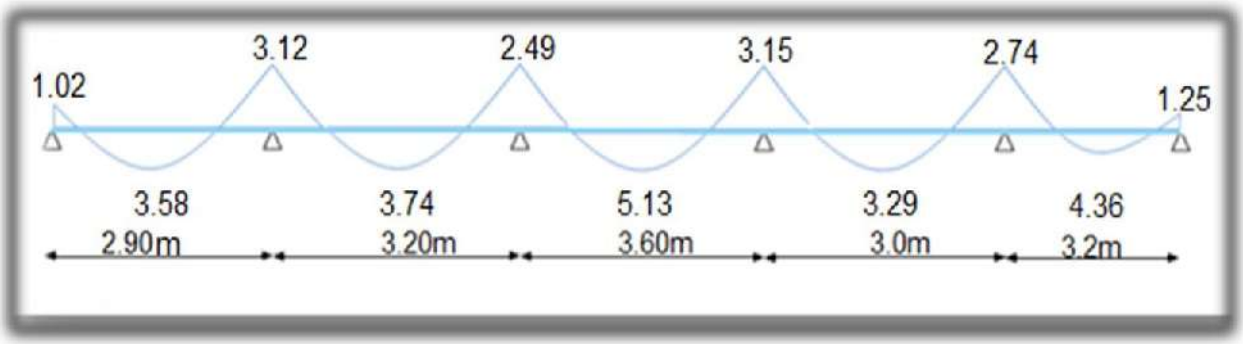


Figure.III.30Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.5.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des 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 :

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h0 = 4 cm
- d = 19 cm
- σb= 14.2 MPa
- σs= 348 MPa

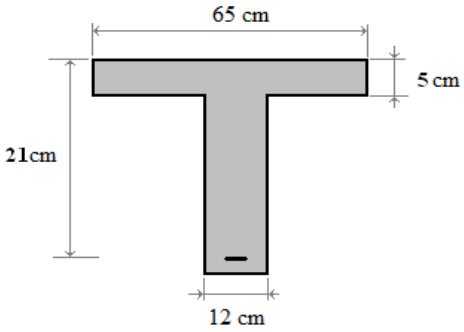


Figure. III.31. Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.32.Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	Mu (KN.m)	9.244	8,533
	M0 (KN.m)	**M0=b.h0.σb adm.(d-h0/2)=65.10-2.50.14,2.(180-50/2)= 59.072 (KN.m)**	
		Mu< M0⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×21) ⇒ calcul en flexion simple	Mu< M0⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×21) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.0309	0,155
	μl	**0,392**	
	μ< μl	Oui	Oui
	β	0,984	0.915
	A' (cm2)	0	0
	A (cm²)	1.5	1.569
	Amin (cm²)	1.41	0.26
	Le choix	3HA10=2,36	1HA10+ 1HA12=1.92

Tableau III.33. Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U

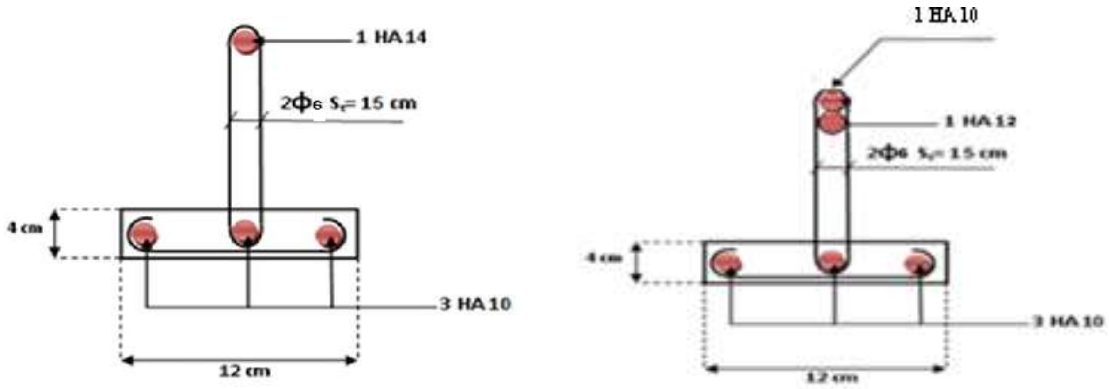
Vérification a l'ELS	Mser (KN.m)	6.747	6.228
	σb adm(MPa)	15	
	y1 (cm)	3.91	7,91
	IG (cm⁴)	8293,28	6148,94899
	K (N/cm³)	81.453	101.286
	σb (MPa)	3.18	8,01
	σb ≤σb adm	Oui	Oui

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

Tableau III.34. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.36	Aa=1HA10+ 1HA12=1.92

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisant les armatures de montage de barre de ϕ 8



travee **appuis**

Figure III.32. Disposition constructive des armatures

a.Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \le \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \le [5.71;\ 12;\ 10]$

On adopt: $\phi_t = 6\text{mm}$.

at $= \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}28\ \text{cm}^2$; nt = 2.

At =at.nt = 0,56 cm^2

- **Espacement:**

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

$A_{t\,min} \le 0.003\,S_t.b$ **(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).**

$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.,003.b} = 15.70\text{cm}$ On adopt: St = 16cm.

Vérification des armatures d'âme :

On doit vérifier les deux relations suivantes:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{15{,}151.10^3}{120\times180} = 0.70$ Mpa

$$\frac{0{,}56\times10^2}{120\times160} = 0{,}00291 \geq \frac{1{,}15(0{,}7-0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = 0.000228$$

$0.00291 \geq 0{,}000228$ (C.V)

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0{,}19cm^2$$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq Atmin = 0{,}19cm^2$ (C.V)

Tableau III.35. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ6	16cm

- Vérification au cisaillement :

Tu max =15.151 kN

Fissuration non préjudiciable :

$\overline{\tau_u} = \min(\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa) = 3.33$ Mpa

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{15.151\times10^3}{120\times180} = 0.7$ Mpa

$\tau_u = 0.7$ Mpa $\leq \overline{\tau_u} = 3.33$ Mpa CV

- Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: $M_u = 8.533$kN.m > $0.9.t_u.d = 2.45$ kN.m

Aucun prolongement à faire.

- **Vérification de la compression dans la bielle de béton:**

$V_u \leq 0{,}4 \ \frac{f_{c28}}{1{,}5} \ b_0.a$

$a = \text{Min}[b - c - 2 ; 0{,}9d] = \text{Min}[65 - 2 - 2 ; 0{,}9 \times 18] = 16.2\,\text{cm}$

$V_u = 15.151\text{KN} \leq 0{,}4 \times \left(\frac{25}{1{,}5}\right) \times 120 \times 171 = 129.60\ \text{KN}$ **(c.v)**

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 15.151 \times 10^3}{120 \times 171} = 1.558\ MPa < 1{,}3 \times \frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\ MPa$$ **(c.v)**

$$A = 2{,}26\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 15.151 \times 10^3}{400} = 0.435\text{cm}^2$$ (c.v)

e)vérification 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 :

Tableau.III.36. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	2eme condition
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{15.M_0}$	$\rho \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{3.87} = 0{,}051$ $\frac{M_T}{15.M_0} = \frac{9.244}{15.M_0} = 0.010$	$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 19} = 0.0108$ $\frac{3.6}{400} = 0.009$
C.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

Mser = 6.747KN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.\ 0109$

$\rho = 1.09\ \% \quad \Rightarrow \beta 1 = 0.856$ (Tableau).

$$\sigma s = \frac{M_{ser}\cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 185{,}54\text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05\times 2{,}1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0.0109} = 3.763$$

$$\lambda v = \frac{2.\lambda_i}{5} = 1.505$$

$$\mu = 1-\frac{1.75\cdot f_{t28}}{4\cdot\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1-\frac{1.75\times 2.1}{4\times 0{,}0109\times 186.34+2.1} \Rightarrow \mu = 0{,}640$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A} = 7.101\text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2 = 20021.05\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow \text{Ifi}=6461{,}38\text{cm}4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 11217{,}0147\text{cm}4$$

$$\text{Ei} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19\text{ MPa};\quad \text{Ev} = 1/3\ \text{Ei} = 10721.39\text{MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}} = \frac{6.747\times 10^6\times(3.87\times 10^3)^2}{10.(32164.2\times 5572.28\times 10^4)} \Rightarrow \text{fi} = 4.86\text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}} = \frac{6.747\times 10^6\times(3.87\times 10^3)^2}{10.(10721.4\times 11217.0147\times 10^4)} \Rightarrow \text{fv} = 8.40\text{ mm}.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 8.40\text{-}4.86 = 3.54$ mm

Il faut avoir : $\Delta ft \leq f\text{Limite} = \bar{f}$ avec: $\text{Flimite} = \frac{L}{500} = \frac{3870}{500} = 7.74$ mm.

Donc: $\Delta ft = 3.54\ mm < fLimite = 7.74\ mm$

Tableau.III.37. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
6,75	2,36	7,10	0,0109	0,856	185,55	0,640	3,76	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)	$\Delta f < f_{adm}$
20021,06	6461,384	11217,0147	3,87	4,86	8,40	3,54	7,74	**cv**

❖ **Conclusion :**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.6 :.La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, 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 :

$$a1 \leq 20\ cm$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a2 \leq 33\ cm$$

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

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq \dfrac{200}{fe} & si \quad L \leq 50\ cm \\ A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\dfrac{200}{Fe} = \dfrac{4L}{Fe} & si \quad 50 \leq L \leq 80\ cm \end{cases}$$

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 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0,5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0,25\,cm^2/ml\ .$$

On choisira: $A^{\perp}$= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

$A//$=4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

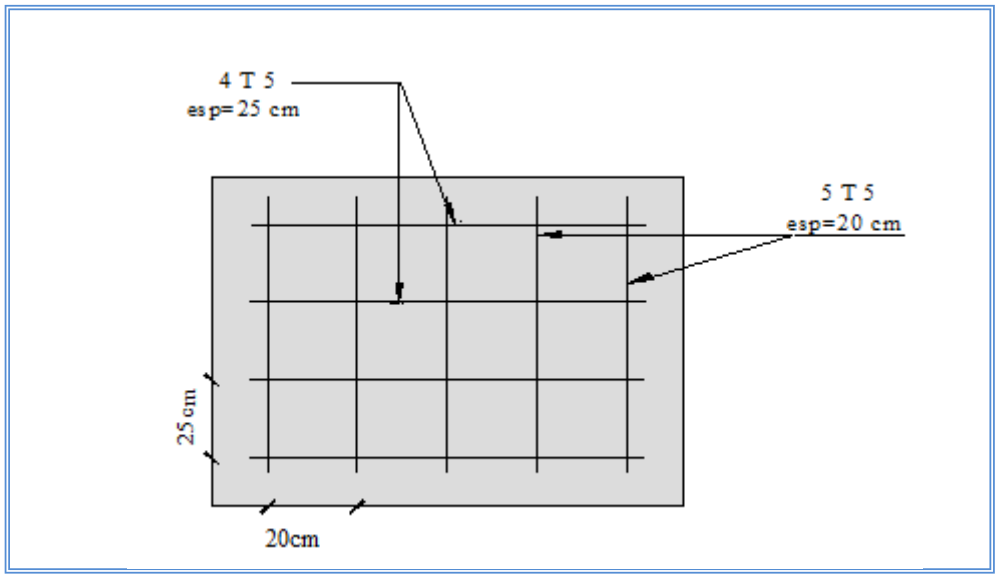


Figure.III.33.Disposition des armatures de la table de compression.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV. Etude sismique

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement mixte 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 :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

