REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE DE LA MATIERE

Mémoire de Fin d'études

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : Construction et matériaux

Thème

Conception et étude de deux bâtiments(R+7étages) à usage commercial et habitation

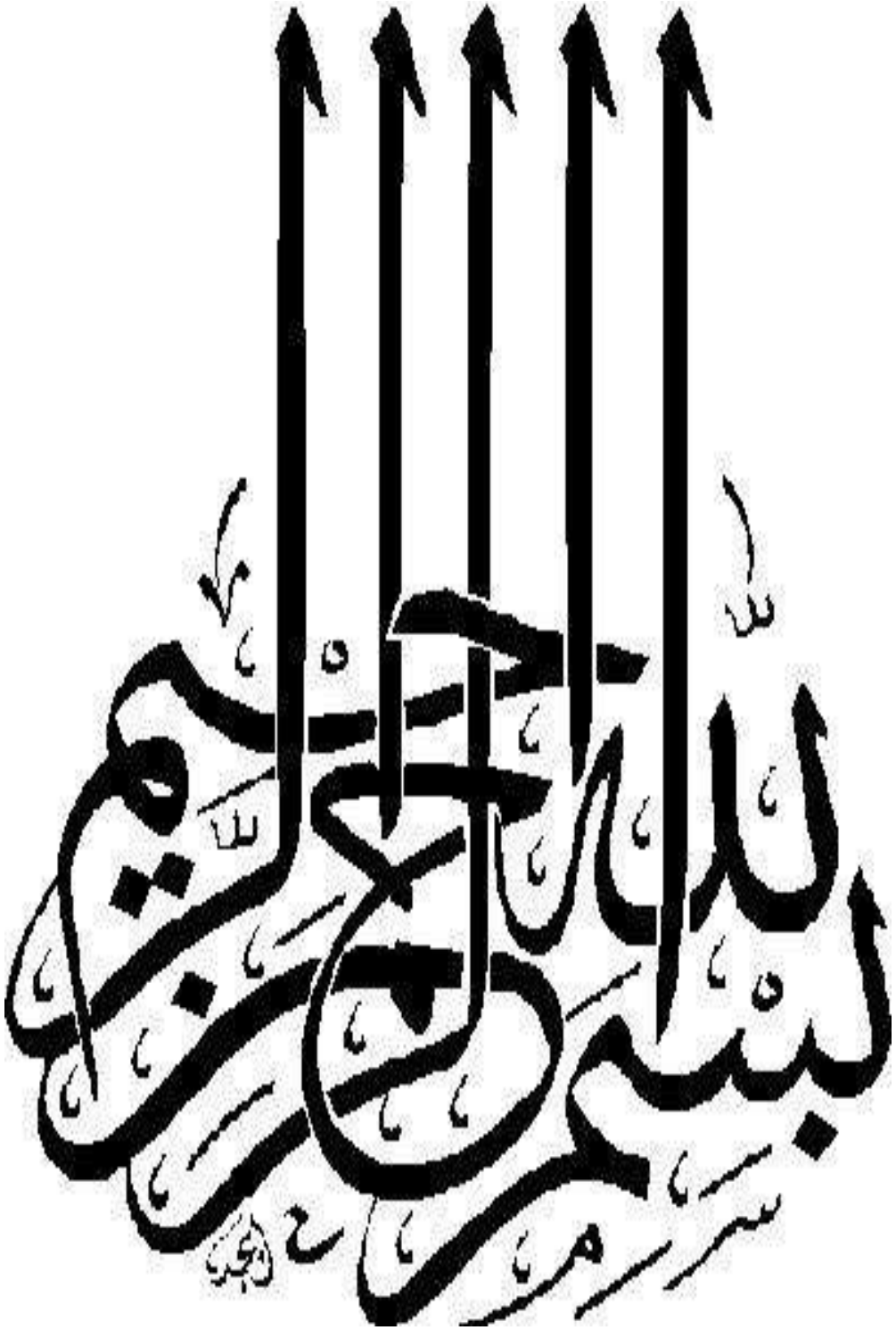
Présenté par :

- ***M*$^{ell\ e}$ AOUADJ Nadia**
- ***M*^{elle} *BEKRI Nassima***
- ***M*^{elle} *CHAKRI Hassiba***

Encadré par :

Dr.KHELLADI Mohamed

Promotion 2015/2016


بسم الله الرحمن الرحيم

ملخص

هذا المشروع هو دراسة بنايتان ذات استعمال سكني وتجاري مكونة كل من هما من طابق أرضي سبعة طوابق والمقرر بناؤها في إطار إنشاء مسكن بالبرواقية ولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **II**حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ***(RPA99 version2003)***

-مقاومة البنايتان لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات و الاعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة

-قياس الابعاد ونتائج كل العناصر المقاومة للبناية طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد اساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج***(SAP version17)***

وفي الاخيرقمنا بدراسة البنية التحتية للبنايتين وهذا بحساب الاساسات

Résumé

Ce projet est une étude et conception de deux blocs, chacun des deux constitués (RDC+7 étages), à usage d'habitation et commerces, dans le cadre de la constructionde logementsà **Barouaghia** wilaya de **MEDEA**, cette région est classé en **zone II**selon le **(*RPA99version 2003)*.**

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

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens.

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« sap version17.1»*** .

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

Abstract

This project is a study and design of two blocks, each consisting of two (ground floor + 7 floors), for residential use and trade, as part of the construction of homes in**Barouaghia** wilaya de **MEDEA** , this area is classified as**zone II** the ***(RPA99 2003 version)***.

The resistance of two blocks in the horizontal and vertical loads is provided by a joint bracing system (gantry + flanges).

The sizing and calculation of all resistant reinforcement elements have been prepared in accordance with Algerian regulations.

The dynamic study was conducted according to the numerical method based on the finite element method through the software **"version17.1 sap."**

Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

REMERCIEMENT

Tout d'abord louange à dieu tout puissant qui nous a donné toutes les capacités physiques et morales pour la réalisation du présent travail.

Nous le remercions également, car il nous a permis de rencontrer tout au long de notre parcours, un grand nombre de personnes douées d'intelligence et de gentillesse.

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

Un immense remerciement à **Mr Khelladi Mohamed**, pour l'effort fourni pour l'encadrement de ce travail et de nous avoir aidé à mener ce rapport sur les bonne voies. Et la pertinence de ses remarques nous la remerciee également pour sa disponibilitée quotidienne et pour sa degré d'implication dans ce travail, merci aussi pour sa sympathiee, sa simplicitée, et sa convivialitée.

Nous tenons remercier : Mr Karaali Rafik diverses discussions et conseils, enrichissants.

Merci à nos familles, nos parents qui l'ont toujours soutenu et aidé à réaliser nos rêves.

A TOUS UN GRAND MERCI

Hassiba, Nadia et Nassima

Dédicace

Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé à

Réaliser ce modeste travail.

Je dédié ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments

Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes

Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a

Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.

à mes très chers frères et sœurs et mes belles sœurs.

A mes nièces : Hadjer,Amina.

A ma famille au grand complet (oncle,tantes, cousins et cousines).

A toute ma famille (CHAKRI et KHENAFIF) sans exception.

A tous mes amis : Noussiaba, Hafidha,Ahlem,Zhour,Rachda,Amina,Asma,

Souso,Ratiba,Marwa,Ibtissem,Sihem,Meriem,Walid,Rodouane,Imed…

A tous mes collègues de l'université de MEDEA.

En fin, je remercie mes copines et trinôme Nadia et Nassima qui a contribuées à la réalisation de ce modeste travail.

Hassiba

Dédicace

Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé à
Réaliser ce modeste travail.
Je dédié ce travail à :
Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.
à mes très chers frères(Ahmed,Adel,Hamza et Hamid)et mes sœurs(Dalila,Dahbia,Fouzia,Sarah)
et mes belles sœurs(Atika,Lebna,Amina et Donia).
A mes nièces :Nada,Amina,Khadidja.
A mes neveux : Walid,Imed,Abdou,Adam.
A toute ma famille (AOUADJ,BOUGUERRA et ZEKRI) sans exception.
A tous mes amis : Hizia,Atika,Aya,Radia,Zakia,Amira,Djamila,Fadhila,Radia,Ibtissem,Marwa…
A tous mes collègues de l'université de MEDEA.
En fin, je remercie mes copines et trinôme Nassima et Hassiba qui a contribuées à la
réalisation de ce modeste travail.

Nadia

Dédicace

Je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir motivé à
Réaliser ce modeste travail.
Je dédié ce travail à :
Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
Les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
Merci mes parents que dieu les protèges contre tout mal.
à mes très chers frères et soeurs.
A mes nièces :Ferial.
A mes neveux : belkassem, Mohamed yacine,Ayoub,Ahmed,Imed,Abed elbasset,Mohamed.
A toute ma famille (BEKRI et BEN SAADOUNE) sans exception.
A tous mes amis :
Hadjer,Razika ,Houda,Hafidha,Noura ,Khadidja,Hayet,Amina,Zohra ,Nassima….
A tous mes collègues de l'université de MEDEA.
En fin, je remercie mes copines et trinôme Nadia et Hassiba qui a contribuées à la réalisation de ce modeste travail.

Nassima

.

Sommaire

Remerciements et dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Nomenclature et Symboles

Introduction général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I.2. Situation ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I.3. Description de l'ouvrage ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I. 4. Caractéristiques du bâtiment ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I. 4.1. Les dimensions des blocs de bâtiment en plan et en élévation 0**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2. Ossature ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I. 4.3.plancher ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.4. Maçonnerie ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I. 4.5. L'acrotère ..... 0**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.6. Les escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.7. L'infrastructure ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1. Béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1.1. Caractéristique du Béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1.2 .ciment ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1.3.Granulats ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1.4. Eau de gâchage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1.5. Dosage du béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.2. Béton armé ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.2.1. Résistance du béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.5.3. Les aciers ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.6. Principe de calcul du C.B.A.93 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments
II.1.Introduction..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.Les planchers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.2. Plancher à corps creux (plancher terrasse) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.3. Plancher à dalle pleine ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.3. Condition de vérification de la flèche ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.Evaluation des charges permanentes et les surcharges d'exploitations **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.Charges permanentes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.1. Maçonnerie ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.1.a. Murs intérieurs (simple)..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.1.b. Murs extérieurs (double cloison) :..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.2. charges de plancher..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.2.a. Plancher terrasse inaccessible..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1.2.b. plancher courant à corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2. Charges d'exploitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.Les poutres..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1. Pré dimensionnement des poutres..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.Les poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.Pré dimensionnement des poteau..... **Erreur ! Signet non défini.**
II .5.2.Étapes de Pré dimensionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.4. Calcul de l'effort Nu :..... **Erreur ! Signet non défini.**
II .5.5. La surface reprise par le poteau plus sollicité ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II .5.6. Descente des charges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II .5.6.a. Charges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.6. b. Charges permanentes et N_u..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.6 .Les voiles :..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.6.1. Pré dimensionnement des voiles..... **Erreur ! Signet non défini.**
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires
III.1.L'acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.1.Définition ..... **Erreur ! Signet non défini.**

.

III.1.2.Calcule des charges sollicitation l'acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.2.1.Charge permanente et surcharge d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.2.2.Évaluation des charges et surcharges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.3.Calcul des efforts ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.4. Ferraillage de la section de l'acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5.Vérification ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5.1.Vérification a L'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5.2.Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5.4.Calcul de la force sismique.....39
III.2. ETUDE DES PLANCHERS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.Plancher en corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.Les poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.Vérifications du bloc a ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.5.Vérifications du bloc b ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.Escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1.Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3. Pré-dimensionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4.a. Charges permanentes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4.b.Charges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5.Détermination de l'effort ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.6. Ferraillage des escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.6.a. Calcul des armatures ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.6.b. Calcul des sections d'acier de l'escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.6.c. Les armatures de répartition ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.7. Vérification de l'espacement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.8.Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.9.Vérification à l'E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.10. Vérification de la flèche ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.11.Calcul de la poutre palière 59

.

III.3.11.1. Pré dimensionnement 59
III.3.11.2. Charges revenants à la poutre.....59
III.3.11.3. Calcul des efforts.....59
III.3.11.4. Ferraillage de la poutre palière ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.11.5. Vérifications ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4. Les dalles pleines..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1. Exposé de la méthode des lignes de ruptures ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2. Calcul des actions..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3. Calcul du 1ere type de rupture de la dalle (Type 1) du Bloc A**Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4. Calcul du 1ere type de rupture de la dalle (Type 1) du Bloc B**Erreur ! Signet non défini.**
III.4.5. Calcul du ferraillage 69
III.4.5.1. Vérification à l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.5.2. Condition d'espacement..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5.3. Vérification au cisaillement..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.5.4. Vérifications préliminaires de la flèche..... **Erreur ! Signet non défini.**
Chapitre IV : l'étude dynamique
VI.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.Objectifs de l'étude dynamique..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.Caractéristiques géométriques et massique de la structure ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.1.Centre de masse..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2. Centre de torsion..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.3.Excentricité..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.3.a. Excentricité statique..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.3.b.Excentricité accidentelle.....79
IV.3.3.c. Effets de la torsion accidentelle..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.proposition les différentes dispositions des voiles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.Choix de la méthode de calcul..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.1.Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.3.1. Principe..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.3.2.Modélisation..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.3.3.Le spectre de réponse de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

.

IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.2.vérification de participation massique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.2.Moment de renversement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.3.Moment stabilisant ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.4.Vérification des déplacements ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.4.a. Vérification des déplacements inter étage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.4.4.b. Vérification des déplacements en tête du bâtiment ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.6.Vérification de cisaillement des éléments ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.7.Vérificationdes sollicitations normales ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux
V.1. Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.Ferraillage des poutres : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.1. Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.2.Recommandation des règlements : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : ... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant : . **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.7.Calcul des armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.8. Vérification de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3. Ferraillage des poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1 Introduction: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2. Ferraillage longitudinale : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2.1 Définition ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2.2.Calcul des armatures longitudinales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2.4.1.Recommandations des règlements: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

.