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 (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$$

$$YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

- **Vue 2 D :**

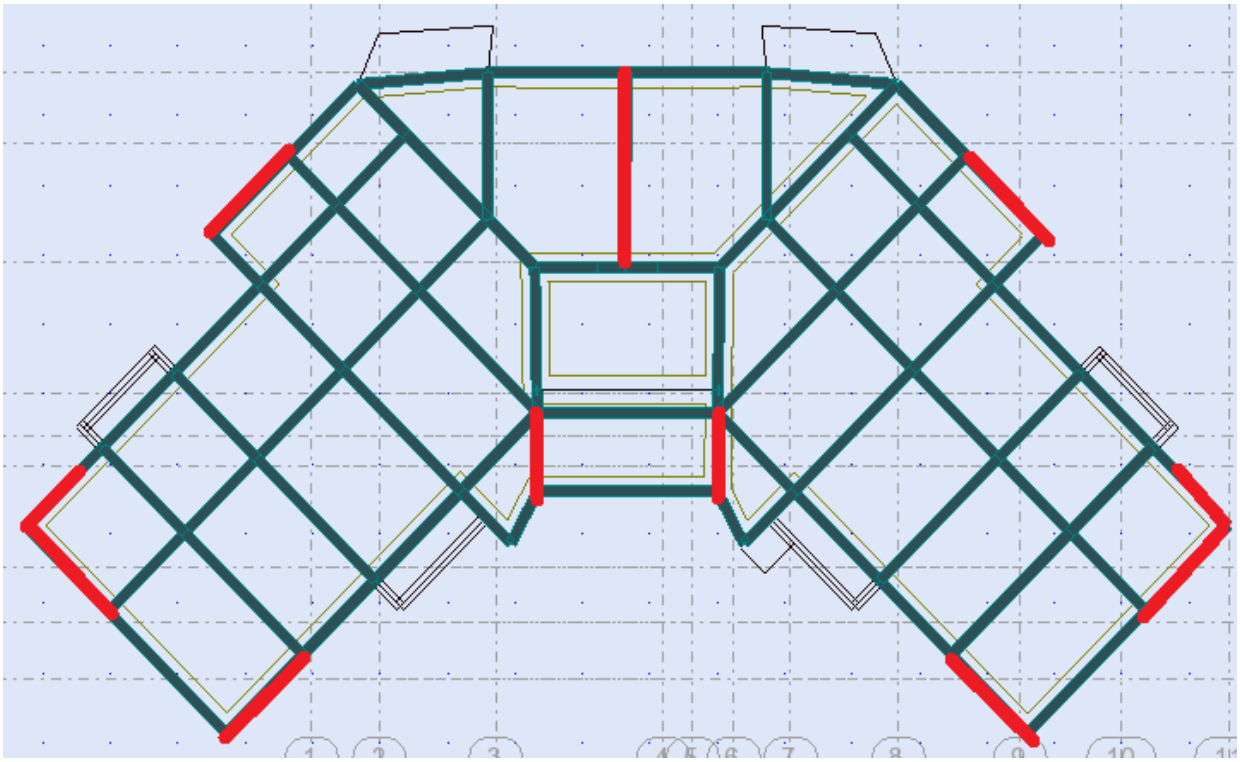


Figure IV -1 : Disposition des voiles

VOILE

- **Vue 3D :**

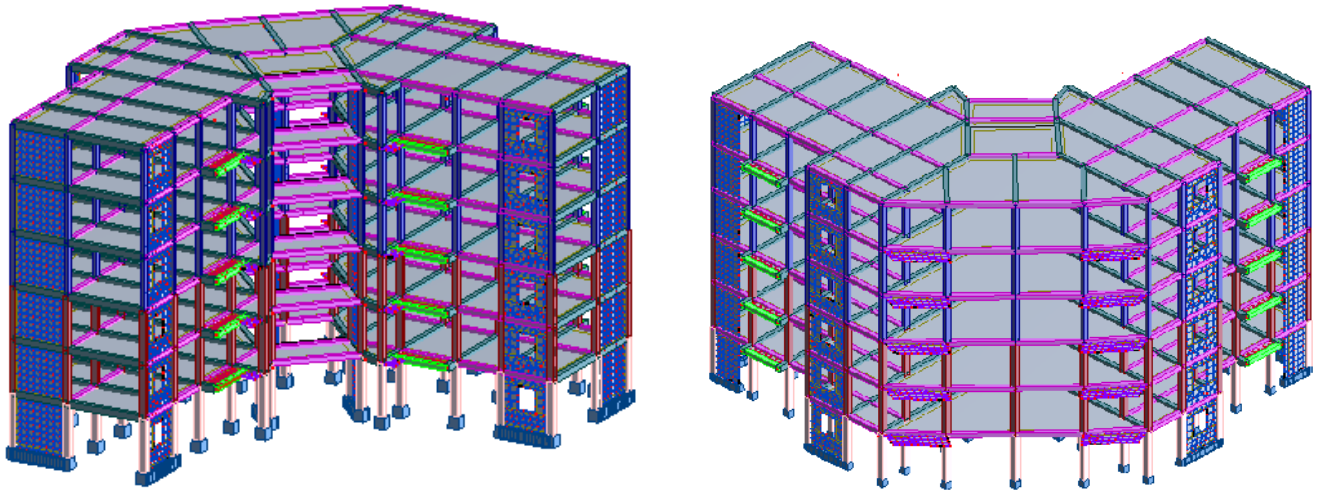


Figure IV.2.disposition des voiles 3D

Tableau IV-1 : Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+19,38	1490.84	13909.53	26894.75	9.33	18.04
+16,15	1595.01	14945.24	28965.38	9.37	18.16
+12,92	1595.01	14945.24	28965.38	9.37	18.16
+9,69	1723.67	16133.55	31336.32	9.36	18.18
+6,46	1723.67	16133.55	31336.32	9.36	18.18
+3,23	1872.13	17523.13	34072.76	9.36	18.20

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant 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 provoquant 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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile 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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

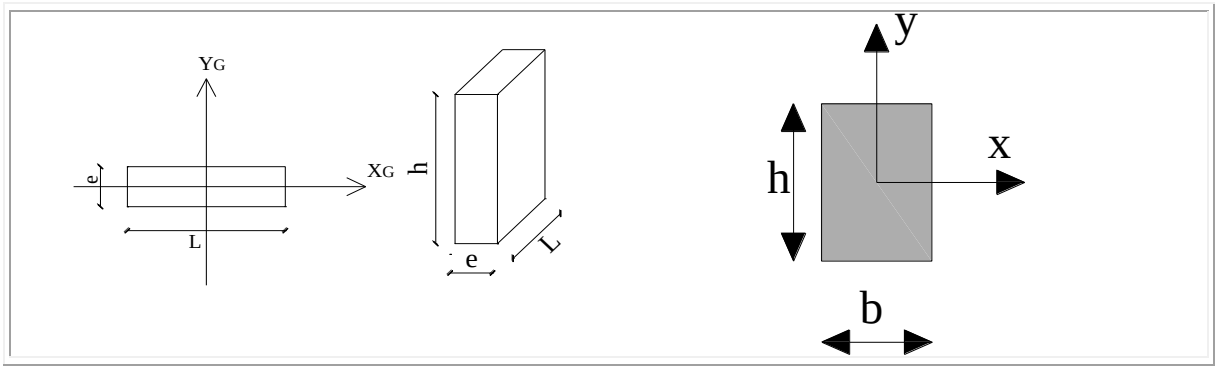


Figure IV-3 : dimension des voiles et poteaux

TableauIV-2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	$\sum I_{Yi} * X_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+19,38	4356059,82	15181192.11	66212109.26	40598477.52	9.32	15.20
+16,15	4794574,48	16173739.38	72877532.09	44685434.15	9.32	15.20
+12,92	4794578,75	16173743.66	72877597	44685473.95	9.32	15.20
+9,69	5173911,11	17366187.71	78798666.20	48220851.54	9.32	15.23
+6,46	5173915,38	17366191.99	78798731.23	48220891.34	9.32	15.23

+3,23	5610085,89	18740764.80	85666011.54	52286000.49	9.32	15.27

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 : $e_x = |X_T - X_G|$ $e_Y = |Y_T - Y_G|$

TableauIV-3 : Calcul d'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G**	**X_I**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G**	**Y_I**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
+19,38	9.33	9.32	0,01	18.04	15.20	2.84
+16,15	9.37	9.32	0.05	18.16	15.20	2.96
+12,92	9.37	9.32	0.05	18.16	15.20	2.96
+9,69	9.36	9.32	0.04	18.18	15.23	2.95
+6,46	9.36	9.32	0.04	18.18	15.23	2.95
+3,23	9.36	9.32	0.04	18.20	15.27	2.92

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 :

TableauIV-4 : Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+19,38	35.62	18.94	1.78	0.95
+16,15	35.62	20.29	1.78	1.01
+12,92	35.62	20.29	1.78	1.01
+9,69	35.62	20.29	1.78	1.01
+6,46	35.62	20.29	1.78	1.01
+3,23	35.62	20.29	1.78	1.01

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 ± 0.05 L, (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.

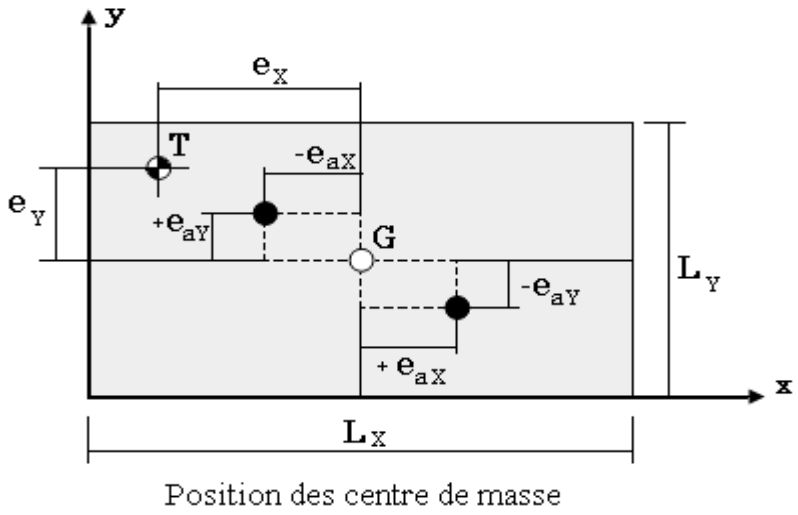


Figure IV-4 : Position des centre de masse

Tableau IV-5 : Calcul d'excentricité totale

	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm e_{x\ acc}$	$\pm e_{y\ acc}$	$(e_x + e_{x\ ac})$	$(e_x - e_{x\ ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$
+19,38	9.33	18.04	9.32	15.20	1.78	0.95	1.79	-1.77	3.79	1.89
+16,15	9.37	18.16	9.32	15.20	1.78	1.01	1.83	-1.73	3.97	1.95
+12,92	9.37	18.16	9.32	15.20	1.78	1.01	1.83	-1.73	3.97	1.95
+9,69	9.36	18.18	9.32	15.23	1.78	1.01	1.82	-1.74	3.96	1.94
+6,46	9.36	18.18	9.32	15.23	1.78	1.01	1.82	-1.74	3.96	1.94
+3,23	9.36	18.20	9.32	15.27	1.78	1.01	1.82	-1.74	3.96	1.94

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

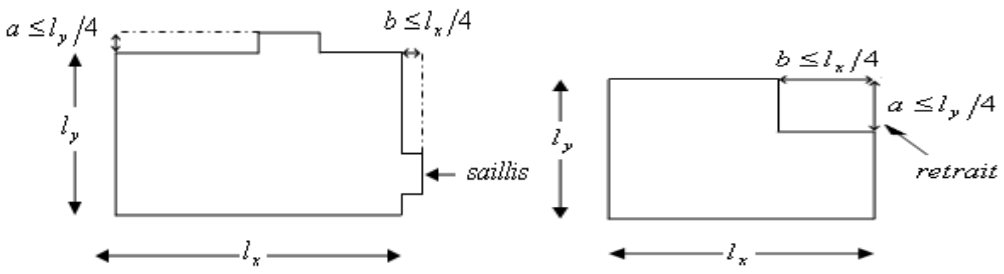
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

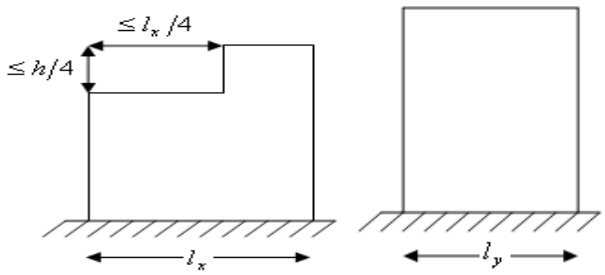
1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « a et b » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de $L_x$et L_y **(C.N.V)**.

b) Régularité en élévation :



- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

2. La configuration de bloc étudié est irrégulière.(En zone sismique III, grouped'usage 2, Ht=19.38 m >17 m **(C.N.V))**

✓ Donc selon **[1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.
La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'ROBOT.23'**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'ROBOT23' est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 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]

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

Alors : R = 4.

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

TableauIV-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0.10	0.10

1.15	**1.15**

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$$

e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

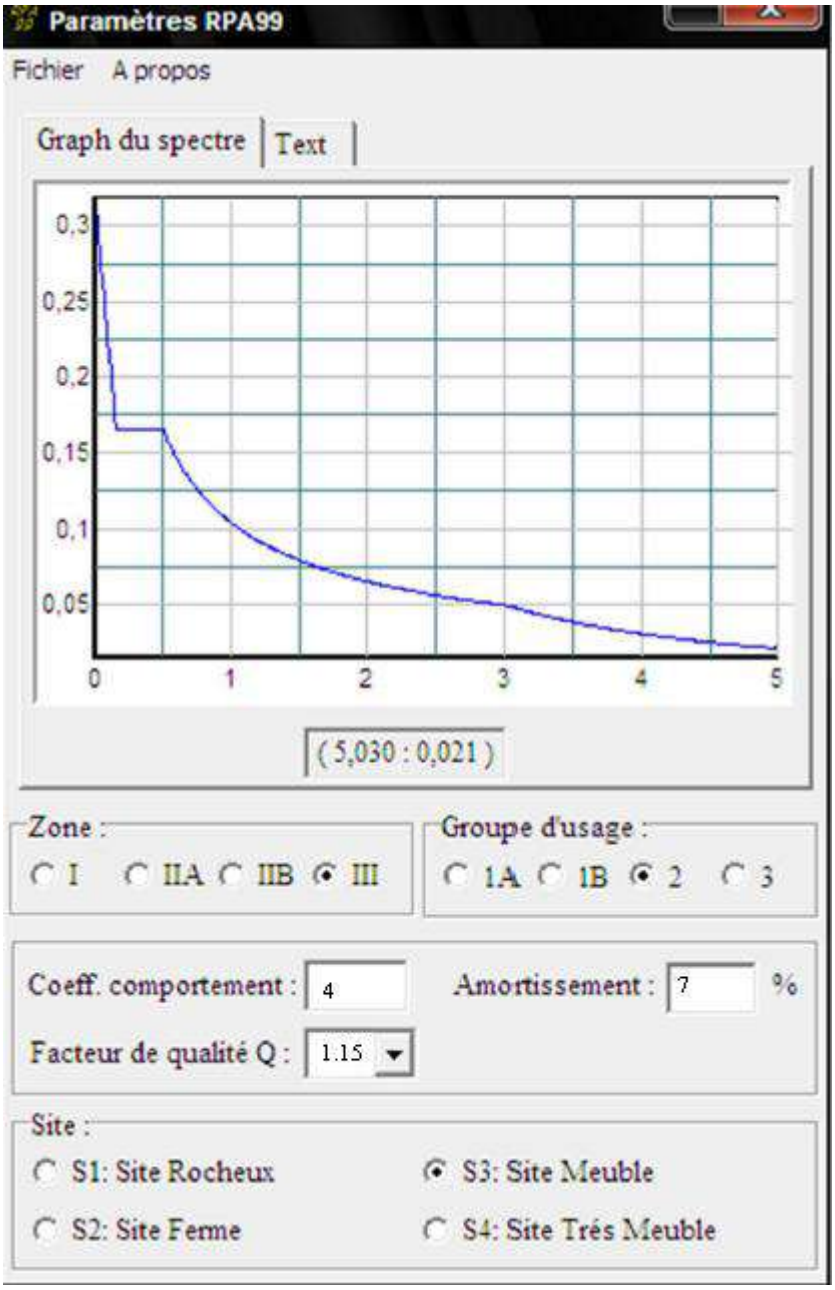


Figure IV-5 : Spectre de réponse

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

- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement :

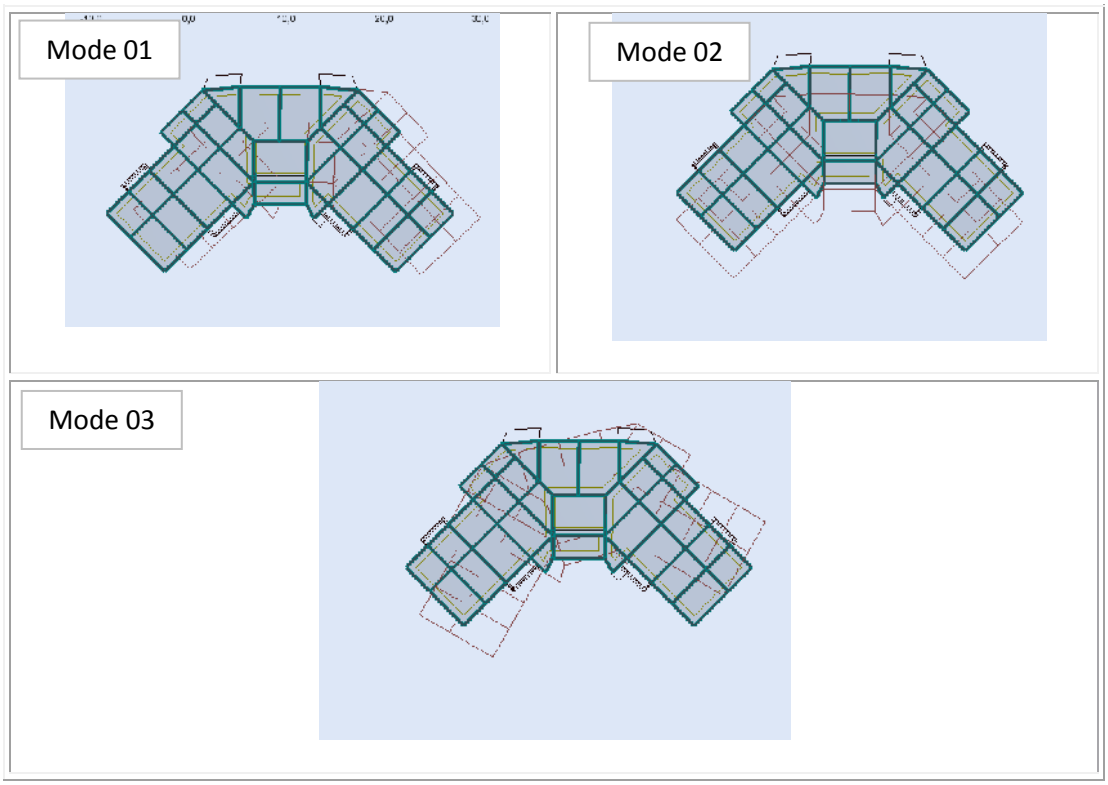


Figure IV-6 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV-7 : Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	67.27	0.01	0.00
Mode 2	0.01	67.33	0.00
Mode 3	0.51	0.03	0.00

Tableau IV-8 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode2	Mode3
Translation pure suivant (x) :67.27%	Translation pure suivcant (y) :67.33%	rotation autour de Z

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 4.3.4.a.

Tableau IV-9 : Coefficient de participation massique

Mode	**Période (s)**	**Cumul des masses modales effectives (%)**		
		Sens x	**Sens y**	**Sens z**
1	0,57	67,27	0,01	0,00
2	0,40	67,28	67,33	0,00
3	0,35	67,79	67,36	0,00
4	0,14	86,75	67,36	0,00
-				
16	**0,04**	**94,20**	**94,34**	**4,06**

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]…… (I)

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

On a: $C_T=0.05 \rightarrow Tx=Ty=0.05*19.38^{3/4}=0.46$ s

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

$$T=0.09*hN/\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\begin{cases} Tx = 0.46\ s \\ Ty = 0.46s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} Tx = 0.46\ s \\ \epsilon\ (0;\ 0.5\ s) \\ Ty = 0.46\ s \end{cases}$$

Tableau IV-10 valeur de Teme et Tnum

On a :	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)
X	0.46	0.57
Y	0.46	0.49

On a de (I) : $\frac{(Tnum-Temp)}{Tnum} => \frac{(0.57-0.46)}{0.57} = 19\% < 30\%$

Et $\frac{(Tnum-Temp)}{Tnum} => \frac{(0.49-0.46)}{0.49} = 6\% < 30\%$

Donc la condition (I) vérifiée.

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 inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99version2003Art4.2.6]

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 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

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

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

T ϵ (0; 0.5 s)

Alors: Dx=Dy=2.5**η**

Donc

$$\begin{cases} Dx=2.205 \\ Dy=2.205 \end{cases}$$

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 4

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.15$

- **W : poids total de la structure**

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

β = 0.2 tableau 4.5

W= 10000.33kN

Tableau IV-11 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2,205	2,205	4	1.15	1.15	10000.33	1548.89	1584.89

Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1548.89	1458.34	1239.11	Oui
Y	1548.89	1394.51	1239.11	Oui

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 : $M_{tx} = X_G.Wi$, $M_{tY} = G_Y.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

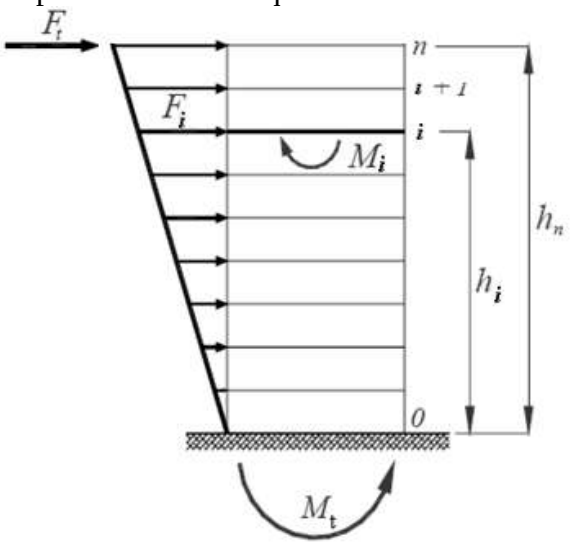


Figure IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- $T_X = 0{,}46s \rightarrow Ft = 0$
- $T_Y = 0{,}46\ s \rightarrow Ft = 0\ kN$

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

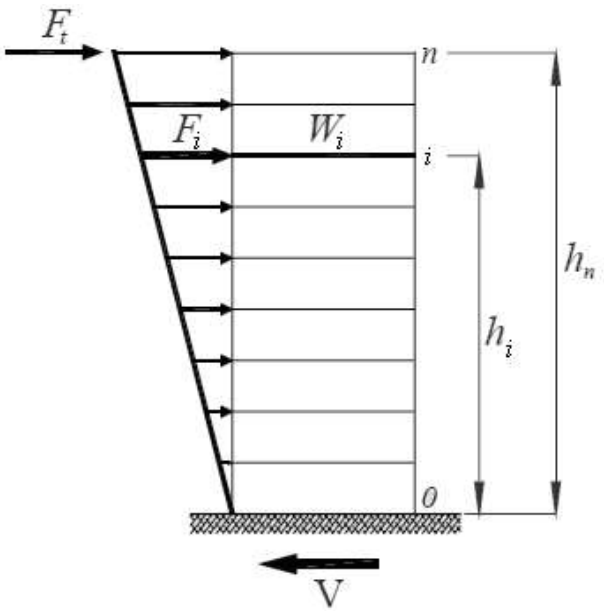


Figure IV-8 : Distribution des forces sismiques

Vt_X =1458.34kN

Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_x	F_{ix}(kN)
+19,38	1490.84	28892.47	0.264	385
+16,15	1595.01	25759.41	0.236	344.16
+12,92	1595.01	20607.52	0.188	274.16
+9,69	1723.67	16702.36	0.153	223.12
+6,46	1723.67	11134.90	0.102	148.75
+3,23	1872.13	6046.97	0.055	80.20
	SOMME	109143.63	1	1458.34

Vt_Y =1394.51kN

Tableau IV-14 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy}(kN)
+19,38	1490.84	28892.47	0.264	368.15
+16,15	1595.01	25759.41	0.236	329.10
+12,92	1595.01	20607.52	0.188	262.16
+9,69	1723.67	16702.36	0.153	213.36
+6,46	1723.67	11134.90	0.102	142.24
+3,23	1872.13	6046.97	0.055	76.69
	SOMME	109143.63	1	1394.51

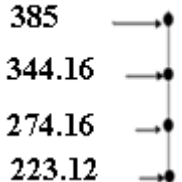


Figure IV-9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

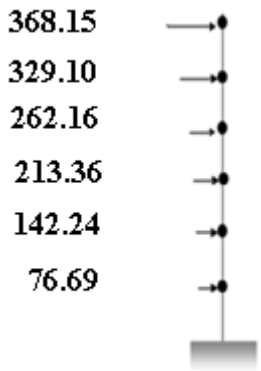


Figure IV-10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.5.2. Moment de renversement :

Tableau IV-15 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
+19,38	385	368.15	7461.3	7134.74
+16,15	344.16	329.10	5558.18	5314.96
+12,92	274.16	262.16	3542.14	3387.10
+9,69	223.12	213.36	2162.03	2067.45
+6,46	148.75	142.24	960.92	918.87
+3,23	80.20	76.69	259.04	247.70

		ΣMo	**19943.61**	**19070.82**

IV.4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau IV-16 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
+19,38	1490.84	9.33	18.04	13909.53	26894.75
+16,15	1595.01	9.37	18.16	14945.24	28965.38
+12,92	1595.01	9.37	18.16	14945.24	28965.38
+9,69	1723.67	9.36	18.18	16133.55	31336.32
+6,46	1723.67	9.36	18.18	16133.55	31336.32
+3,23	1872.13	9.36	18.20	17523.13	34072.76
		ΣMt		**93590.24**	**181570.91**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV-17 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
93590.24	181570.91	19943.61	19070.82	4.69	9.52	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement=4.