V.3.3.Détermination des armatures transversales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.3.a .Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.3.b. Contrainte tangente admissible $\bar{\tau}_u$ ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.3.c.Vérification des contraintes tangentielles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.3.d. Calcul des armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.Ferraillage des voiles :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.1.Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2. Les voiles pleins : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.1. Les trumeaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.2. Les linteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4. Méthode de calcul :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4.1. Recommandations des règlements : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.1.Armatures verticales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.3. Armatures horizontales :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.6.1.les trumeaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.6.2. Le linteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI : étude l'infrastructure

VI.1.Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.Choix du type de fondation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.Calcul des fondations..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.1. Dimensionnement initiale des semelles isolées..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.Vérification du chevauchement entre les semelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3.Calcul des semelles isolées sous poteau..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.Calcul des Semelles filantes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.1. Semelles filantes sous voile ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.2. Armatures principales ..... **Erreur ! Signet non défini.**

.

VI.4.4.3.Armatures de répartition ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.5. Poutre de libage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.5.1.Calcul des moments ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.5.2Armatures longitudinales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.5.3.Armatures de peau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.5.4.Armatures transversales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.5. Semelles filantes sous poteau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.6.Ferraillage des longrines ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.6.1.Recommandation des règlements ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion générale

Bibliographie

.

Listes des tableaux

Tableau II.1.pré-dimensionnement de plancher corps creux (bloc A)……...…14
Tableau II.2.pré-dimensionnement de plancher corps creux (bloc B)……..... 15
Tableau II.4. pré-dimensionnement de dalle pleine (bloc A)……...…..16
Tableau II.4. pré-dimensionnement de dalle pleine (bloc B)……...…..16
Tableau II.5.charge permanent du mur simple cloison……..17
Tableau II.6.charge permanent du mur double cloison …….……...….17
Tableau II.7.charge permanent du plancher terrasse à corps creux……...……..18
Tableau II.8. charge permanent du plancher courant à corps creux…….....19
Tableau II.9.charge permanent de la dalle pleine ……20
Tableau II.10.Pré dimensionnement des poutres (Bloc A) …….…….…….21
Tableau II.11. Pré dimensionnement des poutres du (Bloc B) ……...…… 22
Tableau II.12. Calcul de Nu du (Bloc A) …….…… 24
Tableau II.13. Calcul de Nu du(Bloc B) ……...……25
Tableau II.14. Détermination des charges d'exploitations (bloc A) ……28
Tableau II.15. Détermination des charges d'exploitations (bloc B) …….…….. 28
Tableau II.16.Détermination des charges permanentes (bloc A).……. ……...……29
Tableau II.17. Vérifications du (1.1Nu ≤ N) (bloc A)…….…….....……...……29
Tableau II.18.Détermination des charges permanentes (bloc B) …….…..……30
Tableau II.19. Vérifications du (1.1Nu ≤ N) (bloc B) …….. 30

Tableau III.1:Évaluation des charges et surcharges……...…33
Tableau III.2:Les efforts…….……34
Tableau III.3:les données……...34
Tableau III.4:Dimension de la poutrelle avant coulage du (Bloc A et B)……..41
Tableau III.5:Calcul des moments du Bloc (A et B)……..43
Tableau III.6:Détermination le nombre des étaiements du (bloc A)…….43

Tableau III.7:Détermination le nombre des étaiements du(bloc B)……..……44
Tableau III.8:Charge supporté par les poutrelles (Bloc A et B)……..……..44

Tableau III.9:Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 4 travées l'E.L.U (blocA)……45
Tableau III.10:Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S (bloc A)…….……46
Tableau III.11:Récapitulations des efforts internes (bloc A)…….……46
Tableau III.12:Calcul des armatures (bloc A)……. 46
Tableau III.13:Vérification des armatures (bloc A)……...47
Tableau III.14:Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles (bloc A)……..….47
Tableau III.15:vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles (bloc A)…….48
Tableau III.16:Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles (bloc A)……...……48
Tableau III.17:Moment fléchissant et effort tranchants de la poutrelle à 3 travées à l'E.L.U (bloc B)…… 49
Tableau III.18:Moment fléchissant et effort tranchants de la poutrelle à 3 travées à l'E.L.S (bloc B)……...……49
Tableau III.19:Récapitulations des efforts internes (bloc B)…….50
Tableau III.20:Calcul des armatures (bloc B)……50
Tableau III.21:Vérification des armatures (bloc B)……. 50
Tableau III.22:Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles (bloc B)……. .…51
Tableau III.23:vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles (bloc B)……..…52
Tableau III.24:Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles (bloc B)……52
Tableau III.25:charges permanentes de paillasse de l'escalier……. 54
Tableau.III.26. Charges permanentes de la palier de l'escalier…….55
Tableau III.27:Combinaison des charges de l'escalier……. 55
Tableau III.28:Calcul des moments……. 56
Tableau III.29:Calcul des moments……...56
Tableau III.30:Calcul les armatures…….….56
Tableau III.31:Calcul des sections d'acier de l'escalier……..…57
Tableau III.32: Les armatures de répartition……..57
Tableau III.33:Vérification de l'espacement des armatures…….……..57
Tableau III.34:Vérification de la résistance du béton à la compression……58

.

Tableau III.35:Vérification de la flèche de l'escalier…….……59
Tableau III.36:Efforts de la poutre palière……...……..60
Tableau III.37:Ferraillage de la poutre palière……...……60
Tableau III.38:Vérification à ELS ……61
Tableau.III.39.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière… ……..….61
Tableau III.40:Les charges sur la dalle (Bloc A)……...……65
Tableau III.41:Les charge sur la dalle (Bloc B)…….67
Tableau III.42.Les données……...….69
Tableau III.43:Calcul des sections de la dalle pleine (Bloc A)……..……69
Tableau III.44:Calcul des sections de la dalle pleine (Bloc B)…….…….69
Tableau III.45:Vérification à l'E.L.S (Bloc A)…….…….70
Tableau III.46:Vérification à l'E.L.S (Bloc B)……..……70
Tableau III.47:Vérification au cisaillement (Bloc A)……..…….....71
Tableau III.48:Vérification au cisaillement(Bloc B)……...…..71
Tableau III.49:Vérification de flèche de la dalle(Bloc A)……...……..72
Tableau III.50:Vérification de flèche de la dalle(Bloc B)…….…72

Tableau IV.1:Calcul de centre de masse (bloc A)…….…….. 74
Tableau IV.2:Calcul de centre de masse (bloc B)…….…….75
Tableau IV.3:Calcul du centre de torsion (bloc A)……76
Tableau IV.4:Calcul du centre de torsion (bloc B)…….. 77
Tableau IV.5:Calcul de l'excentricité statique (bloc A)……78
Tableau IV.6:Calcul de l'excentricité statique (bloc B)……78
Tableau IV.7:Calcul d'excentricité accidentelle (blocA)……. 79
Tableau IV.8:Calcul d'excentricité accidentelle (bloc B)……..79
Tableau IV.9:Calcul d'excentricité accidentelle (bloc A)……. 80
Tableau IV.10:Calcul de l'excentricité totale (BlocB)……. 80
Tableau IV.11:Le comportement des trois premiers modes(Bloc A) ……...81
Tableau IV.12:Le comportement des trois premiers modes(Bloc A) …….…. 82
Tableau IV.13:Le comportement des trois premiers modes(Bloc B) …… 83
Tableau IV.14:Le comportement des trois premiers modes(Bloc B) …….…….. 84
Tableau IV.15:Le comportement des trois premiers modes(Bloc A) …….……. 85
Tableau IV.16:Le comportement des trois premiers modes(Bloc B) ……...…….. 86

.

Tableau IV.17:Coefficient d'accélération de zone A du (bloc A et B)…….…….87
Tableau IV.18:Vérification du coefficient comportement R suivant X (Bloc A)…….88
Tableau IV.19:Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage (BlocA)……...……89
Tableau IV.20:Vérification du coefficient comportement R suivant Y(Bloc A) …… 89
Tableau IV.21:Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage (BlocA)……...90
Tableau IV.22:Vérification du coefficient comportement R suivant X(Bloc B)……..90
Tableau IV.23:Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage (BlocB)……..…….91
Tableau IV.24:Vérification du coefficient comportement R suivant Y(Bloc B)……..…91
Tableau IV.25:Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage (BlocB)……..……...…….92
Tableau IV.26:détermination du facteur de qualité Q (bloc A et B)……..93
Tableau IV.27:Le comportement des trois premiers modes (bloc A)……94
Tableau IV.28.Le comportement des trois premiers modes (bloc B)……...95
Tableau IV.29.Coefficient de participation massique du (bloc A)……..….96
Tableau IV.30:Coefficient de participation massique du (bloc B) ……..…….96
Tableau IV.31:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc A) …….98
Tableau IV.32:Calcul de la force sismique du (bloc A)……..... 98
Tableau IV.33:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc A)……99
Tableau IV.34:Calcul de la force sismique du (bloc B)……99
Tableau IV.35:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc B)…...…99
Tableau IV.36:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (blocB)……100
Tableau IV.37:Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux direction X,Y (blocA).....102
Tableau IV.38:Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux directions X, Y (blocB)..... 103
Tableau IV.39:calcul du moment de renversement (bloc A)……...……104
Tableau IV.40:calcul du moment de renversement (bloc B)……..…….104
Tableau IV.41:calcul du moment stabilisant (bloc A)…….105
Tableau IV.42:calcul du moment stabilisant (bloc B)…….……105
Tableau IV.43:Vérification de stabilisation (bloc A)…….....…….105
Tableau IV.44.Vérification de stabilisation (bloc B)……...……105

.

Tableau IV.45:Vérification des déplacements inter-étage sens X (bloc A)…….……106
Tableau IV.46:Vérification des déplacements inter-étage sens Y (bloc A) ……..… 107
Tableau IV.47:Vérification des déplacements inter-étage sens X (bloc B)…….107
Tableau IV.48.Vérification des déplacements inter-étage sens Y (bloc B)……..……108
Tableau IV.49:Vérification l'effet P-Δ sens X (bloc A)……..109
Tableau IV.50:Vérification l'effet P-Δ sens Y (bloc A)…….…….110
Tableau IV.51:Vérification l'effet P-Δ sens X (bloc B)…….…….110
Tableau IV.52:Vérification l'effet P-Δ sens Y (bloc B)……..111
Tableau IV.53:Vérification de cisaillement des éléments (bloc A)…….111
Tableau IV.54:Vérification de cisaillement des éléments (bloc B)…….……112
Tableau IV.55:Vérification de cisaillement des poteaux sens X……..……...112
Tableau IV.56:Vérification de cisaillement des poteaux sens Y ……112
Tableau IV.57:Vérification de cisaillement des poteaux sens X…….……113
Tableau IV.58.Vérification de cisaillement des poteaux sens Y…….……113
Tableau. IV.59:vérification des sollicitations normales (bloc A)……..……..114
Tableau. IV.60:vérification des sollicitations normales (bloc B)…….…...114

Tableau V.1. Les données de calcul……..……..116
Tableau V.2:Ferraillage longitudinal des poutres principales (bloc A)……..117
Tableau V.3:Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (bloc A)……..117
Tableau V.4:Ferraillage longitudinal des poutres principales (bloc B)……...118
Tableau V.5:Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (bloc B)……..……118
Tableau V.6:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (Bloc A).....119
Tableau V.7:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (Bloc A)…… 119
Tableau V.8:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (Bloc B)……. 120
Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (bloc B)……... 120
Tableau V.10:Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA…...…121
Tableau V.11:Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……..121
Tableau V.12. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA..……122
Tableau V.13:Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……..122
Tableau V.14:Calcul de $\bar{\tau}$ ...…….123
Tableau V.15:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……...123
Tableau V.16:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……..…123

Tableau V.17:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….. 123
Tableau V.18:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……..…124
Tableau V.19:Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacements……..124
Tableau V.20:Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement…….....125
Tableau V.21:Vérification de la flèche des poutres (Bloc A)……..……125
Tableau V.22:Vérification de la flèche des poutres (Bloc B)……..126
Tableau V.23:Vérification de la flèche des poutres principales (bloc B)……...….126
Tableau V. 24.ferraillages longitudinaux des poteaux (bloc A)…….…….133
Tableau V.25.ferraillages longitudinaux des poteaux (bloc B)……134
Tableau V.26. Vérification des armatures à ELS des poteaux (bloc A)……..136
Tableau V.27:Vérifications armatures à ELS des poteaux (bloc B)…….…...137
Tableau V.28:Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux (bloc A)…..…139
Tableau V.29:Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux (bloc B)……. 139
Tableau V.30:Les armatures transversales et leurs espacements (bloc A)……..141
Tableau V.31. Les armatures transversales et leurs espacements (bloc B)……..141
Tableau V.32:Vérification de la quantité d'armatures transversales (blocA)……..142
Tableau V.33:Vérification de la quantité d'armatures transversales (bloc B)…….142
Tableau. V.34: Les données de calcul……..…149
Tableau V.35.Ferraillage verticale de voile 1……. 150
Tableau V.36:Ferraillage verticale de voile 2……..151
Tableau V.37: Ferraillage verticale finale des voiles pleines (bloc A)……151
Tableau V.38:Ferraillage verticale de voile 1…….....152
Tableau V.39:Ferraillage verticale de voile 2……..153
Tableau V.40:Ferraillage verticale finale des voiles pleines (bloc B)……....153
Tableau V.41:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc A)……..…….154
Tableau V.42:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc A)……154
Tableau V.43:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc B)……155
Tableau V.44:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc B)……155
Tableau V.45:Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc A)…….156
Tableau V.46: Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc A)……156
Tableau V.47:Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc B)…….....157
Tableau V.48:Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc B)……..157
Tableau V.49: Calcul des armateurs verticaux des trumeaux……. ….... 158

.

Tableau V.50:Ferraillage verticale finale des trumeaux…… ……158
Tableau V.51: Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux……159
Tableau V.52:Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……...159
Tableau V.53 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..162
Tableau V.54 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux…….163

Tableau VI.1. Dimensionnement initiale des semelles isolées (bloc A)……..167
Tableau VI.2. Dimensionnement initiale des semelles isolées (bloc B)……..167
Tableau VI.3:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……..168
Tableau VI.4:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……..168
Tableau VI.5:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……..169
Tableau VI.6:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……...170
Tableau VI.7:Vérification de la capacité portante pour la semelle " S1"(bloc A)……...173
Tableau VI.8:Ferraillage de la semelle isolée (bloc A)……174
Tableau VI.9.Vérification de la capacité portante pour la semelle …….175
Tableau VI.10.Ferraillage de la semelle isolée (bloc B)……..176
Tableau VI.11 : Détermination de dimension des semelles suivant X (bloc A)……..178
Tableau VI.12:Détermination de dimension des semelles suivant Y (bloc A)……178
Tableau VI.13 : Détermination de dimension des semelles suivant X(bloc B)……...178
Tableau VI.14 : Détermination de dimension des semelles suivant Y (bloc B)……..179
Tableau VI. 15 : Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (blocA)……...……...……...179
Tableau VI. 16 : Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (blocA)……..……..179
Tableau VI. 17:Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (bloc B)……180
Tableau VI.18 : Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (blocB)…….180
Tableau VI.19 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocA)……..181
Tableau VI.20 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocA)……..181
Tableau VI.21:Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocB)……..…181
Tableau VI.22:Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocB)……....182
Tableau VI.23:Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocB)…….182

.

Tableau VI.24:Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocB)……182
Tableau VI.25:Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocB)……182
Tableau VI.26.Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocB)…….183
Tableau VI.27:Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (blocA)……...……..183
Tableau VI.28:Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (blocA)…….183
Tableau VI.29 : Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement……..184
Tableau VI.30 : Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (bloc)… ……...184
Tableau VI.31:Dimensionnement de la poutre de libage (blocA)……185
Tableau VI.32:Dimensionnement de la poutre de libage (blocB)……185
Tableau VI.33.Détermination des valeurs de q de la poutre de libage (blocA)……..186
Tableau VI.34.Détermination des valeurs de q de la poutre de libage (blocB)……..186
Tableau VI.35:Détermination des moments de la poutre de libage(blocA)……187
TableauVI.36 : Détermination des moments de la poutre de libage (blocB) …..187
Tableau VI.37.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage àL'ELU…….187
Tableau VI.38:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage àL'ELU……..188
Tableau VI.39.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage àl'ELS……188
Tableau VI.40:Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage àl'ELS……188
Tableau VI.41:Vérification des contraintes à l'E.L.S (bloc A)……...189
Tableau VI.42 :Vérification des contraintes à l'E.L.S (bloc B)……189
Tableau VI.43.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (bloc A)……189
Tableau VI.44.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (bloc B)……190
Tableau VI.45:Dimensionnement des semelles filantes sous poteau (bloc A)……...190
Tableau VI.46:Dimensionnement des semelles filantes sous poteau (bloc B)…….……..190
Tableau VI.47: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux (BlocA)…….……191
Tableau VI.48 : Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous

.

poteaux(BlocB)…… …..191
Tableau VI.49 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes sous poteaux (BlocA)……192
Tableau VI.50:Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS (blocA)……192
Tableau VI.51:Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU(blocA)……...……..192
Tableau VI.52:Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS (blocB)….....193
Tableau VI.53 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU (blocB)……..193
Tableau VI.54:Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux (bloc A)……....193
Tableau VI.55:Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux (bloc A)……194
TableauVI.56 : Ferraillage longitudinal des longrines (blocA)……196
TableauVI.57: Ferraillage longitudinal des longrines (blocB)……196
TableauVI.58: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……196
TableauVI.59: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……197

.

Liste des figures

Chapitre I

FigureI.1:Plan de masse.……..…….……..1
Figure I.2: Implantation bloc A et bloc B…….……...……..2
Figure I.3: Façade principale du bloc (A et B).…….……..... 3
Figure I.4: Coupe A-A (bloc A et B)……...…..4
Figure I.5: Plan du RDC (bloc A)…….……..5
Figure I.6:Plan des étages courants (bloc A)……..6
Figure I.7: plan du RDC (bloc B)…….……..7
Figure I.8: Plan des étages courants (bloc B)…….8
Figure I.9: Escalier droit constitué de deux paliers et une paillasse……...…..10

Chapitre II

Figure II.1: Coupe au niveau du plancher courant.……...…….……14
Figure II.2: Présentation de mur extérieur et mur intérieur (simple et double cloison)…….....18
Figure II.3:Composants d’un plancher terrasse……..……...….....19
Figure II.4:Dimensionnement de la poutre……..…….…….20
Figure II.5:Le poteau plus sollicité (bloc A).…….……....25
Figure II.6:Surface reprise par le poteau le plus sollicité (bloc A)……..…..26
Figure II.7:Le poteau plus sollicité (bloc B)……...…….....26
Figure II.8:Surface reprise par le poteau le plus sollicité (bloc B)……..…..27
Figure II.9:Coupe de voile en plan……..…...31

.

Chapitre III

Figure III.1:Acrotère……..……33
Figure III.2:Ferraillage de l'acrotère……..……...…… 40
Figure III.3:Corps Creux……40
Figure III.4:Plan de Poutrelle de (bloc A).……42
Figure III.5:Plan de poutrelle de (bloc B)..……..……..42
Figure III.6: poutrelles à 2 travées……...…. 45
Figure III.7:Poutrelle à 3 travées…….…...….45
Figure III.8:Poutrelle à 4 travées…….. .45
Figure III.9 : Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche),en travée (à droite)
(bloc A) ……49
Figure III.10: Ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée
(à droite) (bloc B)…….……..……52
Figure III.11:Représentation d'un escalier……..…..……53
Figure III.12:Dimension de l'escalier……...….54
Figure III.13:Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 côtés du (Bloc A)……..……..….64
Figure III.14:Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 4cotés du (Bloc B)……64
Figure III.15: La rupture de la dalle(bloc A) …….……65
Figure III.16:La rupture de la dalle(bloc B) …….…….67

Chapitre IV

Figure IV.1: Vue en 3D de la structure du bloc A……...…..….73
Figure IV.2:Vue en 3D de la structure du bloc B……...…..…..73
Figure IV.3:Excentricité théorique(bloc A)……..……76
Figure IV.4:Excentricité théorique(bloc B)……..…77
Figure IV.5:1erdisposition des voiles en plan (bloc A)…….....81
Figure IV.6:1erdisposition des voiles en 3D (bloc A)……...…....81
Figure IV.7:2eme disposition des voiles en plan (bloc A)……...82
Figure IV.8:2emedisposition des voiles en 3D (bloc A)……..…82

.

Figure IV.9:1er disposition des voiles en plan (bloc B) ……....83
Figure IV.10:1erdisposition des voiles en 3D (bloc B)……...……...83
Figure IV.11: 2emedispositiondes voiles en plan(bloc B)……..……..…84
Figure IV.12:2eme disposition des voiles en 3D (bloc B)…….…...…...84
Figure IV.13: Disposition des voiles en plan (bloc A)…….……...…..85
Figure IV.14: Disposition des voiles en 3D (bloc A)…….……85
Figure IV.15: Disposition des voiles en plan de coffrage (bloc A)…….……..85
Figure IV.16:3emedisposition des voiles en plan (bloc B)……..……85
Figure IV.17:disposition des voiles en 3D (bloc B)…….……..85
Figure IV.18:disposition des voiles en plan de coffrage (bloc B)……..……86
Figure IV.19:Le comportement des trois premiers modes (Bloc A)…….....94
Figure IV.20:Le comportement des trois premiers modes (Bloc B)…….....95
Figure IV.21:Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...100
Figure IV.22:Distribution des forces sismiques……...101
Figure IV.23:Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y (blocA)…….102
Figure IV.24 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y (blocb)……..……103

Chapitre V

Figure V.1: Disposition des armatures pour les poutres…….……...…..120
Figure V.2:Ferraillages des poutres principales rive du niveau terrasse et étage (bloc A)….127
Figure V.3:Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse et étage (blocA)…….…….……...…....127
Figure V.4: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaire et rive du niveau terrasse et étage (bloc A)……..…128
Figure V.5:Ferraillages des poutres principales rive du niveau terrasse (bloc B)…….....128
Figure V.6:Ferraillages des poutres principales de rives du niveau étage (bloc B)…..….....128
Figure V.7: Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse et étage (blocB)……...129
FigureV.9: Disposition des armatures pour les poteaux (bloc A et B)……...…….....143

.

Figure V.10: Ferraillage des poteaux carré (55×55) (bloc A)……...……...……143
FigureV.11: Ferraillage des poteaux carré (50×50) (bloc A)……...…….....143
FigureV.12 : Ferraillage des poteaux carré (45×45) (bloc A)……...…….....144
FigureV.13 : Ferraillage des poteaux carré (40×40) (bloc A)……...…….....144
FigureV.14 : Ferraillage des poteaux carré (50×50) (bloc B)……..……....144
FigureV.15 : Ferraillage des poteaux carré (45×45) (bloc B)……..145
FigureV.16: Ferraillage des poteaux carré (40×40) (bloc B)…….……...145
Figure V.17 : Ferraillage des poteaux carré (35×35) (bloc B)…….……145
FigureV.18 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……...…….…….....149
Figure V.19 : Disposition des voiles (bloc A)……..…….…...…....150
Figure V.20:Disposition des voiles (bloc B)…….…….....152
Figure V.21: La disposition du voile avec ouverture en plan (blocB)…….....158
FigureV.22 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux…….…….....161
FigureV.23 : Armatures du linteau selon le RPA 99…….……...……162

Chapitre VI

Figure VI.1:Disposition initiale des semelles (bloc A)……....……166
Figure VI.2: Disposition initiale des semelles (bloc B)…….……...…...166
Figure VI.3:Bulbes de pression dans différents types de semelles……..…167
Figure VI.4 : Disposition finale des semelles (bloc A)……..…….…….....171
Figure VI.5:Disposition finale des semelles (bloc B)……..…171
Figure VI.6:Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau……...172
Figure VI.7:Schéma équivalent d'une semelle isolée……...……172
Figure VI.8:Schéma d’une semelle filante sous poteaux…….....177
Figure VI.9 : Schéma d’une semelle filante sous voile……...…….....177
Figure VI.10 : Ferraillage des longrines du(bloc A et B)……..……..…...197

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S .

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

N_U : 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.

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

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

fe : 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,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

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

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction générale :

Ce projet est une conception et étude de deux blocs A et B à usage Habitation et commercial contient RDC à usage commercial et sept étages à usage d'habitation.

L'ouvrage étudié sera implanté à Berouaghia wilaya de MEDEA classé selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre étude sera conformément aux exigences des règles **CBA93** et **RPA 99 version 2003.**

L'étude sera menée selon le plan de travail suivant :

- Une introduction sur l'ouvrage montrant les caractéristiques géométriques, l'ossature, le système de contreventement et les caractéristiques des matériaux (béton et aciers) sera l'objectif du premier chapitre.
- Le second chapitre traite le pré dimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (planchers, escaliers…).
- Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique qui est effectuée par le logiciel "ETABS ".
- L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux; et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre.
- On procède au sixième chapitre à l'évaluation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure; le choix de type de fondations le plus convenable et le ferraillage (fondations, et longrines).

À la fin; on terminera notre travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction :

I.2. Situation :

Le projet est implanté à Barouaghia wilaya de MEDEA, selon le règlement parasismique algérienne **(RPA-99 version 2003)** comme une zone de forte sismicité **(IIa)**,

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

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"

I.3. Description de l'ouvrage

Notre projet contient deux (2) blocs, les deux ont des formes irrégulières et ils ont la de même hauteur, chaque bloc est composé d'un rez-de-chaussée et sept niveaux **(RDC+Sept étages)**.

I.4. Caractéristiques du bâtiment :

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

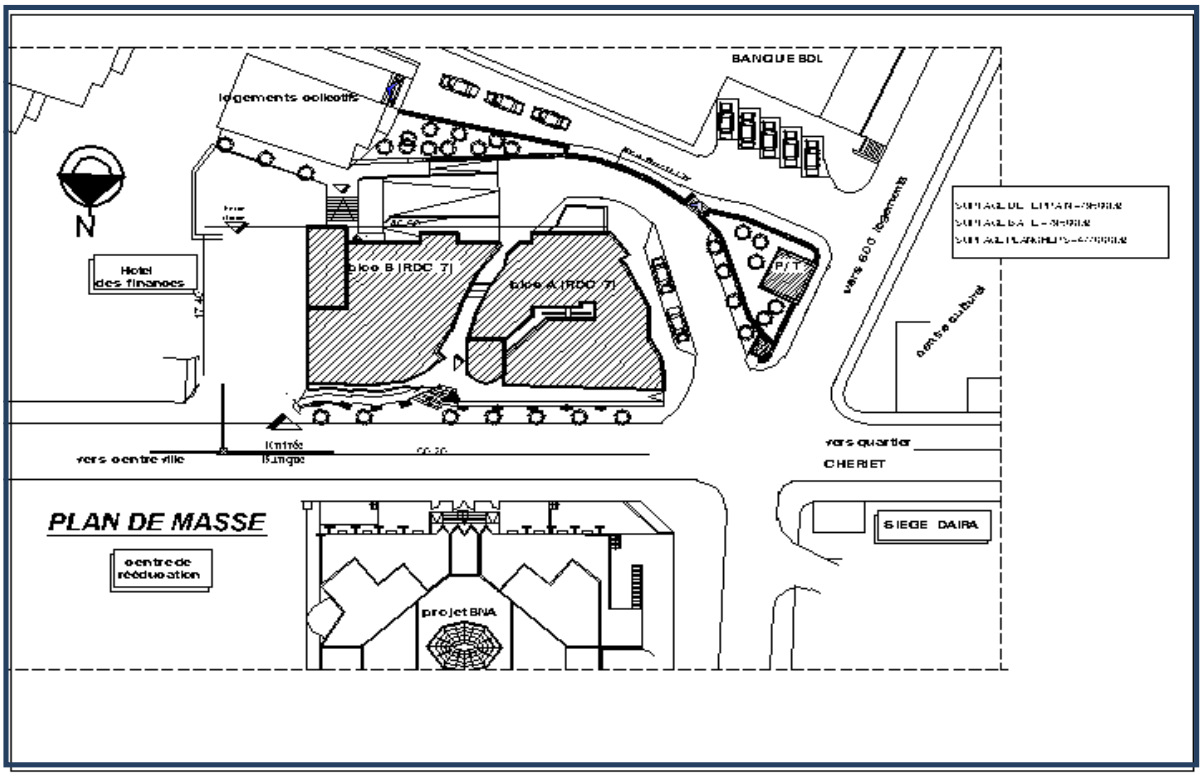


Figure I.1: Plan de masse.