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:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+19.38	2.125	8.50			
			1.5	3.23	Oui
+16.15	1.75	7.00			
			2	3.23	Oui
+12.92	1.25	5.00			
			2	3.23	Oui

+9.69	0.75	3			
			1.5	3.23	Oui
+6.46	0.375	1.5			
			1	3.23	Oui
+3.23	0.125	0.5			

Tableau IV-19 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**δ_k =R. δ_e (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**0,01.h_e (cm)**	**Vérification**
	2.125	8.5			
+19.38			1.5	3.23	Oui
+16.15	1.75	7			
			2	3.23	Oui
+12.92	1.25	5			

			1.5	3.23	Oui
+9.69	0.875	3.5			
			1.5	3.23	Oui
+6.46	0.5	2			
			0.5	3.23	Oui
+3.23	0.375	1.5			

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 $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (kN)	V_{kx}(kN)	Δ_{kx}(cm)	θ	θ≤ 0.10
+19,38	1490.84	385.00	385.00	1.5	0.00094	Oui
+16,15	3085.85	344.16	729.16	2	0.0045	Oui
+12,92	4680.86	274.16	1003.32	2	0.014	Oui

+9,69	6404.53	223.12	1226.44	1.5	0.021	Oui
+6,46	8128.20	148.75	1375.19	1	0.054	Oui
+3,23	10000.33	80.20	1455.39	-	-	-

Tableau IV-21 : Vérification l'effet P-Δ sensY

h_k (m)	P_k (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ky}(kN)	Δ_{ky}(cm)	θ	θ≤ 0.10
+19,38	1490.84	368.15	368.15	1.5	0.00082	Oui
+16,15	3085.85	329.10	697.25	2	0.0037	Oui
+12,92	4680.86	262.16	959.41	1.5	0.00770	Oui
+9,69	6404.53	213.36	1172.77	1.5	0.022	Oui
+6,46	8128.20	142.24	1315.01	0.5	0.028	Oui
+3,23	10000.33	76.69	1391.70	-	-	-

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

VI.4 8 Vérification des sollicitations normales: RPA ▸▸ [Art.7.4.3.1] ◂◂

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C * f_{c28}}$$

Avec :

- ν: effort normal réduit.
- N_d: l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_C: l'air (section brute) de cette section de béton.
- f_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau VI.22 vérifications des sollicitations normales

	N_d(KN)	B_C(mm^2)	f_{c28} (MPA)	ν	$\nu \leq 0.3$
$5^{éme}$ étage	115,35	90000	25	0.05	CV
$4^{éme}$ étage	227,66	90000	25	0.10	CV
$3^{éme}$ étage	449,49	90000	25	0.19	CV
$2^{éme}$ étage	598,01	122500	25	0.19	CV
$1^{ér}$ étage	746,82	122500	25	0.24	CV
RDC	998,21	160000	25	0.25	CV

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Ferraillages des éléments structuraux :

V.1.Ferraillage des poutres :

V.1.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.1.2. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** ":
  - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
  - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99** version 2003 ":
  - 0.8 G ± E
  - G + Q + E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.1.3. Recommandations des règlements :

Selon le règlement " RPA 99 vesion2003 " **(Art. 7.5.2).**

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

  $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

  $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ** (zone **III**).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures " A_t", est donnée par: $A_t = 0.003$ St. b

  B: longueur de la poutre.

  S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4};12\varphi\right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.
  - Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

V.1.4.Ferraillage des poutres à l'ELU :

a) Poutres principales :

Tableau V.1 : ferraillage des poutres principales.

Niveaux	Position	position	M(max) (kN.m)	A_S (cm^2)	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
terrasse	Rive	appui	102.02	acc	7.31	6	**5HA14=7.70**
		travée	63.73	acc	4.58	6	**3HA14+2HA12= 6.88**
	intermédiaire	appui	-90.03	durable	7.65	6	**5HA14=7.70**
		travée	44.04	durable	3.53	6	**3HA14+2HA12=6.88**
1,2,3,4 étage, RDC	Rive	appui	-120.33	acc	8.67	6	**6HA14=9.24**
		travée	84.84	acc	6	6	**3HA14+2HA12=6.88**
	intermédiaire	appui	-110.01	acc	7.68	6	**6HA14=9.24**
		travée	42.08	durable	3.32	6	**3HA14+2HA12=6.88**

b) Poutres secondaires :

Tableau V.2 : ferraillage des poutres secondaires.

Niveaux	position	position	M_{max} (kN.m)	situation	A_S (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
terrasse	rive	appui	-59,26	acc	5.87	4.5	6HA12=6.79
	intermédiaire	appui	-30,01	acc	2.88	4.5	6HA12=6.79
1, 2, 3,4 étage, RDC	rive	appui	-71.10	acc	6.56	4.5	6HA12=6.79
	intermédiaire	appui	-40.26	acc	3.9	4.5	6HA12=6.79

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{bxh}{1000} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad => A_s > A_{min}$$

Donc : $A > A_{min}$

V.1.5 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- σ_b =(Mser*y)/I

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28

$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa .

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa,

σ_s =Mser*15*(d-y)/I.

et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]$=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]$=0.6.fc28=15MPa &$\sigma_s \leq [\sigma_s]$.

a)Poutres principales :

Tableau V.3 : vérification des contraintes à l'ELS de P.P.

Niveaux	Position	position	M_{max} (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (MPa)
Terrasse	Rive	appui	-31.99	7.69	3.7	15	O.K	125.1	O.K
		travée	17.12	6.15	2.9		O.K	86.40	O.K
	intermédiaire	appui	-50.86	7.69	6		O.K	-	-
		travée	28.5	6.15	4		O.K	-	-
1, 2, 3,4 étage, RDC	Rive	appui	-35.98	9.22	3.9		O.K	119.9	O.K
		travée	17.07	6.15	2.4		O.K	83.9	O.K
	intermédiaire	appui	-69.85	7.67	8.1		O.K	-	-
		travée	30.21	6.15	4.2		O.K	-	-

b) Poutres secondaires :

Tableau V.4 : vérification des contraintes à l'ELS de P.S.

Niveaux	Position	position	M_{max} (kN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Terrasse	Rive	appui	-41.97	7.69	4.9	O.K	146.1	O.K
	intermédiaire	appui	-18.14	4.62	3.6	O.K	-	-
1,2,3,4 étage	Rive	appui	-42.89	7.69	6.4	O.K	198	O.K
RDC	intermédiaire	appui	-25.08	4.62	4.7	O.K	-	-

V.1.6.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

On à donc : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$ avec: $f_{c28} = 25$ MPa

D'où $\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$ (situation durable).

$\overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$ (Situation accidentelle).

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$, avec: $f_{c28} = 25$ MPa

$\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$ (Situation durable).

$\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$ (Situation accidentelle).

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ T_u: effort tranchant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

V.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres :

a)Poutres principales :

Tableau V.5 : vérification des efforts tranchants des poutres principales.

Niveaux	Position	V_u (kN)	Situation	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	rive	70.93	acc	0.64	4,34	O.K
	intermédiaire	101.99	dur	0.92	3,3	O.K
1,2,3,4 étage	rive	75.81	acc	0.69	4,34	O.K
RDC	intermédiaire	105.90	dur	0.95	3,3	O.K

b) Poutres secondaires :

Tableau V.6 : vérification des efforts tranchants des poutres secondaires.

Niveaux	Position	V_u (kN)	Situation	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Rive	90.19	acc	1.10	4,34	O.K
	intermédiaire	32.86	acc	0.39	4,34	O.K
1,2,3,4 étage	Rive	79.07	acc	0.97	4,34	O.K
RDC	intermédiaire	61.01	acc	0.74	4,34	O.K

V.1.8.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

RPA.99 version 2003 : ► (Art 7.5.2.2) :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{(Zone nodale)} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4}, 12\varphi) & \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{(Zone courante)} \end{cases}$$

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 :

Tableau V.7 : calcul des armatures transversales.

		CBA 93		**RPA 99**			**St adopte (cm)**			
Section	**τ_u (Mpa)**	**st (cm)**	**At (cm2)**	**S (nodale) (cm)**	**S' (courante) (cm)**	**At (cm2)**	**S (nodale) (cm)**	**S' (courante) (cm)**	**At choisie (cm^2)**	**Nombre des barres**
30X40	0.95	27	1.4	10	20	1.8	10	20	2.01	4HA8
30X30	1.1	27	1.4	7.5	15	1.35	8	15	2.01	4HA8

V.1.9.Vérification de la flèche : « CBA : B.6.5.1 »

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.8 : vérification de la flèche

	Section	L(m)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe	Vérification
Poutre principale	30x40	5.60	0.071	0,06	0,08	0,008	0,010	O.K

Schémas des armatures des poutres :

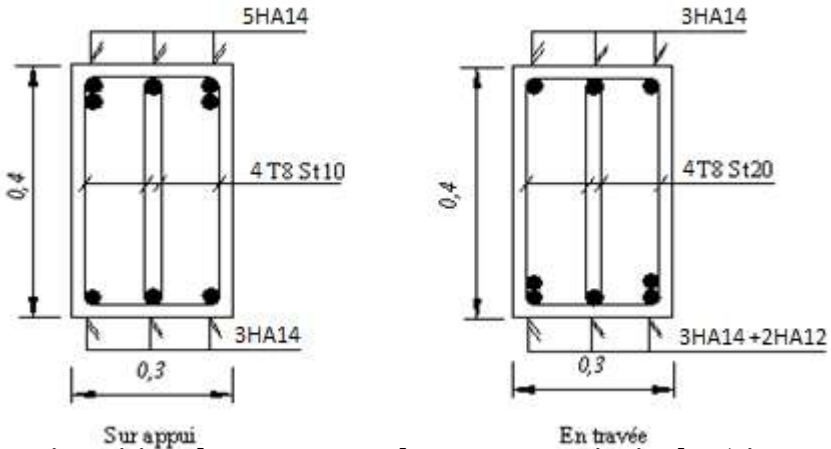


Figure.V.1 : Disposition des armatures des poutres principales (rive et intermédiaire). Terrasse

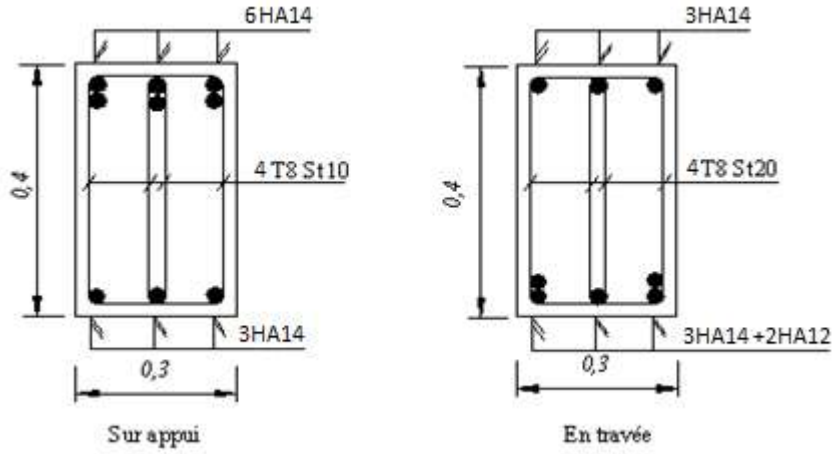


Figure.V.2 : Disposition des armatures des poutres principales (rive)courant.

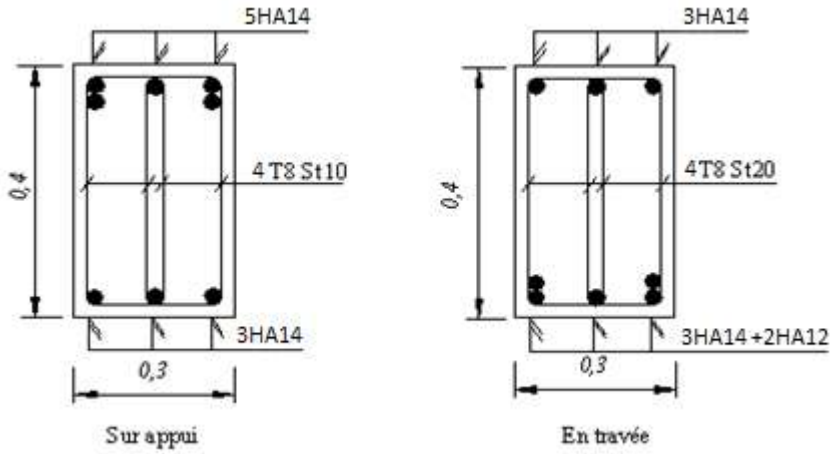


Figure.V.3 : Disposition des armatures des poutres principales (intermédiaire) courant

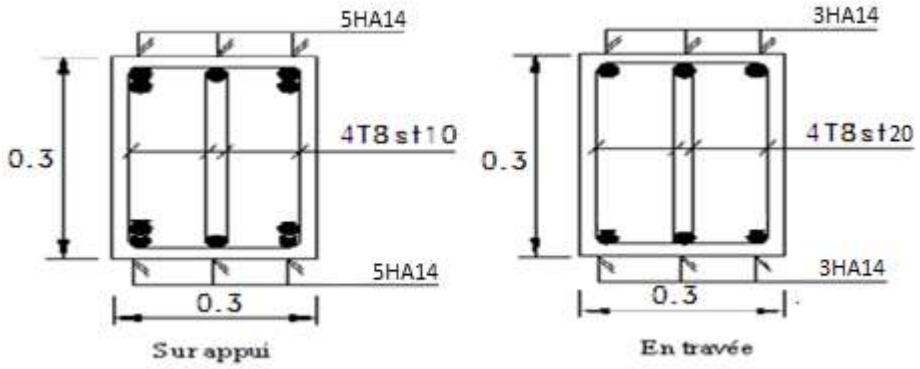


Figure.V.4 : Disposition des armatures des poutres secondaires (rive) terrasse

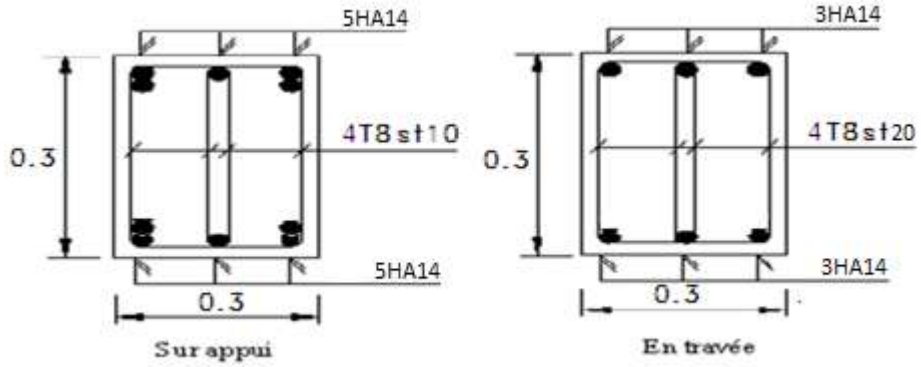


Figure.V.5 : Disposition des armatures des poutres secondaires (intermédiaire) terrasse

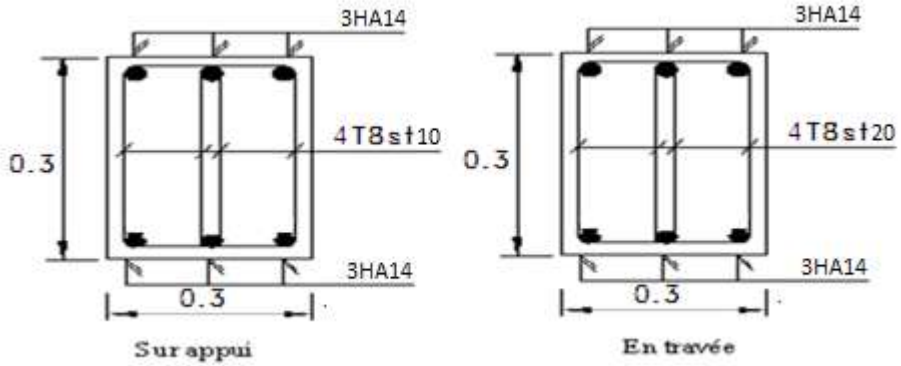


Figure.V.6 : Disposition des armatures des poutres secondaires (rive) courant.

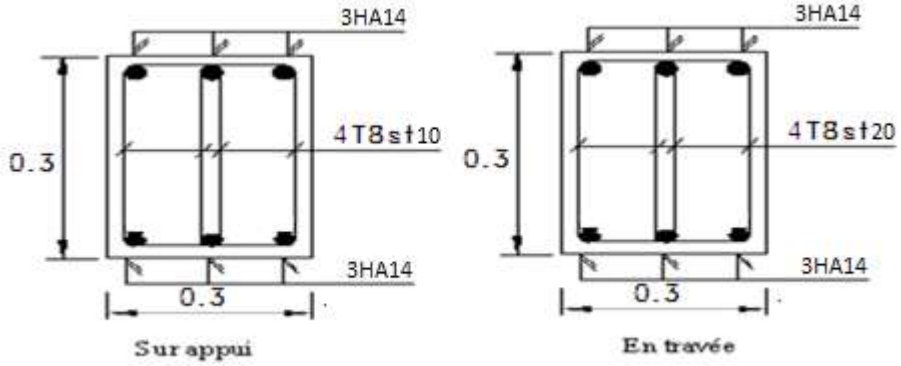


Figure.V.7 : Disposition des armatures des poutres secondaires (intermédiaire) courant.

V.2.Ferraillage des poteaux :

La section des armatures des poteaux est déterminée en flexion composée,

-le schéma suivant nous indique les positions des poteaux de la structure.

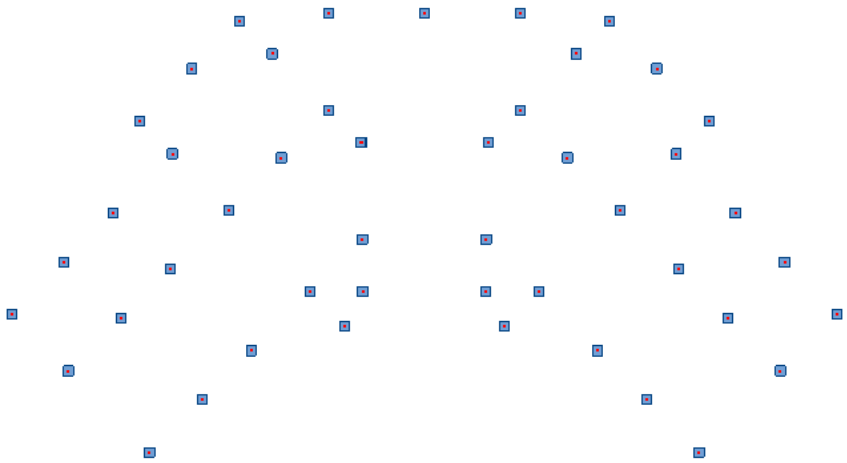


Figure.V.8 : Disposition des poteaux.

V.2.1 Armatures longitudinales :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

À partir de **(CBA93) :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

RPA.99 version 2003 : ►► (Art 7.4.2.1).

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Leur pourcentage est limité en zone **III** par:

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$ (Zone courante).

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$ (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minimum est de **12 mm** ;

- La longueur minimale des recouvrements est de : **50 Φ** en zone **III**;

- la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :

20 cm en zone **III**

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figureure ci-dessous :

$$h' = Max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\,cm\right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

- **1er cas : (N_{max} ; M_{corr}).**
- **2eme cas : (M_{max} ; N_{corr}).**
- **3eme cas : (N_{min} ; M_{corr}).**

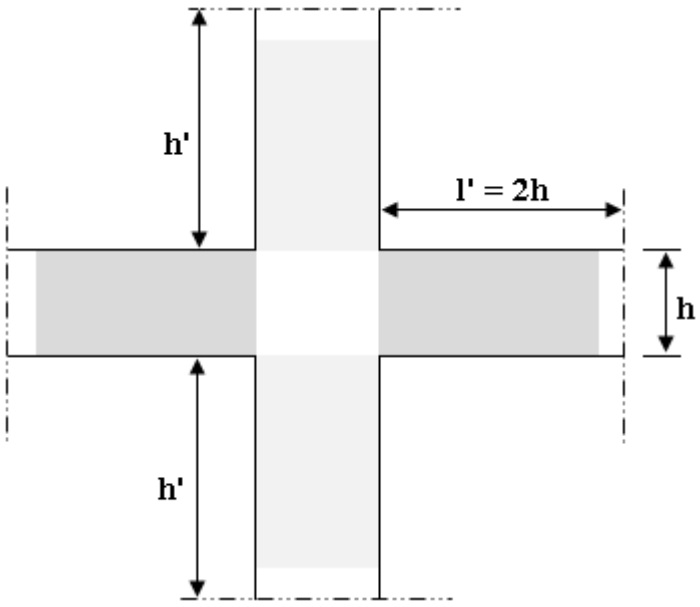


Figure.V.9 : Vérification de la zone nodale

a)Ferraillage des poteaux à l'ELU :

Tableau V.9 : ferraillage des poteaux à l'ELU.

Niveau	Section (cm^2)	Cas	N (kN)	Mx (kN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisie (cm^2)
3, 4, 5 étage	30x30	1	312.79	10.75	6.12	8.10	**8HA12**
		2	298.87	80.11	5.62	8.10	
		3	7.06	41.60	3.91	8.10	
1, 2 étage	35x35	1	792.27	1.89	6.1	11.00	**8HA14**
		2	417.72	56.41	6.1	11.00	
		3	100.54	25.44	6.1	11.00	
RDC	40x40	1	1485.36	6.55	8	14.40	**8HA16**
		2	751.39	54.84	8	14.40	
		3	141.46	40.53	8	14.40	

b) 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.

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28

$\overline{\sigma_b}$ = 15 MPa .

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min (⅔ f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa,

et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Donc :

Pour la fissuration peu nuisible (poteaux intermédiaires): $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.fc28=15MPa$

Pour la fissuration préjudiciable (poteaux de rive).:$\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.fc28=15MPa$ &$\sigma_s \leq$ **[σs].**

c)Détermination des contraintes de l'acier et de béton

Tableau V.10 : détermination des contraintes du béton

Niveau	Section	Cas	N (kN)	M (kN.m)	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$	σ_{s1} (MPa)	σ_{s2} (MPa)	$\overline{\sigma_s}$	
3, 4, 5 Etage	30x30	N maxMcor	232.00	25.86	2.8	15	40.2	0.00	202	OK
		M maxNcor	232.00	25.86	2.1	15	35.1	0.00	202	
		N min-Mcor	5.11	4.55	1.8	15	31.5	0.00	202	
1, 2 étage	35x35	N maxMcor	577.79	1.37	3.7	15	55.6	0.00	202	
		M maxNcor	332.15	12.48	3.1	15	44.4	0.00	202	OK
		N min-Mcor	314.66	11.17	2.9	15	41.3	0.00	202	
RDC	40x40	N maxMcor	1079.56	4.71	5.4	15	80.3	0.00	202	
		M maxNcor	837.18	20.82	5.1	15	74.5	0.00	202	OK
		N min-	548.86	8.54	3.1	15	45.2	0.00	202	

		Mcor								

d) Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

d.1) Justification de la contrainte de cisaillement :

Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

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

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h-c).

RPA.99 version 2003 : ►► (Art 7.4.3.2).

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0,04 & si\ \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h}\sqrt{12} \approx 3,46\frac{\ell_f}{h}$$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration

L_f : Langueur de flambement

A : Section du poteau

I : Moment d'inertie du poteau.