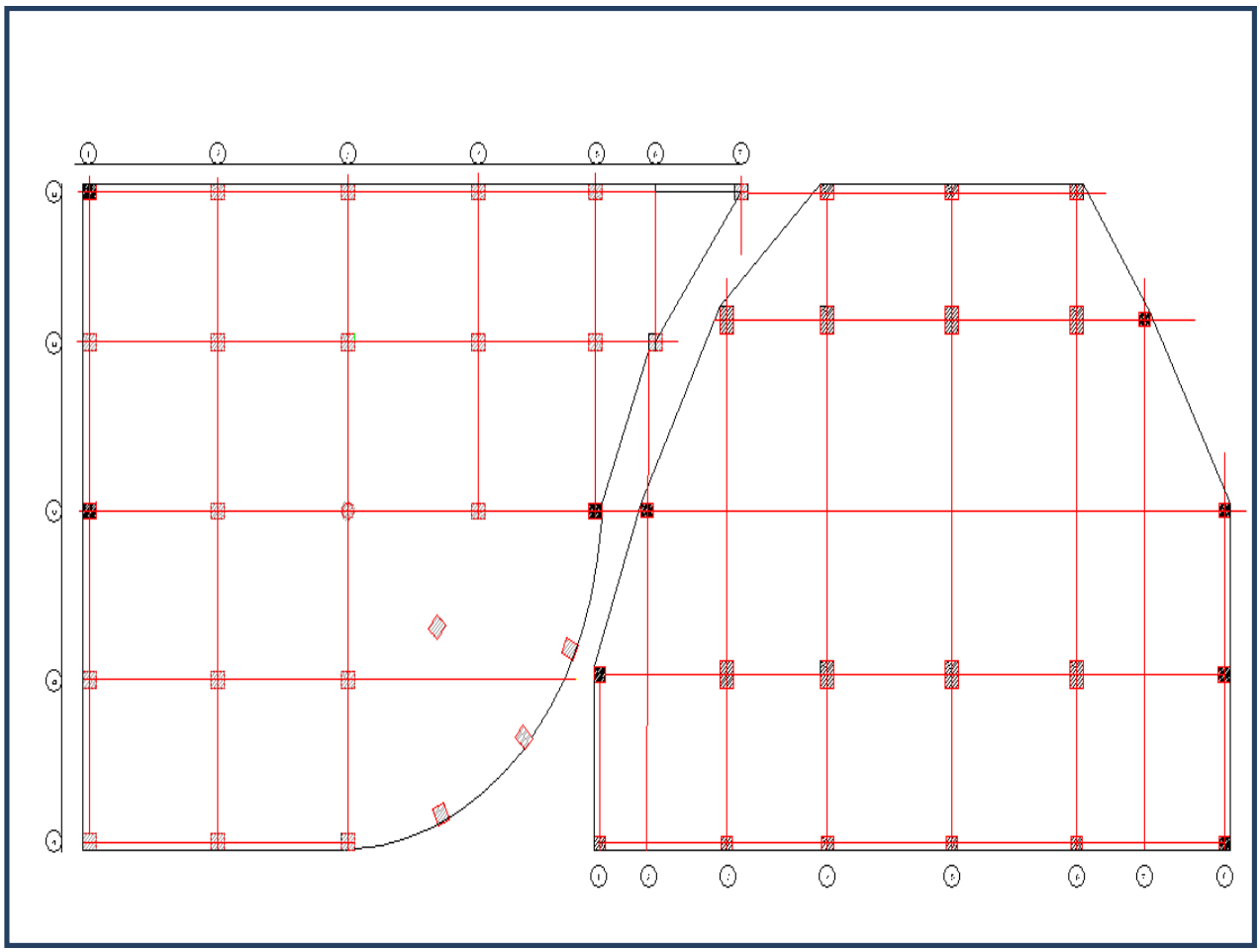


Figure I.2:plan d'implantation bloc A et bloc B.



Figure I.3: Façade principale du bloc (A et B).

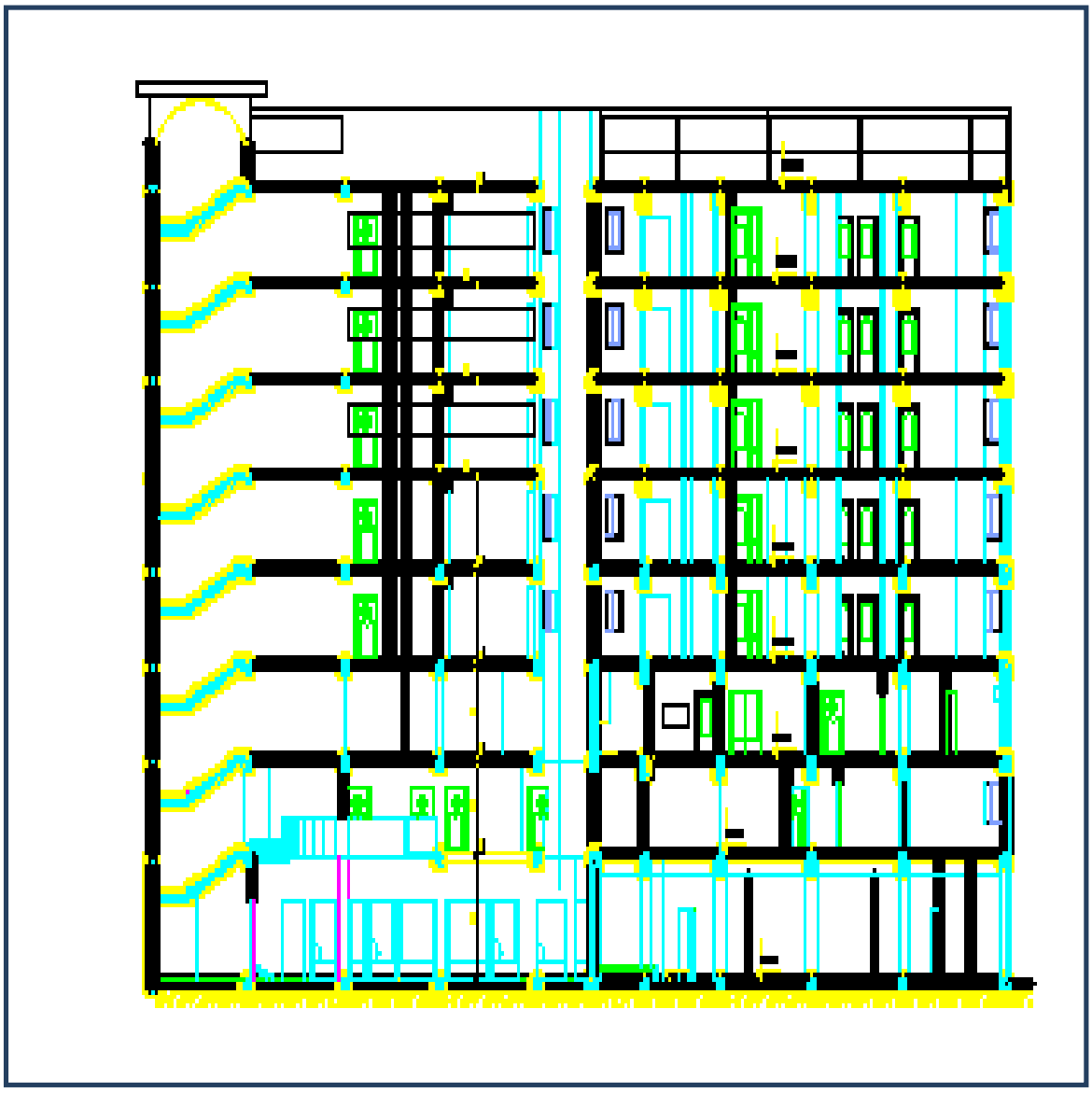


Figure I.4: Coupe A-A (bloc A et B).

Bloc A:

- Longueur (suivant X) …….. **L = 19.14 m**
- Largeur (suivant Y) ……. **l = 14.97 m**
- Hauteur d'étage ……... **h =3.23 m**
- Hauteur de RDC ……. **hr=4.25 m**
- Hauteur totale du bâtiment …….. **H =26.86**

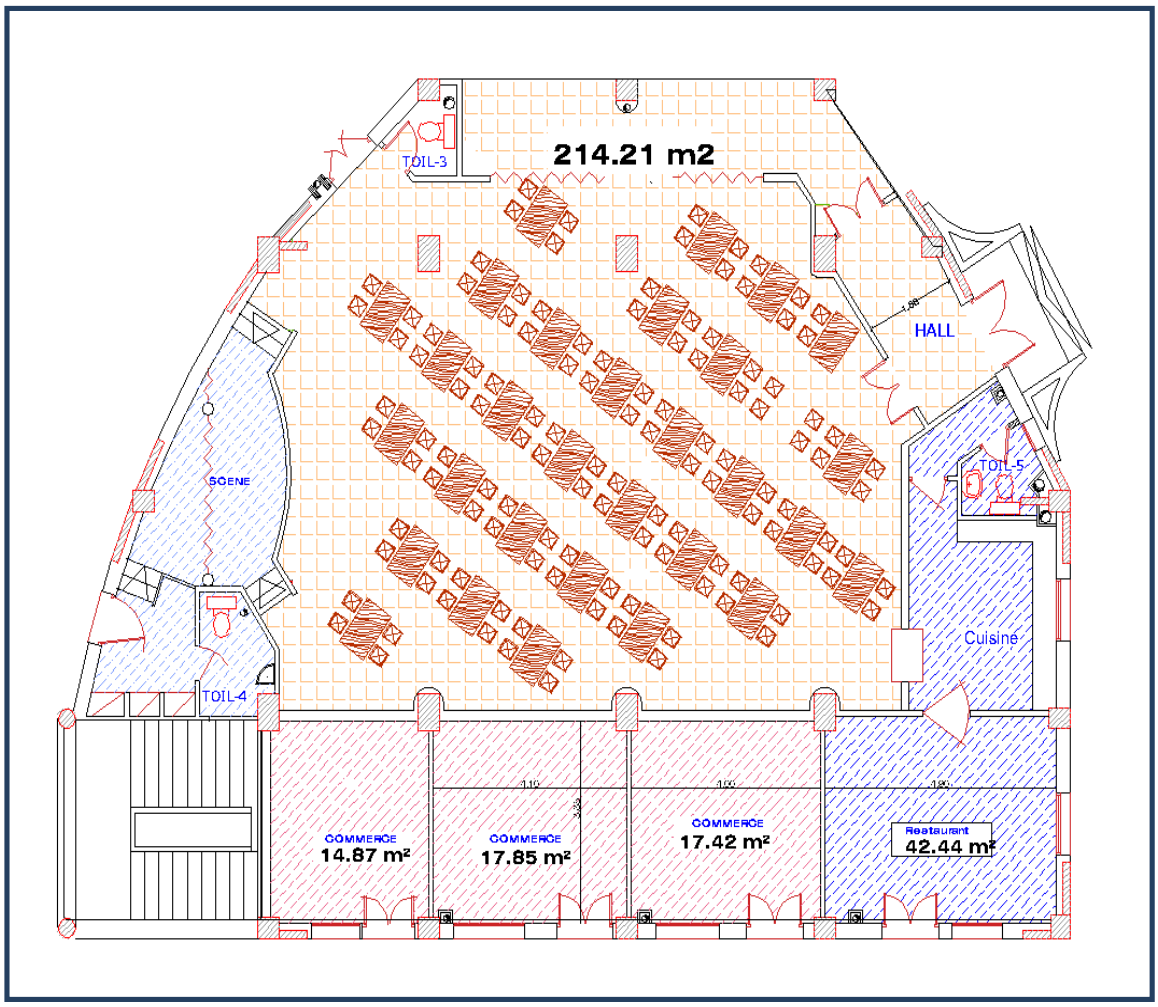


Figure I.5: Plan du RDC (bloc A).

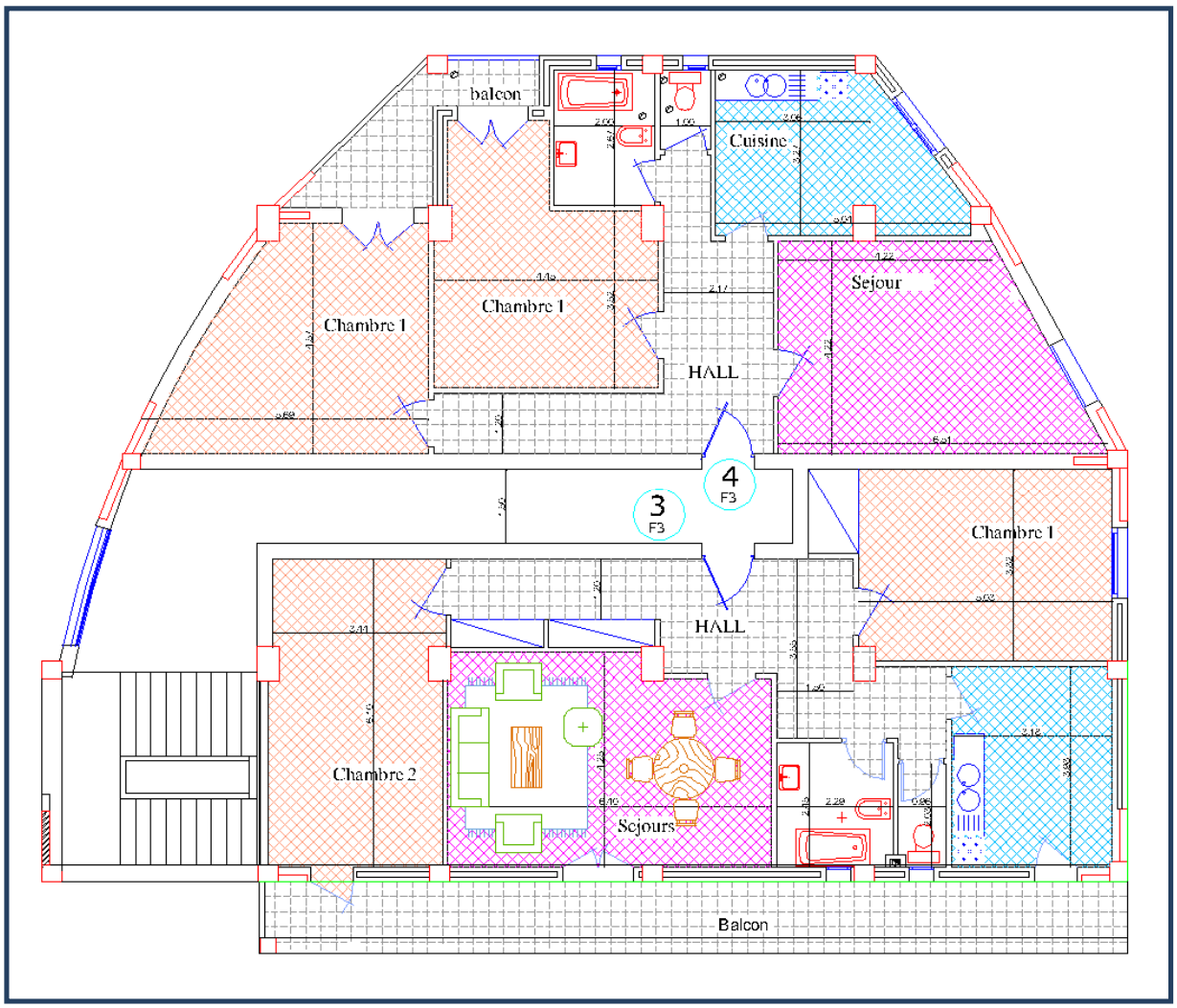


Figure I.6: Plan des étages courants (bloc A).