CBA93 :

La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3.33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)}\\ \overline{\tau_u} = 4.32\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2.5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)}\\ \overline{\tau_u} = 3.26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

d.2) vérification des contraintes de cisaillements :

Le calcul et la vérification est résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 :vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Section	Tu max (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ	Situation	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observât
3, 4, 5 étage	30x30	47.57	0.57	22.94	0.075	acc	1.875	3.26	O.K
1, 2 étage	35x35	54.86	0.49	21.17	0.075	acc	1.875	3.26	O.K
RDC	40x40	57.60	0.38	18.52	0.075	acc	1.875	3.26	O.K

V.2.2.Armatures transversales:

D'après **RPA.99 version 2003** : ►► (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . t\ . T_u}{h_1 . f_e}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I : hauteur totale de la section brute.

t :espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10cm & (zone\ nodale) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (zone\ courante) \end{cases}$$

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 comme suit:

$$\frac{A_t}{t\, b_l} = \begin{cases} 0.3\% & Si \quad \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites } (0.3 \text{ et } 0.8)\% & Si\ 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Choix des armatures est leur espacement :

Tableau V.12 calcul des armatures transversales.

Niveau	Section	Tu (kN)	λ	Zone	St (cm)	St (cm)	At (calcul) (cm^2)	At min (cm^2)	At choisie
3, 4, 5 étage	30x30	47.5	22.9	nodale		8	0.79	1.08	4HA8
				courante		12	1.19	0.72	4HA 8
1, 2 étage	35x35	54.86	21.17	nodale		10	1.66	1.05	4HA8
				courante		12	2.00	1.26	4HA 8
RDC	40x40	57.60	18.52	nodale		10	1.53	1.20	4HA 8
				courante		12	1.83	1.44	4HA 8

Les schémas des armatures des poteaux :

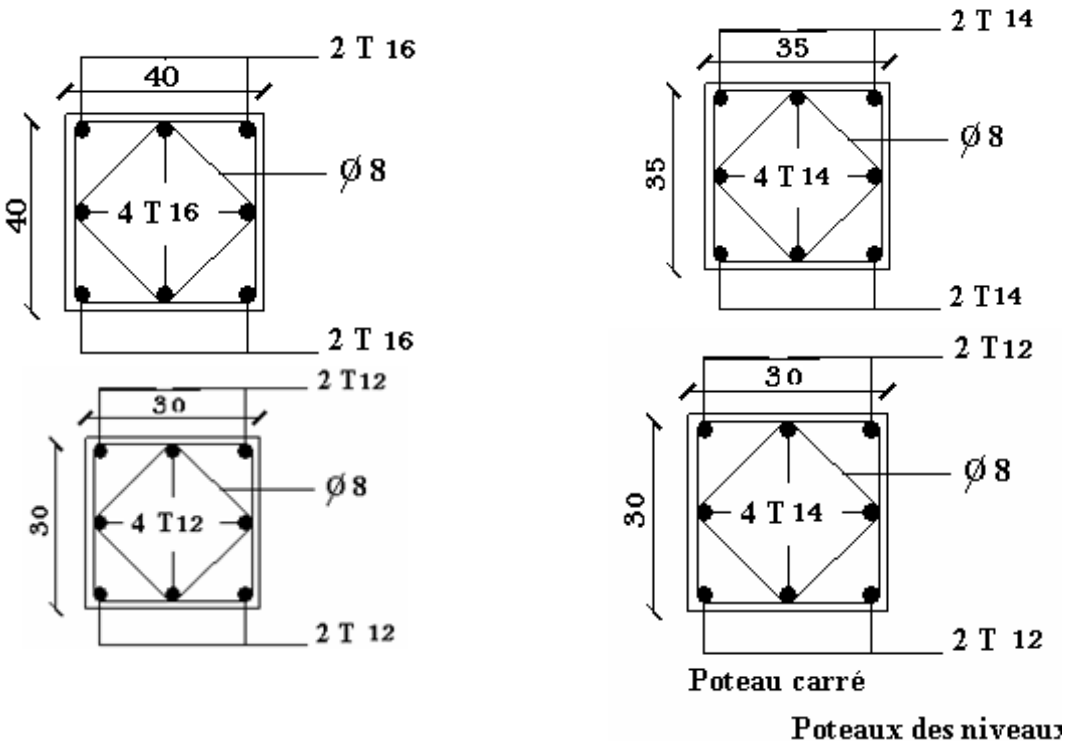


Figure.V.10 : disposition des armatures dans les poteaux

V.3.Ferraillage des voiles :

V.31.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configureuration régulière etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.

- ❖ Les aciers longitudinaux.
- ❖ Les aciers transversaux

V.3.2. 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.3.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.3.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin 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.3.3.2. 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.3.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.3.4.1. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

❖ **Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- ✓ a = l'épaisseur du voile
- ✓ b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\%B_t$ dans la section tendue du voile.
$A_v = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.
$A_v = 0.10\%B$ dans la section courante.
Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

B. 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[2]:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\mathbf{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}}{\mathbf{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- ✓ $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, 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.3.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

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.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v(\text{zone courante}) \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

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.

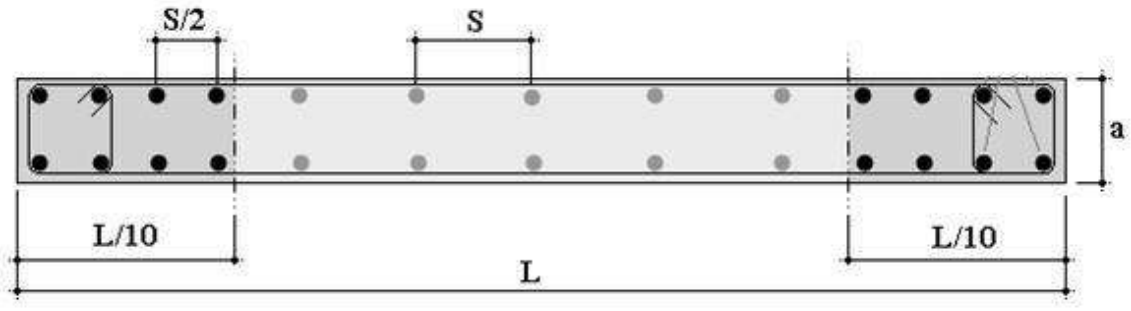


Figure.V.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.5.Ferraillage des voiles pleins :

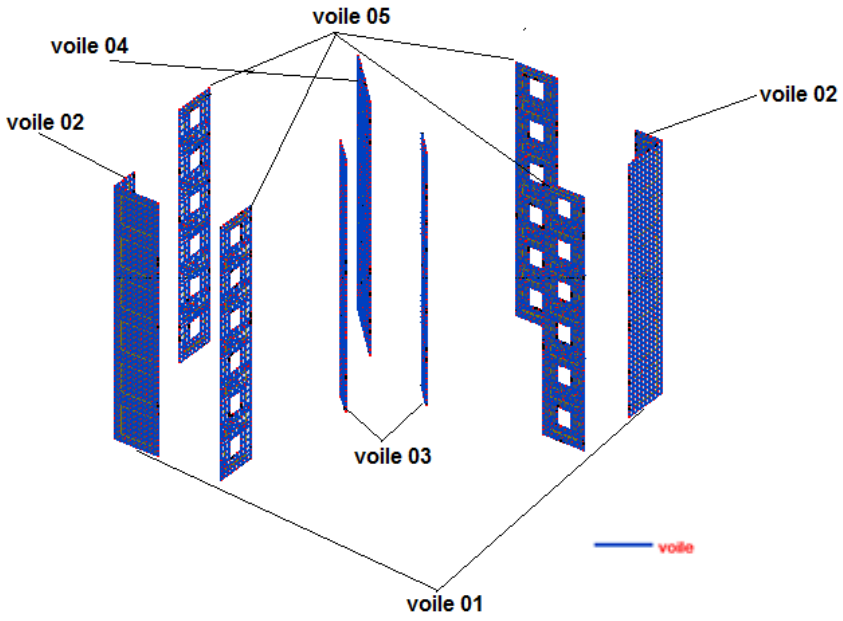
V.3.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.13 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :



FigureureV .12 dispostion de voile

Tableau V.14 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15×345	773.02	1012.09	ACC	28.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_2	15×200	1141.20	775.32	ACC	17.2	15	2×(16HA12 =18.10)
	V_3	15×225	59.49	148.60	ACC	19.2	15	2×(9HA12=19.23)
	V_4	15×549	183.89	195.29	ACC	45.2	15	2×(20HA12 =45.24)
1^{er} et 2^{eme} étage	V_1	15×345	631.40	890.27	ACC	28.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_2	15×20	809.36	465.80	ACC	17.2	15	2×(16HA12 =18.10)
	V_3	15×225	28.29	216.28	ACC	19.2	15	2×(9HA12=19.23)
	V_4	15×549	55.70	127.51	ACC	45.2	15	2×(20HA12 =45.24)
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V_1	15×345	288.86	395.20	ACC	28.8	15	2× (26HA12 =29.41)
	V_2	15×20	341.36	133.08	ACC	17.2	15	2×(16HA12 =18.10)
	V_3	15×225	9.74	235.58	ACC	19.2	15	2×(9HA12=19.23)
	V_4	15×549	49.57	56.57	ACC	45.2	15	2×(20HA12 =45.24)

TableauV.15 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CB

Niveau	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}RPA(cm^2)	A_{Min}CBA(cm^2)	Vérification
RDC	V_1	15×3.45	2× 14.70	7.762	5.175	Vérifier
	V_2	15×2	2×9.05	4.50	3	Vérifier
	V_3	15×2.25	2×10.18	5.062	3.375	Vérifier
	V_4	15×5.49	2×22.62	12.352	8.235	Vérifier
1^{er} et 2^{eme} étage	V_1	15×3.45	2× 14.70	7.762	5.175	Vérifier
	V_2	15×2	2×9.05	4.50	3	Vérifier
	V_3	15×2.25	2×10.18	5.062	3.375	Vérifier
	V_4	15×5.49	2×22.62	12.352	8.235	Vérifier
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V_1	15×3.45	2× 14.70	7.762	5.175	Vérifier
	V_2	15×2	2×9.05	4.50	3	Vérifier
	V_3	15×2.25	2×10.18	5.062	3.375	Vérifier
	V_4	15×5.49	2×22.62	12.352	8.235	Vérifier

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:
  $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
- Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:
  $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

TableauV.16 : Vérification des armatures a ELS des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M_Z (KN.m)	M_Y (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_1	15×345	-229.47	-28.12	0.61	2× (26HA12 =29.41)	4.4	15	85.4	201.63	C.V
	V_2	15×200	-172.34	1.41	-0.56	2×(16HA12 =18.10)	0.2		161.3		
	V_3	15×225	-393.42	23.36	-0.23	2×(9HA12=19.23)	5.8		140.3		
	V_4	15×549	-523.38	131.67	-0.06	2×(20HA12 =45.24)	12.2		155.9		
1^{er} et 2^{eme} étage	V_1	15×345	-232.69	-23.63	0.44	2× (26HA12 =29.41)	3.7	15	75.8	201.63	C.V
	V_2	15×200	-170.64	6.20	0.02	2×(16HA12 =18.10)	1.7		50.9		
	V_3	15×225	-387.68	20.76	0.41	2×(9HA12=19.23)	5.2		130.8		
	V_4	15×549	-520.57	129.85	-0.05	2×(20HA12 =45.24)	12.6		199.8		
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V_1	15×345	-219.25	-35.24	0.51	2× (26HA12 =29.41)	5.5	15	101	201.63	C.V
	V_2	15×200	-170.59	14.43	0.19	2×(16HA12 =18.10)	3.9		80.7		
	V_3	15×225	-376.25	17.17	0.77	2×(9HA12=19.23)	4.3		116.8		
	V_4	15×549	-503.20	126.85	0.08	2×(20HA12 =45.24)	12.3		176.5		

V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.17 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15	283	257.24	0.360	5	15	2× (19HA10 =14.92)
	V_2	15	293	303.12	1.07	5	15	2× (20HA10 =15.71)
	V_3	15	283	294.48	1.07	5	15	2× (19HA10 =14.92)
	V_4	15	283	335.66	1.23	5		2× (19HA10 =14.92)
1er et 2eme étage	V_1	15	283	344.11	1.26	5	15	2× (19HA10 =14.92)
	V_2	15	293	343.12	1.214	5	15	2× (20HA10 =15.71)
	V_3	15	283	169.38	0.619	5	15	2× (19HA10 =14.92)
	V_4	15	283	241.61	0.883	5		2× (19HA10 =14.92)
3ème 4ème et 5ème étage	V_1	15	283	237.81	0.868	5	15	2× (19HA10 =14.92)
	V_2	15	293	119.78	0.421	5	15	2× (20HA10 =15.71)
	V_3	15	283	183.19	0.670	5	15	2× (19HA10 =14.92)
	V_4	15	283	49.02	1.795	5		2× (19HA10 =14.92)

V.3.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau .V.18 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $\emptyset_v$	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

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 figureure 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.