Bloc B :

- Longueur (suivant X) …… **L = 22.43 m**
- Largeur (suivant Y) …… **l = 18.36 m**
- Hauteur d'étage …….. **h =3.23m**
- Hauteur de RDC …… **hr=4.25m**
- Hauteur totale du bâtiment …… **H = 26.86 m**

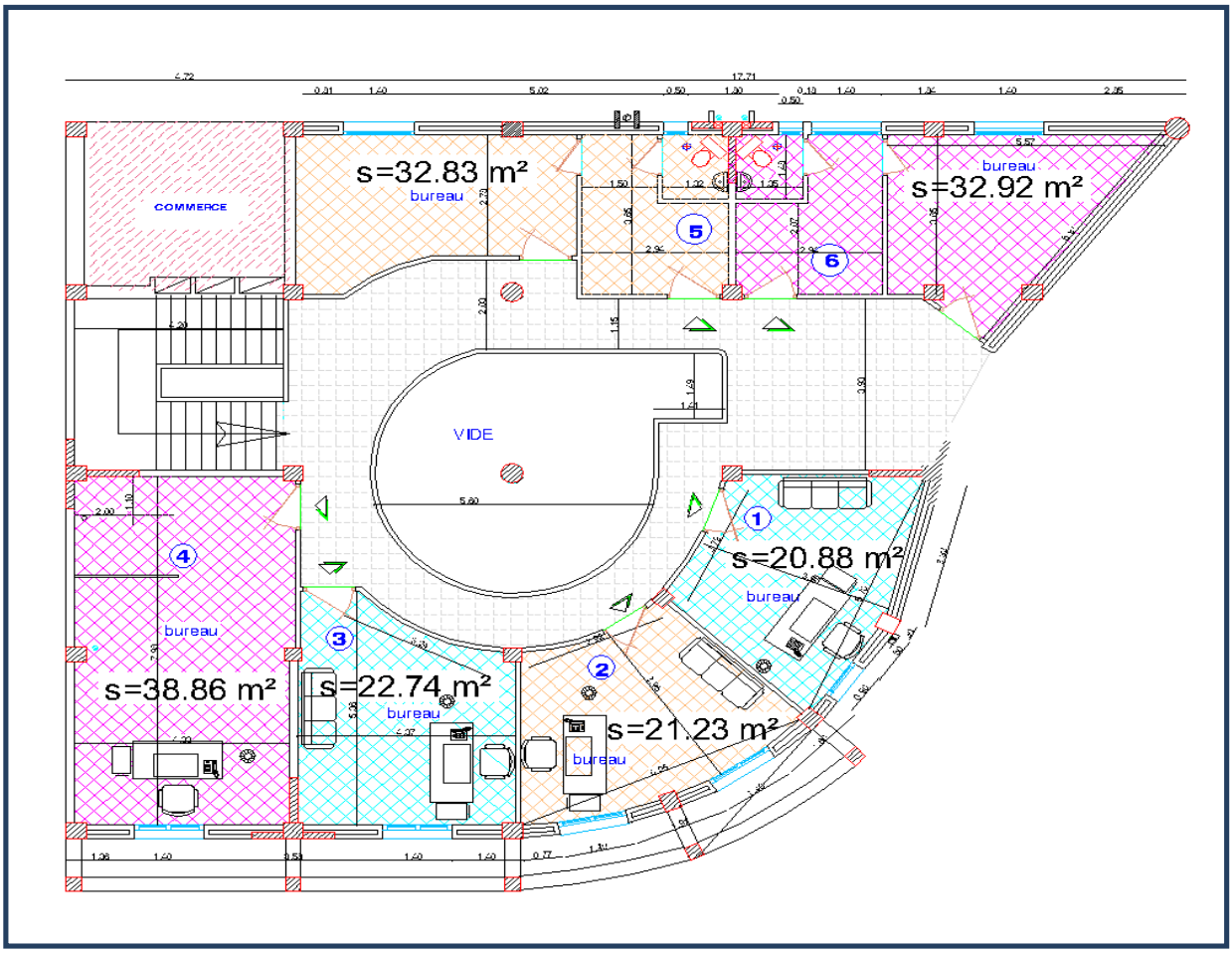


Figure I.7: plan du RDC (bloc B).

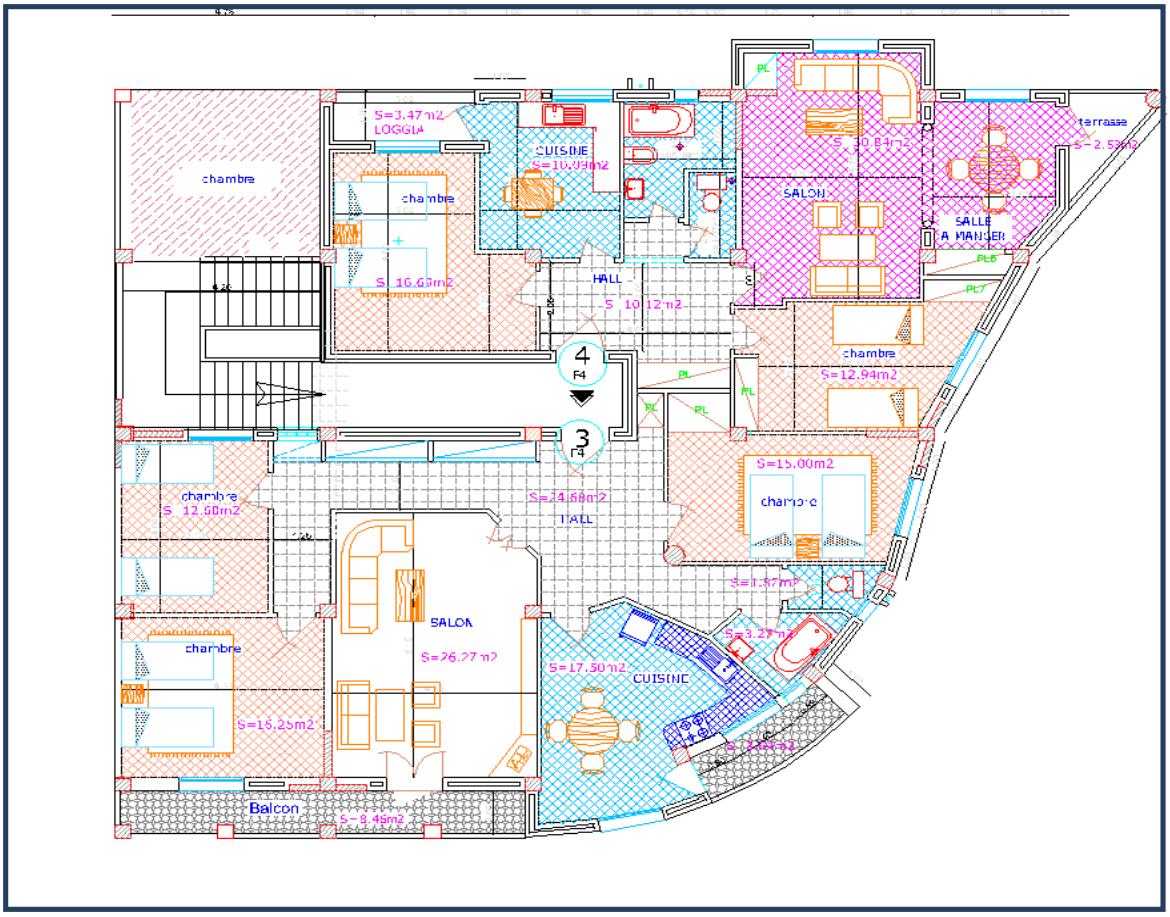


Figure I.8: Plan des étages courants (bloc B).

I.4.2.Ossature:

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

I. 4.3. Plancher :

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

- plancher dalle pleine ;
- plancher corps creux.

I.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

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

I. 4.5. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place, dans notre bâtiment il y a 01seul type d'acrotère.

I.4.6. Les escaliers:

La circulation verticale est assurée avec des escaliers de différents types suivants:

- **Type 1:** Escalier droit constitué de deux paliers et une paillasse.

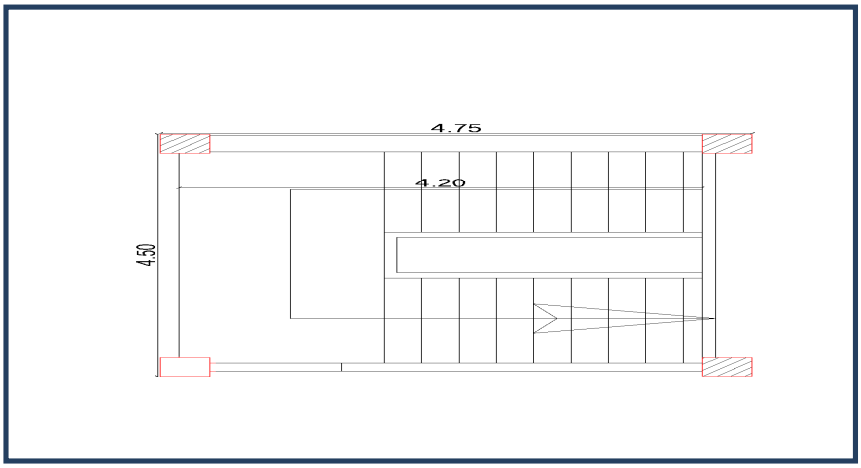


Figure I.9: Escalier droit constitué de deux paliers et une paillasse.

I.4.7. L'infrastructure :

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

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.5.1. Béton :

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

I.5.1.1. Caractéristique du Béton :

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

I.5.1.2. ciment :

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

- Résistance mécanique ;
- perméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment **CPA 325**

I.5.1.3. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

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

I.5.1.4. Eau de gâchage :

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

I.5.1.5. Dosage du béton :

L'augmentation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

Pour un dosage de 350 kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours

(Art A. 2.1.13 CBA93).

I.5.2.Béton armé :

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

I.5.2.1. Résistance du béton :

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

I.5.3. Les aciers :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Ronds lisses (R.L) *:* FeE235
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE500
- Treillis soudés (TS) : TLE520 φ=6mm pour la dalle de compression

II.1.Introduction:

Le but du Pré dimensionnement est de choisir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du RPA99 Version 2003 et du CBA93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure, à savoir :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

II.2.Les planchers *:*

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine.

II.2.2. Plancher à corps creux (plancher terrasse):

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (\boldsymbol{ht}=\boldsymbol{d}+\boldsymbol{e})$$

Avec :

L: longueur max de poutrelle entre nus des appuis.

d : hauteur du corps ceux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

En prenant la plus grande portée dans les deux blocs, nous aurons deux cas à étudier :

L=4.65m (bloc A) ; L=4.02 m (bloc B)

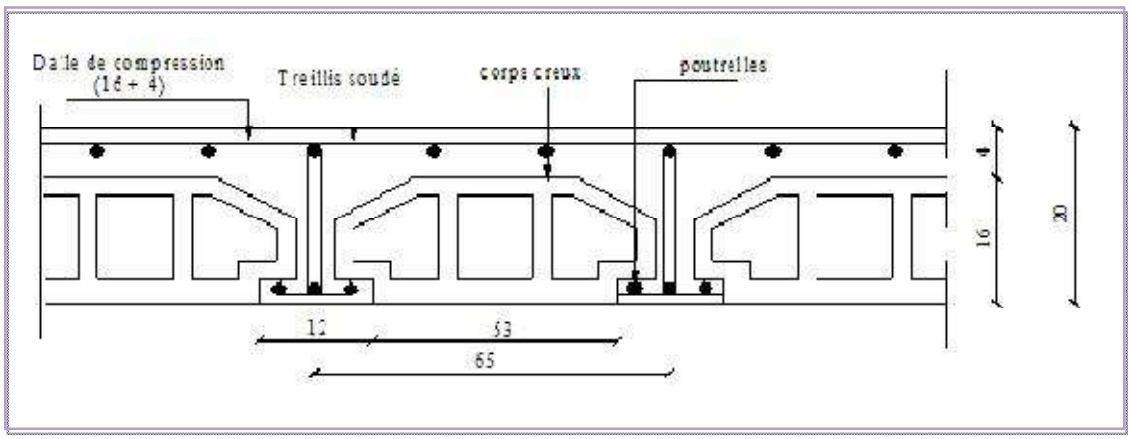


Figure II.1:coupe au niveau du plancher courant**.**

Bloc A:

Pour : L = 4.65 m.

Tableau II.1:pré-dimensionnement de plancher corps creux du bloc A.

L/20	ht (cm)	L/25
23.25	20	18.6

On adoptera h_t = 20 cm telle que h_t = d + e

Où d= 16cm (hauteur de corps creux).

et e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Conclusion :

Tenant compte de toutes ces conditions on obtenu à une épaisseur égale à :

d+e=16+4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- $h_t \geq 16$ cm.

D'où on : 20 cm > 16cm …… (C.V).

Bloc B :

Tableau II.2:pré-dimensionnement de plancher corps creux du bloc B.