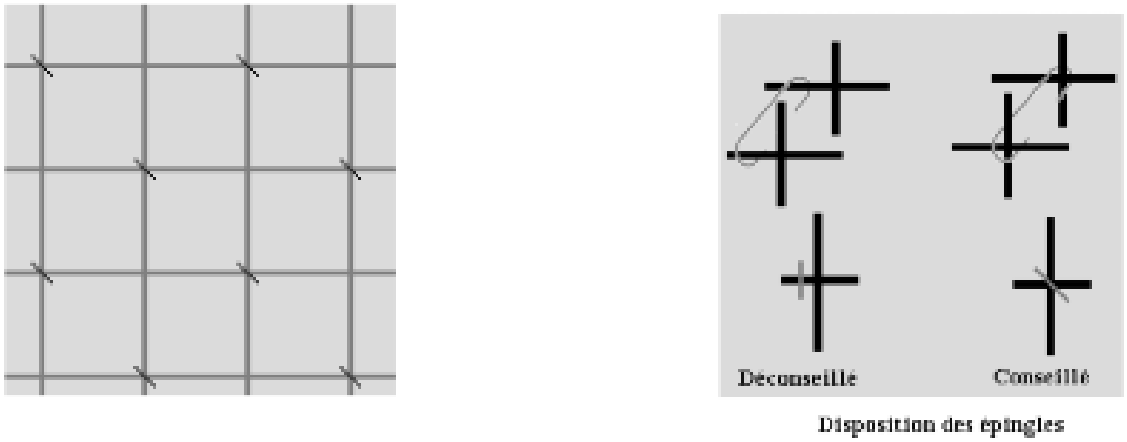


Figure.V.13 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

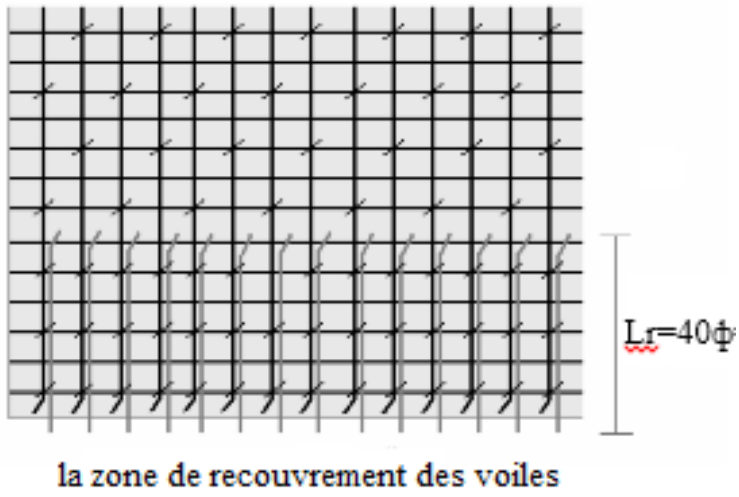


Figure.V.14 : La zone de recouvrement des voiles

V.3.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.3.6.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

TableauV.19 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_5	15×97	541.64	99.25	ACC	9	15	2× (8HA12 =9.05)
1^{er} et 2^{eme} étage	V_5	15×97	411.50	96.00	ACC	9	15	2× (8HA12 =9.05)
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V_5	15×97	106.60	55.77	ACC	9	15	2× (8HA12 =9.05)

A.2. Vérification des armatures à ELS :

TableauV.20 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M_Z (KN.m)	M_Y (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ (Mpa)	$\boldsymbol{\sigma_s}$ (Mpa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ (Mpa)	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma s}}$ $\sigma_b \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$
RDC	V_5	15×97	-172.34	0.55	1.41	2× (8HA12=9.05)	0.6	15	67.8	201.63	C.V
1^{er} et 2^{eme} étage	V_5	15×97	-170.64	6.20	0.02	2× (8HA12 =9.05)	3.6	15	102.6	201.63	C.V
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V_5	15×97	-170.59	14.43	0.19	2× (8HA12 =9.05)	8	15	162.6	201.63	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

TableauV.21 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_5	15	97	237.85	2.533	5	15	2×(4HA12=4.52)
1^{er} et 2^{eme} étage	V_5	15	97	257.26	2.750	5	15	2×(4HA12=4.52)
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V_5	15	97	169.74	1.814	5	15	2×(4HA12=4.52)

V.3.6.2. 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 [2]:**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.
d : hauteur utile.
Vu : 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 ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

➢ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec: $Z=h-2d'$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ $\begin{cases} \lambda > 1 & \text{(linteau longe)} \\ \lambda < 1 & \text{(linteau court)} \end{cases}$

a. linteau long $\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t \, fe \, \frac{Z}{T}$

St : 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 :$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On les calcul comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : Z = h – 2 d'

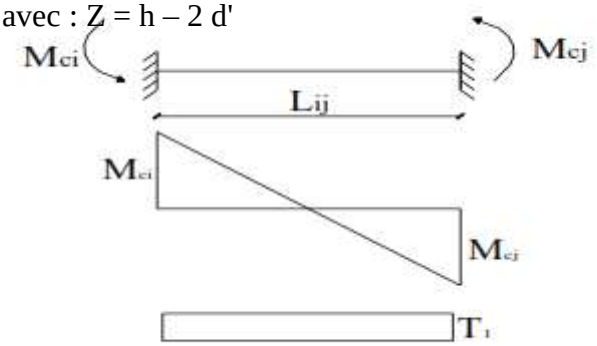


Figure.V.15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

Dans ce cas, il y a 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 :

$$\begin{cases} A_D = \dfrac{V}{2\sin\alpha . f_e} & \text{avec: } tg\,\alpha = \dfrac{h-2d}{L} \\ V = Vu & \text{(sans majoration)} \end{cases}$$

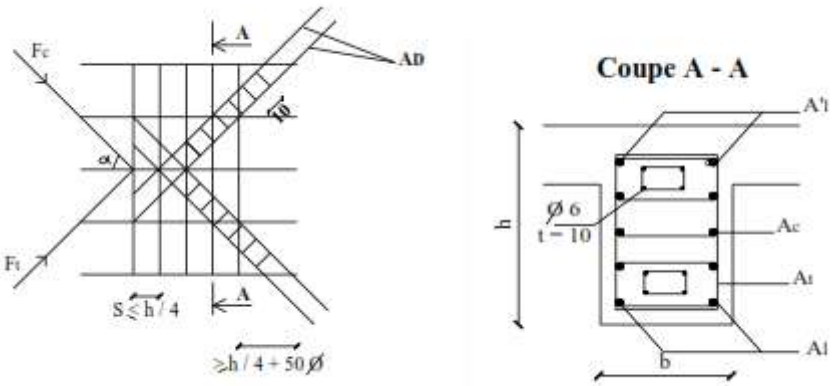


Figure.V.16 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_D = 0.15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$
- $\begin{cases} A_t \geq 0.15\%b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq \mathbf{0.06} f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > \mathbf{0.06} f_{c28} \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

TableauV.22 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_5	15	178	320	722.93	3.790	1725.26	Traction/compression
1ère-2ème	V_5	15	178	320	612.95	3.208	1384.57	Traction/compression
2ème-3ème	V_5	15	178	320	471.84	2.469	854.96	Traction/compression
3ème- 4ème	V_5	15	178	320	326.63	1.709	481.75	Traction/compression
4ème-5ème	V_5	15	178	320	188.79	0.989	183.39	Flexion simple
5ème	V_5	15	68	320	60.37	0.827	38.74	Flexion simple

TableauV.23 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A minimal de RPA (cm^2)			St			
	Ad	Al	At	Ad	Al	At	St
RDC - 1ère	4.73	2.49	1.93	4.005	4.005	0.56	15
1ère - 2ème	4.01	2.00	1.52	4.005	4.005	0.56	
2ème - 3ème	309	1.23	1.06	4.005	4.005	0.56	
3ème - 4ème	2.14	0.69	0.71	4.005	4.005	0.56	
4ème - 5ème	-	0.26	-	-	4.005	-	
5ème	-	0.14	-	-	1.53	-	

TableauV.24 : choix d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Ad	Al	At
2×(4HA14) =12.32	2×(2HA14)=6.16	2×(7HA10)=11.00
2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14)=6.16	2×(7HA10)=11.00
2×(4HA12) =18.10	2×(2HA14)=6.16	2×(7HA10)=11.00
2×(4HA10) =6.28	2×(2HA14)=6.16	2×(7HA10)=11.00
-	2×(10HA10)=15.71	-
-	2×(3HA10)=4.71	-

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI-1- Introduction

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

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI -2-Reconnaissance du sol (contrainte admissible) :

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, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :**

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- ✓ Limite de plasticité **W_p= 20 %**
- ✓ Indice de plasticité : **I_p = 26 %**
- ✓ Coefficient de compressibilité: **C_c=0.160**
- ✓ Coefficient de gonflement : **C_s=0.010**
- ✓ Angle de frottement interne : **φ = 33°**
- ✓ Cohésion : **$C_u = \sigma_c\ (0.11+0.37\ I_p) \Rightarrow C_u$=0.45bars**
- ✓ Poids volumique total humide: **γ= 19.10 kN/m^3**
- ✓ La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur
  - **R_{pmin}=40 bars**
- ✓ Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$Q_{adm} = \frac{Rp\min}{25} = \frac{40}{25} = 1.60 bars$$

- ✓ **La contrainte admissible Retenu : σ_{adm} = 1.50 bars**

VI.3. 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.

Le schéma suivant montre la disposition initiale des semelles isolées :

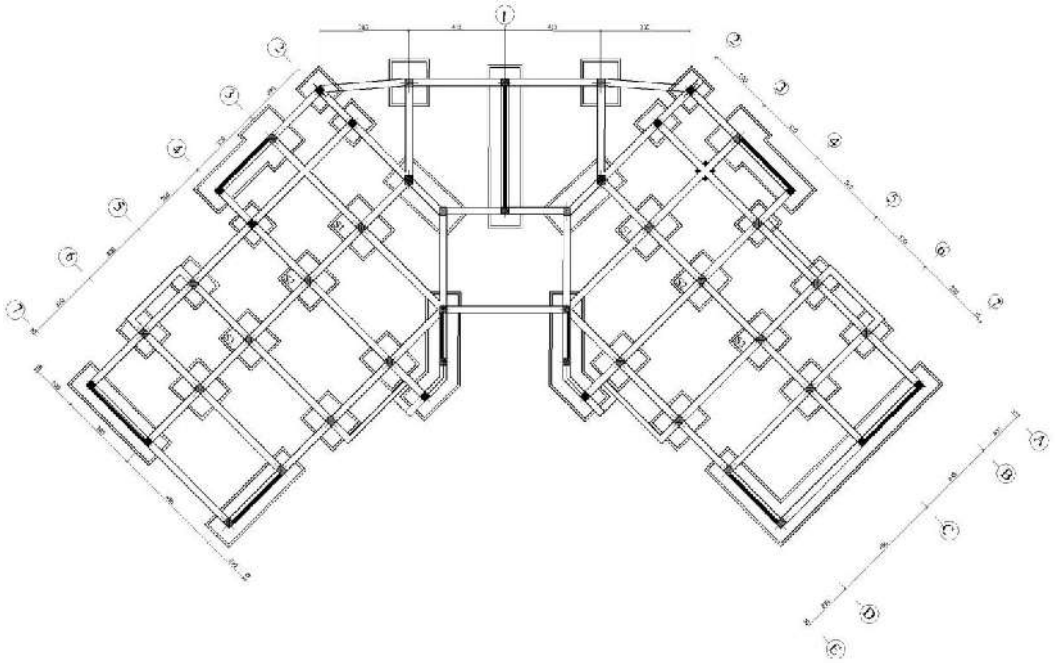


Figure.VI.1 : Représentation initiale semelles isolées.