L/20	ht (cm)	L/25
20.1	20	16.08

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

Pour obtenir une bonne isolation acoustique ; on doit vérifier la condition suivante : $hmin \geq 16cm$; d'où on a 20cm>16cm (condition vérifier)

Conclusion : Tenant compte de toutes ces conditions à obtenu une épaisseur égale à : **d+e=16+4cm**

II.2.3. Plancher à dalle pleine :

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

- **critère de résistance :**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis..... **[1]**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :
  - $(Lx/50) \leq ep \leq (Lx/40)$
- dalle reposant sur deux appuis :
  - $(Lx/35) \leq ep \leq (Lx/30)$

Où : **ep** : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

Bloc A:

Tableau II.3:pré-dimensionnement de dalle pleine du bloc A.

Lx /50	ep (cm)	Lx /40
9.4	15	11.75

- **Condition d'isolation acoustique** : $ep \geq 15cm$

Conclusion :

Pour la dalle plaine de bloc A on adoptera : ep **= 15cm**

Bloc B :

Tableau II.4:pré-dimensionnement de dalle pleine du bloc B.

Lx /50	ep (cm)	Lx /40
16.46	17	20.58

- **Condition d'isolation acoustique** : $ep \geq 15cm$

Conclusion :

Pour les dalles pleines de bloc B on adoptera : ep **= 17 cm.**

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

II.3.1.Charges permanentes :

II.3.1.1. Maçonnerie :

II.3.1.1.a. Murs intérieurs (simple) :

Tableau II.5:charge permanent du mur simple cloison.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m^3)	Poids surfacique (kg/m^3)
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Brique creuse	0.1	0.9	0.9
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Totale			**1.62**

II.3.1.1.b. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.6:charge permanent du mur double cloison.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m^3)	Poids surfacique (kg/m^3)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.30
Lame d'aire	0.05	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Totale			**2.92**



Figure II.2:présentation de mur extérieur et mur intérieur (simple et double cloison).

II.3.1.2. charges de plancher :

II.3.1.2.a. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.7:charge permanent du plancher terrasse à corps creux.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m^3)	Poids surfacique (kg/m^3)
Gravillon roulé	0.04	18	0.72
Etenchéité multicouche	0.02	6	0.12
Papier krafte	-	-	0.05
Liége (isolant)	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	22	2.2
Filme polyane	-	-	0.01
Pare vapeur	0.01	6	0.06
Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanante G			**6.32**

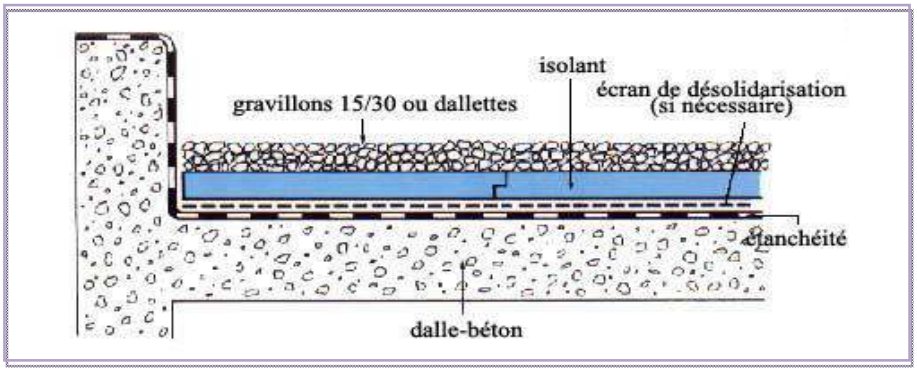


Figure II.3: Composants d'un plancher terrasse.

II.3.1.2.b. plancher courant à corps creux :

Tableau II.8:charge permanent du plancher courant à corps creux.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m^3)	Poids surfacique (kg/m^3)
carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Les murs simples	0.1	-	1.62
GT :			**6.00**

Tableau II.9:charge permanent de la dalle pleine.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m^3)	Poids surfacique (kg/m^3)
carrelage	0.02	22.00	0.44
Lit de sable	-	18 .00	0.54
Mortier de pose	0.02	20.00	0.4
Plancher corps creux	0.15	-	3.3
Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.2
GT :			4.88

II.3.2. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m2 (pour les deux blocs).

II.4.Les poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T.

II.4.1. Pré dimensionnement des poutres:

Le pré-dimensionnement des poutres se fait d'après les conditions de résistance et de la flèche imposé par le **« CBA99 »** en tenant compte des exigences du **«RPA99version2003 ».**

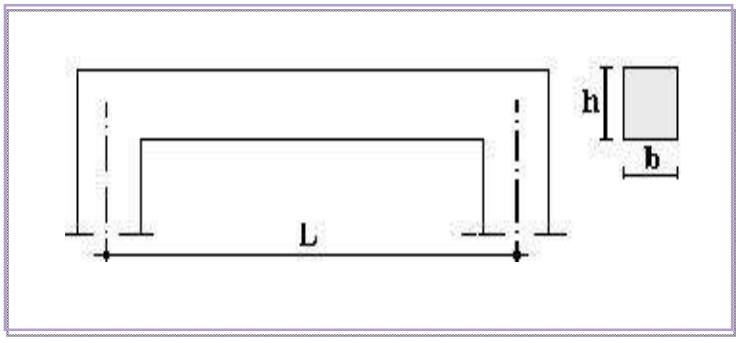


Figure II.4: Dimensionnement de la poutre.

b : largeur de la base de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

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

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

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

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont: **[1]** ►► Art [7.5.1] ◄◄

- h ≥30cm
- b ≥20 cm
- h/b ≤ 4
- b max ≤ 1.5h+b1

Bloc A:

Tableau II.10: Pré dimensionnement des poutres (Bloc A).

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	**L_{max}= 8.03m** ⇒ 53.53cm ≤ h ≤ 80.3cm on adopte h = 65 cm ⇒18cm ≤ b ≤ 42cm on adopte b = 35 cm	**L_{max}= 4.65 m** ⇒ 31cm ≤ h ≤ 46.5cm on adopte h = 40 cm ⇒12cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=65cm≥30cm b=35cm≥20cm h/b=1.857 ≤ 4	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0. 0809) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0860) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h =65cm ; b = 35 cm**	**h = 40 cm ; b = 30 cm**

Bloc B :

Tableau II.11: Pré dimensionnement des poutres du (Bloc B).

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	**L_{max}= 4.02m** ⇒ 26.80cm ≤ h ≤ 40.20cm on adopte h =30 cm ⇒9cm ≤ b ≤ 21cm on adopte b = 30 cm	**L_{max}= 3.75 m** ⇒ 25cm ≤ h ≤ 37.5cm on adopte h = 30 cm ⇒9cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1 ≤ 4	h=30cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.0762)≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.0800) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h =30 cm ; b = 30 cm**	**h = 30 cm ; b = 30 cm**

II.5.Les poteaux:

II.5.1.Pré dimensionnement des poteaux:

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (N_u=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux Intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:**(N_u=1.1N_u).**

II .5.2.Étapes de Pré dimensionnement :

-choix du poteau le plus sollicité ;

-calcul de la surface reprise par le poteau ;

-détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;

-les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 : **[Art 7.4.1]**

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

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

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

Nu : Effort normal admissible à l'ELU.

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».

b= 1.50 et **s** = 1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).

$\mathbf{f_{c28}}$ et **fe** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

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

Avec:

$\lambda = \frac{\mathbf{L}_f}{\mathbf{i}}$ **:** C'est l'élancement mécanique

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

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

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

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f [2] :

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

0.7*L_0 : 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.

L_0 : dans les autres cas.

Bloc A et B :

L_0 =3.23 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.

L_0 =4.25 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC.

Donc Pour les étages courants: L_f=2.26m, et le RDC : L_f=2.98m.

II.5.4. 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 étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

Bloc A :

- Une section de (45x45) cm^2 pour le RDC et le ^{1er} étage.
- Une section de (40x40) cm^2 pour le $2^{ème}$, le $3^{ème}$ étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour, $4^{ème}$, et $5^{ème}$ étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, $6^{ème}$, et $7^{ème}$ étage.

Tableau II.12: Calcul de Nu du (Bloc A).

Niveau	Dimension	λ	α	B_r (cm^2)	$A_{s\ Choix}$ (cm^2)	$\bar{N}$ (kN)
7^{eme}	300	26.11	0.76	784	0.90	1134.44
6^{eme}	300	26.11	0.76	784	0.90	1134.44
5^{eme}	350	22.38	0.79	1089	1.23	1618.09
4^{eme}	350	22.38	0.79	1089	1.23	1618.09
3^{eme}	400	19.58	0.80	1444	1.60	2183.58
2^{eme}	400	19.58	0.80	1444	1.60	2183.58
1^{er}	450	17.41	0.81	1849	2.03	2830.34
RDC	450	22.90	0.78	1849	2.03	2736.05

Bloc B :

- Une section de (45x45) cm^2 pour le RDC et 1erétage.
- Une section de (40x40) cm^2 pour le 2ème et le 3ème étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour, 4ème, et 5ème étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, 6ème, et 7ème étage.

Tableau II.13: Calcul de Nu du (Bloc B).

Niveau	Dimension	λ	α	Br (cm^2)	As Choix (cm^2)	N(kN)
7eme	300	26.11	0.76	784	0.90	1134.44
6eme	300	26.11	0.76	784	0.90	1134.44
5eme	350	22.38	0.79	1089	1.23	1618.09
4eme	350	22.38	0.79	1089	1.23	1618.09
3eme	400	19.58	0.80	1444	1.60	2183.58
2eme	400	19.58	0.80	1444	1.60	2183.58
1er	450	17.41	0.81	1849	2.03	2830.34
RDC	450	22.90	0.78	1849	2.03	2736.05

II .5.5. La surface reprise par le poteau plus sollicité :

Bloc A :

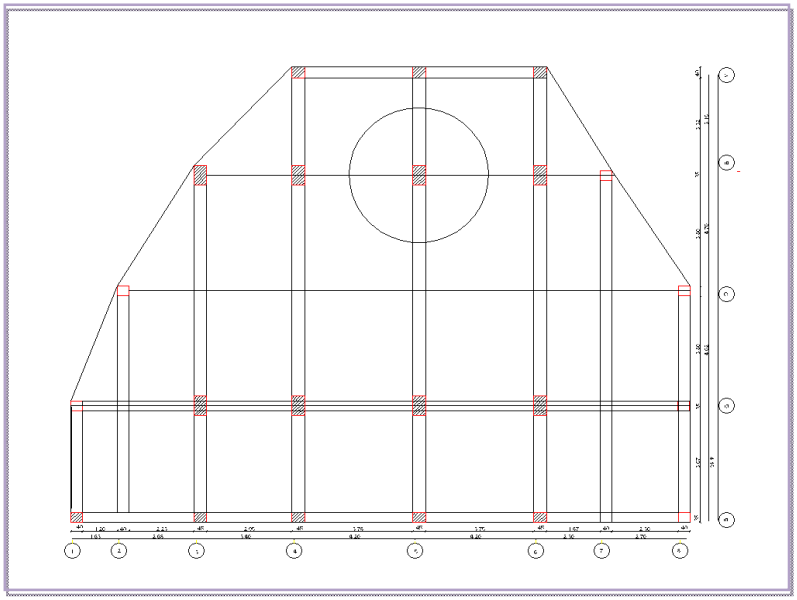


Figure II.5: Le poteau plus sollicité (bloc A).

Sp= (5.94-0.4)*(4.2-0.3) = 21.606m^2

St = (5.94*4.2) =24.948m^2

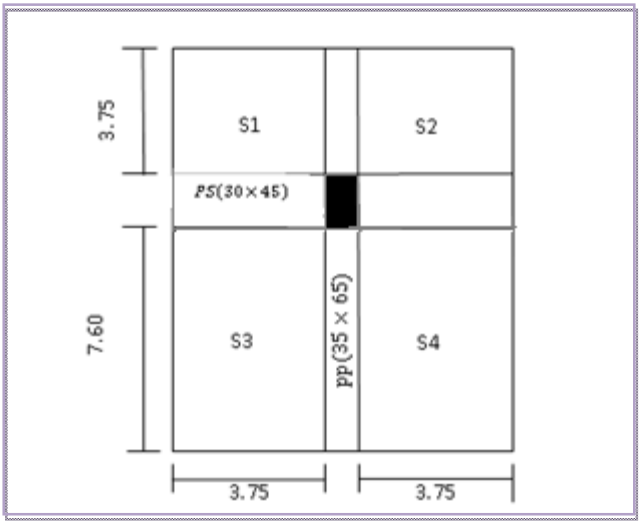


Figure II.6: Surface reprise par le poteau le plus sollicité (bloc A).

Bloc B:

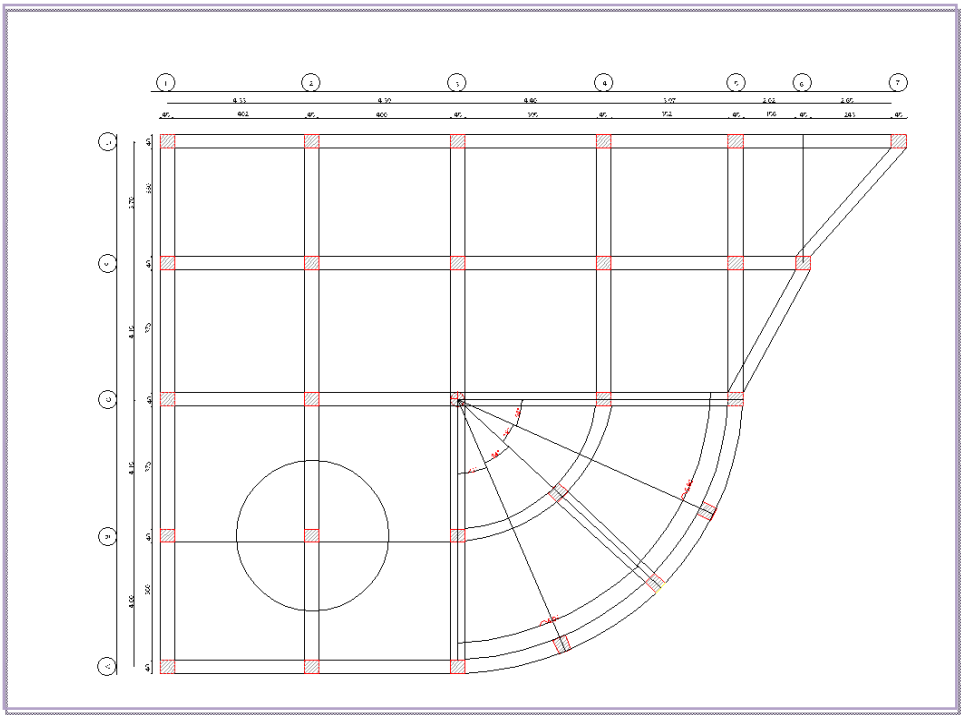


Figure II.7: Le poteau plus sollicité (bloc B).