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 => $S = A^2$

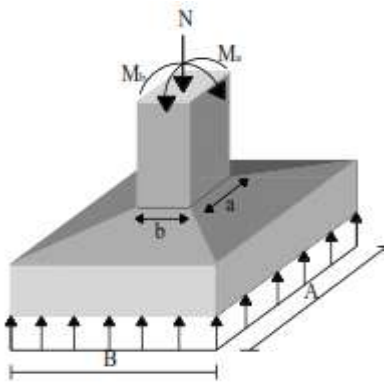


Figure VI.2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

- **Si M = 0 :** da_{adp}

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$

$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Longrightarrow h \geq d + e + \frac{\emptyset}{2} \Longrightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\emptyset}{2} \\ d_b = d_{a\,adp} - \frac{\emptyset_a + \emptyset_b}{2} \end{cases}$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = N\left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}\right) \\ A_b = N\left(\frac{Bba}{8.d_b.\sigma_s}\right) \end{cases}$$

- **Si M ≠0 :**

On procède comme suit:

Tableau.VI.1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

<table>
<tr><td colspan="2">Répartition trapézoïdale</td><td colspan="2">Répartition triangulaire</td></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles carré</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3-N.B-3^e{}_{0b}.N \geq 0$</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma_s)B-2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>⟶ B ⟶ A</td><td colspan="2" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq0$</td><td>$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles carré</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$</td><td>$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$</td></tr>
<tr><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s})$</td><td>$M_a=0$</td><td>$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$</td></tr>
<tr><td>$M_a\neq0$ et $e_{0a} \leq A/18$</td><td>$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$</td><td>$M_a\neq0$</td><td>$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$
$A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau.VI.2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(m)
S_1	1847.78	25.76	3.50	3.50	3.60	3.60	0.85	0.015
S_2	1684.44	23.40	3.30	3.30	3.40	3.40	0.80	
S_3	1208.96	17.55	2.80	2.80	3.00	3.00	0.70	

Vérification du chevauchement des semelles :

L $\geq \frac{1.5(B+B')}{2}$

L=3.60 m, $\frac{1.5(B+B')}{2} = \frac{1.5(3.60+3.60)}{2}$ = 5.4 m (C.N.V)

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

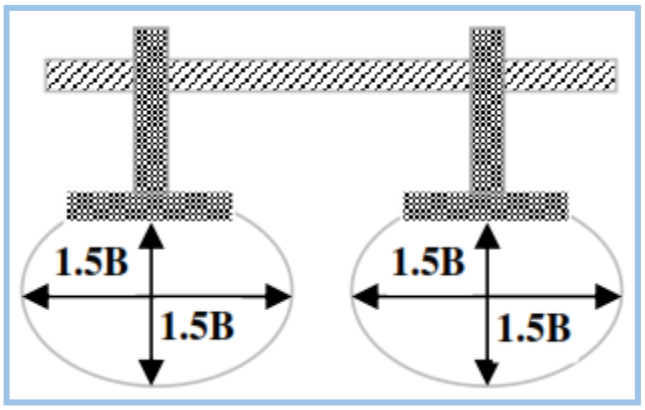


Figure.VI.3 : Les bulles de pression.

Remarque:

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles **S_1, et S_2, S_3 et S_f**. Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2. 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.

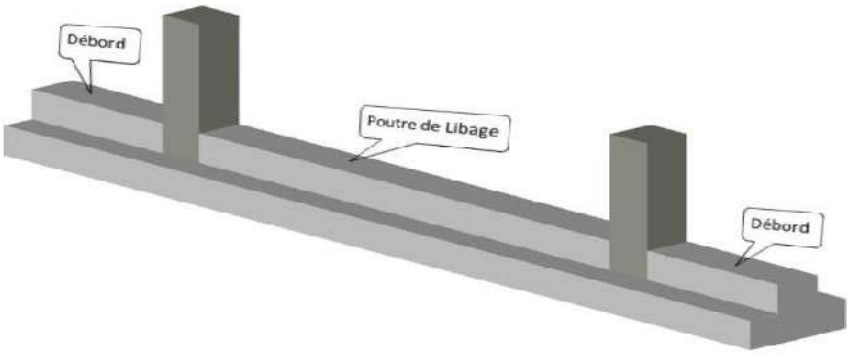


Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

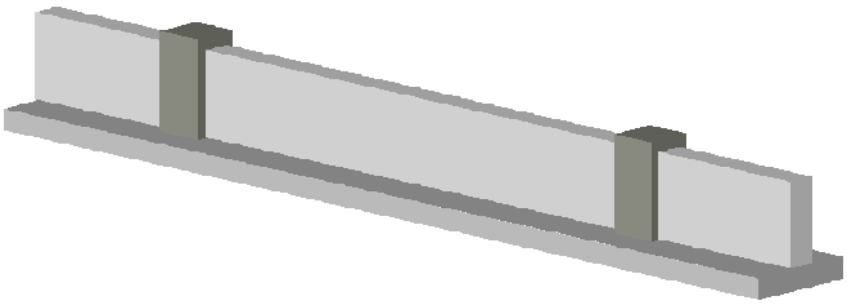


Figure VI.5: Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.1. Dimensionnement :

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 :

- $\sum N$:est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$

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 :

Pour les semelles filantes on va choisi le poteau plus sollicité et on prend la longueur max et puis on généralise sur tous les semelles adjacents

Tableau VI.3: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux

Semelle	L(m)	N (KN)	N/ml (KN/ml)	M (KN.m)	M/ml (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d_b(m)	e(m)
$SF_{Pér}$	4.13	859.02	207.99	13.78	3.33	1.38	1.50	0.40	0.35	0.02
Sf1	3.40	1139.23	335.06	16.71	4.91	2.23	2.50	0.50	0.45	0.014

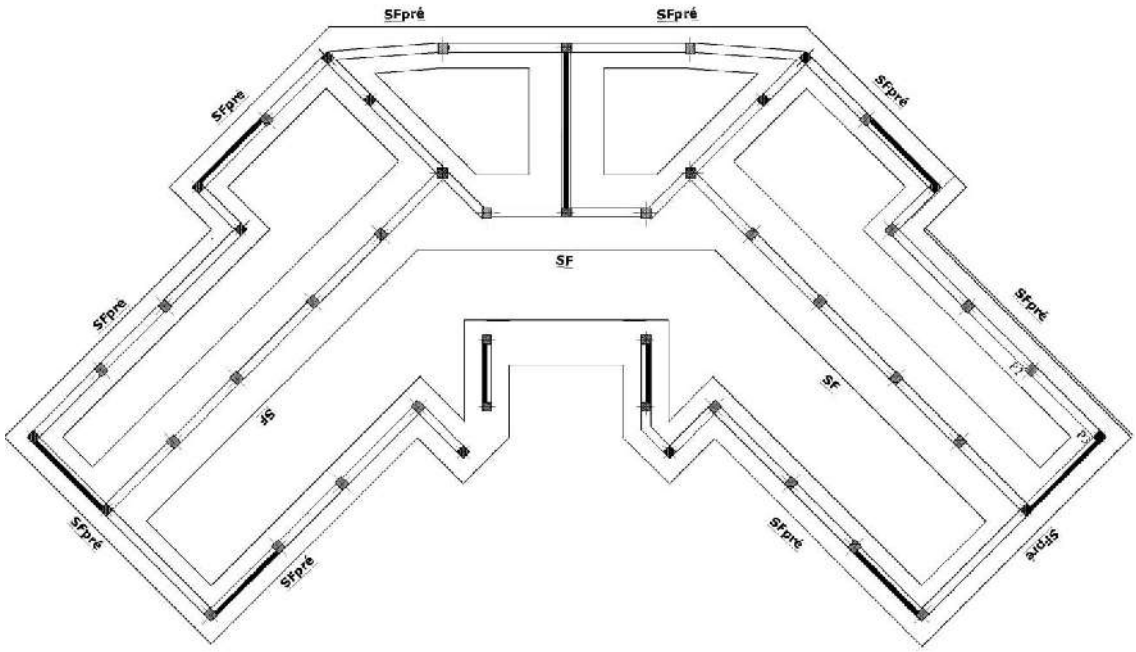


Figure VI.6: La proposition finale des semelles.

VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec :$\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N_{ser}(KN)	M_{ser} (KN.m	$P_{semelle}$ (KN)	S_f (m^2)	σ(Mp)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
$SF_{Pér}$	859.02	13.78	61.95	6.19	0.148	C.V
Sf1	1139.23	16.71	106.25	8.5	0.146	C.V

VI.4.2.3.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 :

❖ **Armatures principales :**

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

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 :

Tableau VI.5: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	ESP (cm)
$SF_{Pér}$	139.93	1.34	5.04	7HA12=7.92	15
Sf1	263.27	1.80	6.28	7HA12=7.92	15

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4} \quad ; \quad ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Tableau VI.6: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
$SF_{Pér}$	7HA12=7.92	15
Sf1	7HA12=7.92	15

VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.7:Vérification des longueurs de scellement des semelle filante périphérique.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
$SF_{Pér}$	12	42.86	18.75	37.5	Courbe
Sf1	12	42.86	31.25	62.5	courbe ou rectiligne

Commentaire :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.5. 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 ≤ B/4).

Tableau VI.8: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
$SF_{Pér}$	573.75	5.56	0.009	1.50	0.375	C.V
Sf1	895.11	6.12	0.006	2.50	0. 62.5	C.V

VI.5. Ferraillage Longitudinal poutre de libage :

VI.5.1.Dimensionnement :

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

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.9: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PLs-pér	0.4	4.13	0.70	114333.66	6.48	oui
PL2	0.4	3.40	0.70	114333.66	5.33	oui

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PLs-pér	2218.08	1621.860	8.95	198.935	145.458
PL2	1791.90	1299.99	6.60	215.350	160.541

VI.5.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

En travées :

À l'ELU:

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS :

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI.11: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PLs-pér	599.768	302.225	409.293	220.982
PL2	390.127	297.17	287.365	198.325

VI.5.3Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \text{ on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PLs-pér	Travée	302.225	67	13.65	0.00	5HA20=15.71
	appui	559.765	67	26.61	0.00	9HA20=28.27
PL2	Travée	297.17	67	12.35	0.00	5HA20=15.71
	appui	390.127	67	24.58	0.00	9HA20=28.27

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.13: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

élément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PLs-pér	Travée	15.71	355.59	10.99	261.95	Non
	appui	43.98	542.508	10.69	248.59	Non
PL2	Travée	12.35	297.17	10.99	261.95	Non
	appui	24.58	390.127	10.69	248.59	Non

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

Calcul à l'ELS:

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

élément		Mser(KN.m)	A(cm^2)	A'	choix
PLs-pér	Travée	220.982	18.4	0.00	6HA20=18.85
	appui	409.293	35.3	0.00	12HA20=37.70
PL2	Travée	317.68	17.25	0.00	6HA20=18.85
	appui	440.147	31.35	0.00	12HA20=37.70

VI.5.4.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.5.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PLs-pér	422.890	1.26	2.5	6HA8=3.02	10	15
Sf1	387.35	1.26	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

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 :
25 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/ α) ≥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.

- **La section choisie :** 30*30 cm^2
- **Matériaux :**

- Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier:FeE400;σs= 400 MPa; γs = 1

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 : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $St \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ 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 **avec :α**=10

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.16 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*30	1857.915	185.791	5.34	6HA12=6.78	0.9	5.4	C.V

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 Mser :

❖ 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 : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.17: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

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	1358.102	135.810	6.78	200.31	201.63	CV

VI.6.4.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
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.18 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		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	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	3Ø8 =1.51

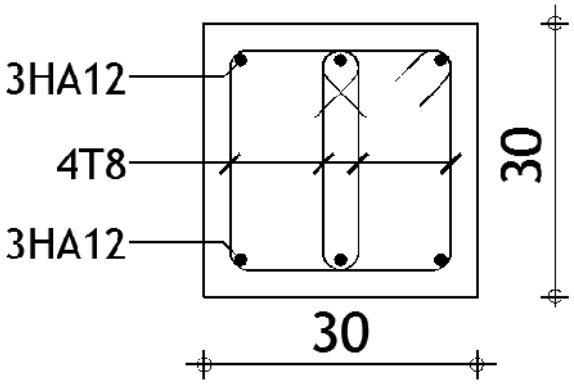


Figure VI.7: Ferraillage des longrines

CONCLUSION

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et pouvons exploiter ces connaissances dans la vie pratiqu

Bibliographie

- Règle parasismique Algérien. (RPA99 /VERSION 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règlement neige et vent. (RNV99)/D.T.R C 2-4.7
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2
- Cours du béton armé master 1 . /Mr BOKHANDJAKHDJI
- Cours de DDS master 1. / Mr KHELADI .M
- Cours du RDM master 1. / Mr AMOKHRAN
- Thèse traitée des années précédentes.
- **Logiciels :**

ROBOT version 23.0

AUTO CAD 2013