Sp = (4.46-0.3)*(4.075-0.3)=15.704m^2.

St = (4.46*4.075) =18.174m^2.

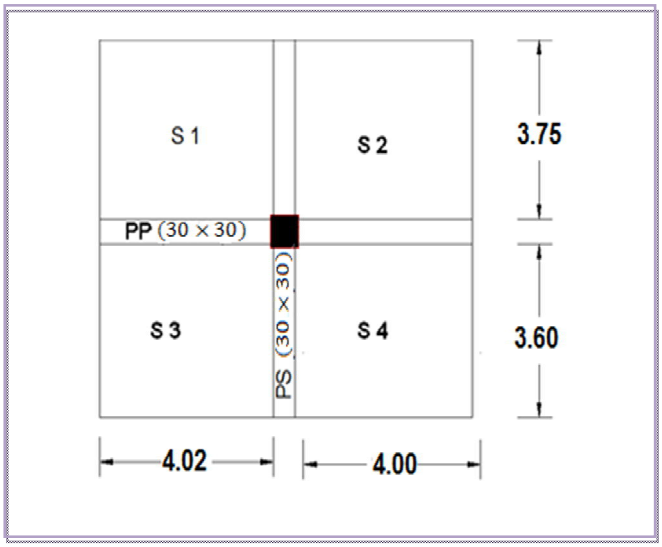


Figure II.8: Surface reprise par le poteau le plus sollicité (bloc B).

II .5.6. Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

II .5.6.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.

D'après le règlement DTR charges et surcharges, on adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable que pour **n ≥ 5**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou la terrasse **Q0**
- Pour le dernier étage ..... **Q**
- Pour l'étage immédiatement inférieur ..... **0,90 Q**
- Pour l'étage immédiatement inférieur …. **0,80 Q.**

Et ainsi de suite en réduisant de **10 %** par étage jusqu'à **0,50 Q** ; valeur conservée pour les étages inférieurs.

Bloc A :

Tableau II.14:Détermination des charges d'exploitations (bloc A).

étage	Q(KN)		3+n/2n	Q_{cum} (kN)
7eme	Q0	24.948	/	24.948
6eme	Q1	62.37	1	37.422
5eme	Q2	92.307	0.9	37.422
4eme	Q3	120.374	0.85	37.422
3eme	Q4	144.698	0.8	37.422
2eme	Q5	165.280	0.75	37.422
1er	Q6	185.328	0.714	37.422
RDC	Q7	247.920	0.687	99.792

Bloc B :

Tableau II.15:Détermination des charges d'exploitations (bloc B).

étage	Q(KN)		3+n/2n	Q_{cum} (kN)
7eme	Q0	18,174	/	18.174
6eme	Q1	27,261	1	45.436
5eme	Q2	27,261	0.9	67.245
4eme	Q3	27,261	0.85	87.691
3eme	Q4	27,261	0 .8	105.412
2eme	Q5	27,261	0.75	120.406
1er	Q6	27,261	0.714	135.010
RDC	Q7	45,436	0.6875	161.866

II.5.6.b. Charges permanentes et N_u :

Bloc A :

Tableau II.16: Détermination des charges permanentes (bloc A).

Niveau	h (m)	G plancher (kN)	G poutre p (kN)	G poutre s (kN)	G poteau (kN)	G Niveau (kN)	G cumules (kN)
7eme	3.23	136.549	35.64	12.6	7.267	192.057	192.057
6eme	3.23	129.636	35.64	12.6	7.267	185.143	377.200
5eme	3.23	129. 636	35.64	12.6	9.891	187.767	564.968
4eme	3.23	129.636	35.64	12.6	9.891	187.767	752.736
3eme	3.23	129.636	35.64	12.6	12.92	190.796	943.532
2eme	3.23	129.636	35.64	12.6	12.92	190.796	1134.328
1er	3.23	129.636	35.64	12.6	16.531	194.227	1328.556
RDC	4.25	129.636	35.64	12.6	21.515	199.391	1527.948

Tableau II.17: Vérifications du ($1.1N_u \leq N$) (bloc A).

Niveau	N_u (kN)	N_u+10%N_u (kN)	$\bar{N}$(kN)	$1.1N_{ultim}$ e ≤ Ne
7eme	296.699	326.369	1134.437	vérifier
6eme	602.776	663.053	1134.437	vérifier
5eme	901.169	991.286	1618.089	Vérifier
4eme	1196.755	1316.431	1618.089	vérifier
3eme	1490.816	1639.898	2183.580	Vérifier
2eme	1779.264	1957.190	2183.580	Vérifier
1er	2071.543	2278.697	2830.344	Vérifier
RDC	2434.611	2678.072	2736.045	vérifier

Bloc B :

Tableau II.18:Détermination des charges permanentes (bloc B).

Niveau	h (m)	G plancher (kN)	G poutre p (kN)	G Poutre s (kN)	G poteau (kN)	G Niveau (kN)	G cumules (kN)
7eme	3.23	99.249	10.035	9.168	7.267	125.720	125.720
6eme	3.23	94.224	10.035	9.168	7.267	120.695	246.415
5eme	3.23	94.224	10.035	9.168	9.891	123.319	369.735
4eme	3.23	94.224	10.035	9.168	9.891	123.319	493.055
3eme	3.23	94.224	10.035	9.168	12.92	126.347	619.402
2eme	3.23	94.224	10.035	9.168	12.92	126.347	745.750
1er	3.23	94.224	10.035	9.168	16.351	129.779	875.530
RDC	4.25	94.224	10.035	9.168	21.515	134.943	1010.473

Tableau II.19:Vérifications du ($1.1N_u \leq N$) (bloc B).

Niveau	N_u (kN)	N_u+10%Nu (kN)	$\overline{N}$(kN)	$1.1N_{ultim}$ e ≤ Ne
7eme	196 .984	216.68	1134.437	vérifier
6eme	400.815	440.897	1134.437	vérifier
5eme	600.011	660.012	1618.089	Vérifier
4eme	797.162	876.878	1618.089	vérifier
3eme	994.311	1093.743	2183.580	Vérifier
2eme	1187.372	1306.109	2183.580	Vérifier
1er	1384.481	1522.929	2830.344	Vérifier
RDC	1606.939	1767.633	2736.045	vérifier

II.6 .Les voiles :

II.6.1. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicites principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigide sen béton armé destinés à transmettre les charges (horizontales et verticales) aux fondations.

Selon les prescriptions du **RPA99**, l'épaisseur minimale des voiles (e) est de **15 cm.** De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (he) net des conditions de rigidité aux extrémités.

On vérifie en premier lieu la conformité des dimensions des éléments accompagnant les plans d'architecture avec les recommandations du RPA99/Version 2003.

En effet, les voiles de contreventement doivent satisfaire la condition: **$L \geq 4a$**

Pour l'épaisseur minimale et, dans notre structure :

$a \geq$ Max [he/25; he/22; he/20; 15cm]

Donc **$a \geq$ Max [he/20 ; 15cm].**

Bloc A et B:

- he= 3.23-0.45=2.78m.
- a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max (15 cm ; 11.12cm;12.63m;13.9cm)

a ≥ 15 cm

Pour le RDC et les étage courants on adopte une épaisseur de 15cm.

ep =15cm

Remarque :

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

III.1.L'acrotère

III.1.1.Définition :

L'acrotère est un élément secondaire qui assure la protection des usagés de la terrasse il est exposé aux chocs thermiques. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur il est considéré comme une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis a :

- Son poids propre ;
- Une surcharge d'exploitation horizontale .

III.1.2.Calcule des charges sollicitation l'acrotère :

III.1.2.1.Charge permanente et surcharge d'exploitation :

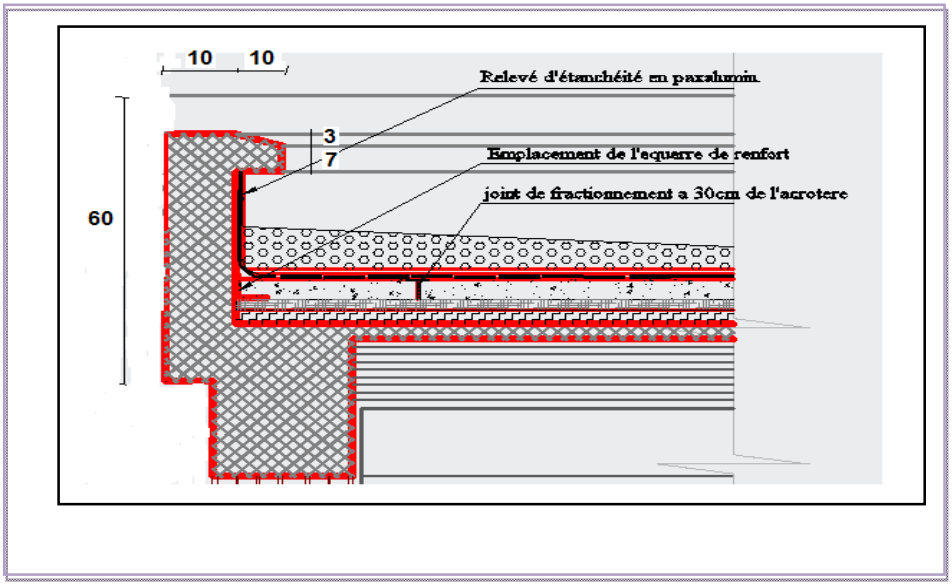


Figure III.1: Acrotère.

III.1.2.2.Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1:Évaluation des charges et surcharges.

Charge permanent
Poids propre : [(0.60*0.1) + (0.1*0.08) + ((0.1*0.02)/2)]*25+0.324=2.05kN
Charge d'exploitation
Q = 1 kN

III.1.3.Calcul des efforts :

Tableau III.2: Les efforts.

L'E.L.U
L'effort normal : N_U =1,35.G = 1.35*2.05 = 2.767 KN
Moment d'encastrement : M_U =F_p.h= 1.64*0.60= 0.984 KN.m
L'effort tranchant : $T_U = F_p$ = 1.64KN
L'E.L.S
L'effort normal : N_{ser} = G = 2.05 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1*0. 60 = 0.60 KN.m
L'effort tranchant : T_{ser} = Q =1 KN

III.1.4. Ferraillage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Tableau III.3:les données.

$\mathbf{f_{c28}}$	25(Mpa)	**b**	100(cm)
$\mathbf{f_{t28}}$	2.1(Mpa)	**h**	10(cm)
$\mathbf{f_e}$	400(Mpa)	**d**	7.5(cm)
$\boldsymbol{\sigma_{b\ adm}}$	15 (Mpa)	**c**	2.5(cm)
$\boldsymbol{\sigma_{s\ adm}}$	348(Mpa)	**c'**	2.5(cm)

- **Calcul de l'excentricité : (centre de pression)**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.984}{2.76} = 35.65cm$$

On a :

$$\frac{h}{2} - c = 2.5cm$$

On a:

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = 35.65\ cm \\ h/2 - c = 2.5\ cm \end{array}\right\} \quad \Rightarrow \quad e_0 > h/2 - c$$

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 :**

$M_F = Mu + Nu\ (h/2 - c)$

$M_F = 0{,}984 + 2{,}76\ (0{,}025)$

D'où : $M_F = 1{,}066$ kN.m

D'après l'organigramme : $M = M_F = 1{,}053$kN.m

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.053 * 10^6}{1000 * 75^2 14.17} = 0.0133$$

$\mu = 0{,}0133 < \mu_l = 0{,}392$; As' = 0 (pas d'acier comprimés)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.09935}}{0.8} = 0.1310 \Rightarrow \alpha = 0{,}131$$

$Z = d\ (1 - 0{,}4\alpha) \Rightarrow Z = 7.107$cm

$\mu < 0{,}186 \Rightarrow \varepsilon_S = 10\%$ d'où $\sigma_S = 348$MPa

$$A_S = \frac{M_F}{Z\sigma_S} = \frac{1.066 * 10^6}{71.07 * 348} = 43.10 mm^2 \Rightarrow As = 43.10\ mm^2$$

D'où

$$A_1 = As' \text{ et } A_2 = As - \frac{N_U}{\sigma_S} = 43.10 - \frac{2.76 \times 10^3}{348} = 35.16 mm^2$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 0.3516\ cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$As_{min} \geq \frac{B}{1000} = \frac{10 * 100}{1000} = 1 cm^2$$

On prend $As = \max(A_2 ; A_{min}) = A_{min} = 1 cm^2$

La section choisie est 4T8 avec $As = A_2 = 2.01\ cm^2$ avec un espacement St = 20 cm

- **Armature de répartition :**

$$\frac{A_S}{4} \leq A_r \leq \frac{A_S}{2} \Rightarrow 0.502 cm^2 \leq A_r \leq 1.005\ cm^2$$ **[1]**

Donc :

La section choisie est A_r = 3T6 = 0,85 cm²

- **L'espacement :**

St= $\frac{100}{4}$ = 25 cm; on prend St=25cm ≤ Smin =Min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

$S_{rep} = \frac{60}{3}$ = 20cm on prend St=20cm ≤ Smin =Min [4h=40 cm; 45 cm] =40cm

III.1.5.Vérification :

III.1.5.1.Vérification a L'ELS :

Données: N_{ser} = 1.755 KN.

M_{ser} = 0.6 KN.

- **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{0.656}{2.05} = 0.32m \quad \text{On prend} \quad e_0 = 32\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5cm$$

On a e_0= 32 cm > $\frac{h}{2} - c = 2.5cm \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier cette inégalité :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} < \frac{I'_G}{B_{0\vartheta_2}}$$

Avec :

B_0=b × h + 15(A_1 + A_2) ⇒ B_0 = 1030.15cm²

$\vartheta_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c_1 + A_2d)]$ ⇒ ϑ_1 =5.07cm

$$\vartheta_2 = h - \vartheta_1 = 10 - 5.07 = 4.93\text{cm}$$

$$I'_G = \frac{b}{3}(\vartheta_1^3 + \vartheta_2^3) + 15[A_1(\vartheta_1 - c_1)^2 + A_2(\vartheta_2 - c_2)^2] = 8411.49cm^4$$

M′G=Nser·CG′ $\Rightarrow \frac{M'G}{Nser} = CG'$

CG'= CG+GG'= CG + (υ_1 – (h/2)) = e_0–(h/2-c) + (υ_1 –(h/2))=29.43cm

Donc : CG'=$\frac{M'G}{Nser}$=29.43cm > $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,656cm. **C .V**

Alors, on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier ces conditions : (fissuration préjudiciable)

$$\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$$

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc.

$C=d-e_A$

Avec : $e_A = \dfrac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \dfrac{h}{2}\right) = 34.5cm \Rightarrow C = -27cm \qquad (C < 0)$

Avec $A_S' = 0 \Rightarrow$ $\begin{cases} P = -2124.58 \text{ cm}^2 \\ q = 37212.83 \text{ cm}^3 \end{cases}$

D'où l'équation (*) devient

$Y^3_2 - 2124.58y_2 + 37212.83 = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -3594818.46 < 0$

D'ou :

$$\text{Cos } \varphi = \left[\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right] = -0{,}987$$

$\text{Cos } \varphi = -0{,}987 \Rightarrow \varphi = 170{,}84°$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos(\varphi/3) = 29.02$ cm
- $Y_2 = a \cos(\varphi/3 + 240°) = 24.11$ cm

- $Y_3 = a \cos(\varphi/3+120) = -53.14$ cm

Avec : $a = 2\sqrt{-p/3} = 53.22$

La solution qui convient : $y_c = 29.02$cm

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

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

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

$$\text{Donc:} \begin{cases} y_2 = 29.02\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.02\text{cm} \end{cases}$$

- **Calcule du moment d'inertie de la section** :

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

$$S_{xx'} = 38.789\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2050}{38789} = 0.052\ \text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.052 \times 20.2 = 01.050\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.052 \times (75 - 20.2) = 42.74\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,\text{MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 42.744\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\ \text{MPa}$$

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

III.1.5.2.Vérification de l'effort tranchant: [1]

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.64 - \frac{0.984}{0.9 * 0.075} = -12.937KN$$

- ✓ Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: [1]

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

Avec: $= \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = 2.5\,MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.0218\,MPa$$

$$\tau_u = 0.0218\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$$

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

III.1.5.4.Calcul de la force sismique:

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_P > 1,5\ Q$; on va utilise cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcule des armatures de ferraillage

On a :

$$F_P = 4\ A\ C_P\ W_P$$

Avec :

F_P : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : coefficient d'accélération pour la zone IIa, groupe 2, A= 0.15

C_P : facteur des forces horizontales (C_P =0.8) élément consol

W_P : poids de l'acrotère W_P= 2.05 kN/ml

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.05 = 0.984 kN/ml$

1, 5 Q = 1.5 .1 = 1. 5kN /m **Donc F_P = 0 .984 < 1.5**

- ✓ Alors on va utiliser la force sismique F_P pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

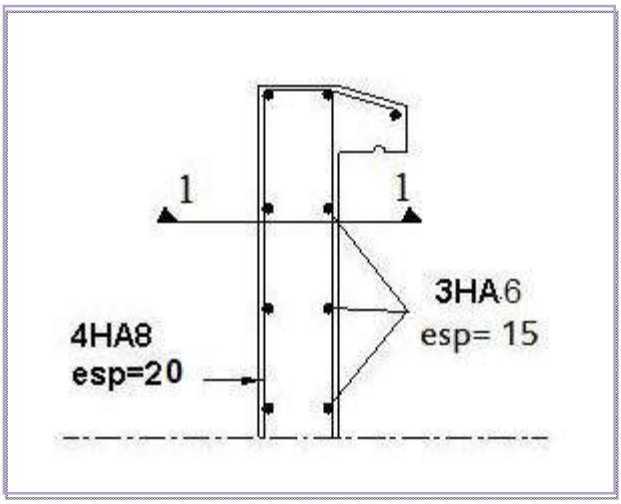


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère.

III.2. ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique ;
- répartir les charges horizontales dans les contreventements ;
- assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2.Plancher en corps creux :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm^3 avec une dalle de compression de 4*cm* d'épaisseur.

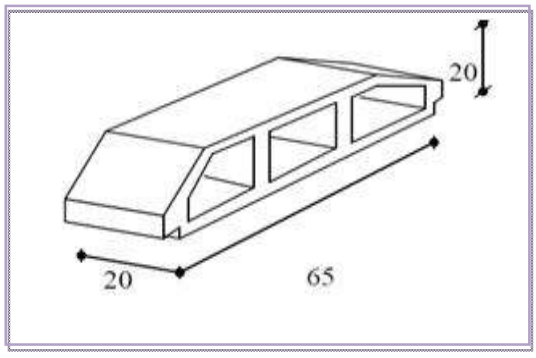


Figure III.3: Corps Creux.

III.2.3.Les poutrelles :

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

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage

a) Avant coulage :

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

- ➢ son poids propre ;
- ➢ le poids de corps creux (entrevous) ;
- ➢ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

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

Figure III.4: Dimension de la poutrelle avant coulage du (Bloc A et B).

<table>
<tr><th></th><th>La travée L(m)</th><th>Q (kN)</th><th colspan="2">G (kN/ml)</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Bloc A</td><td rowspan="2">4.6</td><td rowspan="2">2,3</td><td>poids de poutrelle</td><td>poids du corps creux</td></tr>
<tr><td rowspan="2">0.12× 0.04 × 25 =0.12</td><td rowspan="2">0.65× 1 = 0.65</td></tr>
<tr><td>Bloc B</td><td>3.75</td><td>1.875</td><td colspan="2">0.65+0.12=0.77</td></tr>
</table>

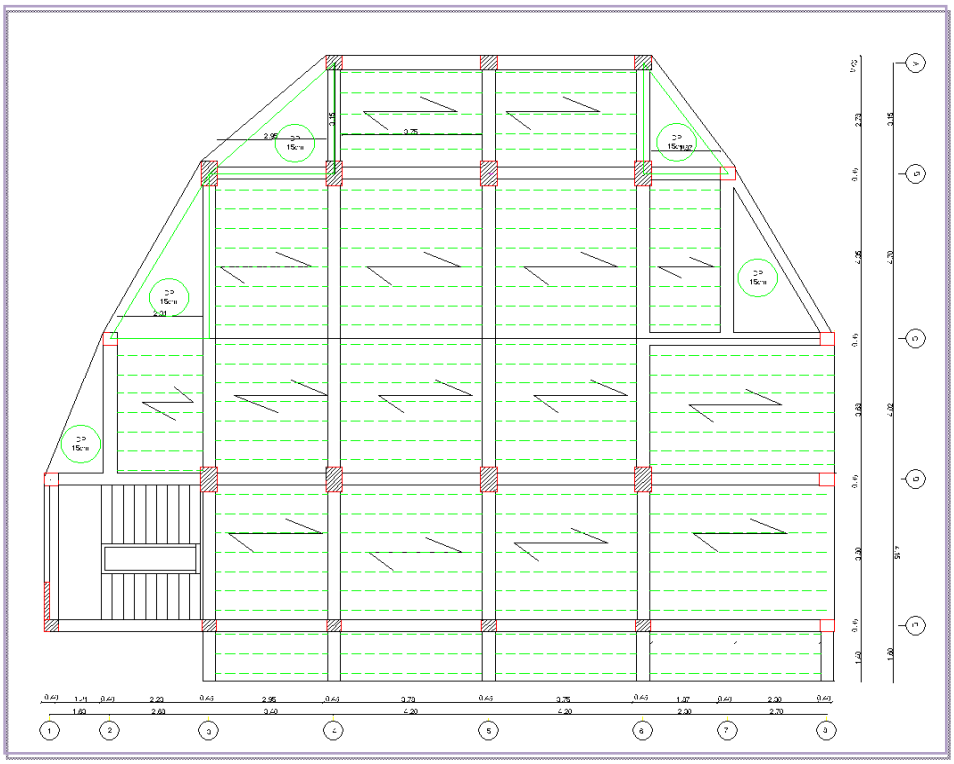


Figure III.4: Plan de Poutrelle de (bloc A).

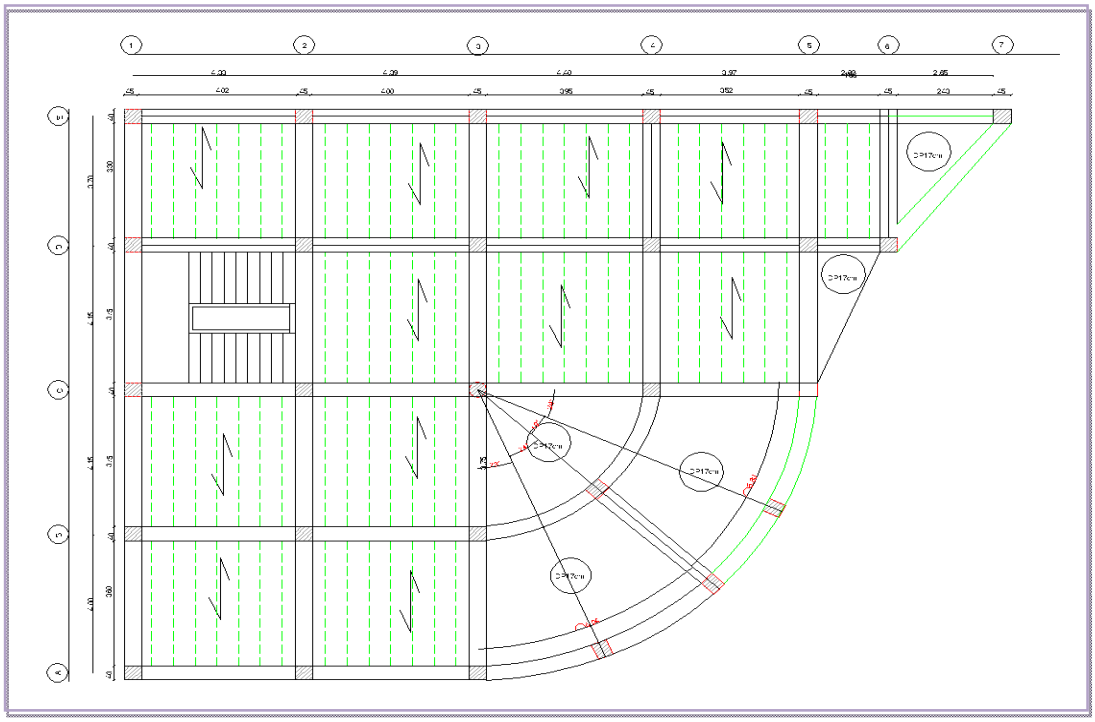


Figure III.5: Plan de poutrelle de (bloc B).

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5: Calcul des moments du Bloc (A et B).

	MG (kN. m)	MQ (kN. m)	MU (kN. m)
Bloc A	$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2.036 KN.m$	$M_Q = \frac{QL}{4} = 2.645 KN.m$	Mu=1,35M_G+1,5M_Q=6.716m
Bloc B	$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.353 KN.m$	$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.757 KN.m$	Mu=1,35M_G+1,5M_Q=4.463m

BLOC A :

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{6.716 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 18^2} = 12.166 \gg \mu_l = 0.392$

BLOC B :

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{4.463 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 18^2} = 8.085 \gg \mu_l = 0.392$

=>As $\neq 0$

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.

Calcul des étaiements:

$F_G = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E \times I}$ et $F_Q = \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$

$$\bar{F} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Bloc A :

Tableau III.6:Détermination le nombre des étaiements du (bloc A).

étaiement	G(KN)	Q(KN)	L (mm)	F_{MAX}(cm)	$\bar{F}$(cm)	F< $\bar{F}$(cm)
0	0.77	2.5	4600	21.807	0.92	cnv
1	0.77	1.15	2300	1.362	0.46	cnv
2	0.77	1	1533.333	0.269	0.306	cv

Donc en doit disposer 2 étaiements.

Bloc B :

Tableau III.7:Détermination le nombre des étaiements du(bloc B).

étaiement	G(KN)	Q (KN)	L (mm)	F_{MAX}(cm)	$\overline{F}$(cm)	F< $\overline{F}$(cm)
0	0.77	1.875	3750	9.631	0.75	cnv
1	0.77	1	1875	0.601	0.375	cnv
2	0.77	1	1250	0.118	0.25	cv

Donc en doit disposer 2 étaiements.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.8: Charge supporté par les poutrelles (Bloc A et B).

Niveau	G (kN/m)	Q (N/m)	b (cm)	E.L.U (k N/ml) (1,35G+1,5Q)*b	E.L.S(kN/ml) (G+Q)*b
Terrasse inaccessible	6.32	1	0.65	6.52	4.75
Etage courant	6	2.5	0.65	7.702	5.525

✓ **Conclusion :**

On adopte le même ferraillage des poutrelles à tous les étages.

b .Après coulage :

b.1.Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions D'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1. conditions d'application :

1-$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm2 \end{cases}$ CV

2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées. (C.V)

3- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25". (C.N.V)

4- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

➢ **Bloc A :**

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

3types de poutres continues sont à envisager :

- ❖ Type-1- : Poutrelles à 2 travées.
- ❖ Type-2- : Poutrelles à 3 travées.
- ❖ Type-3- : Poutrelles à 4 travées.

Type 1-Poutrelle à 2 travées:

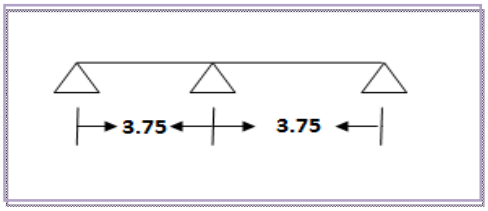


Figure III.6:poutrelles à 2 travées.

Type2-Poutrelle à 3 travées :

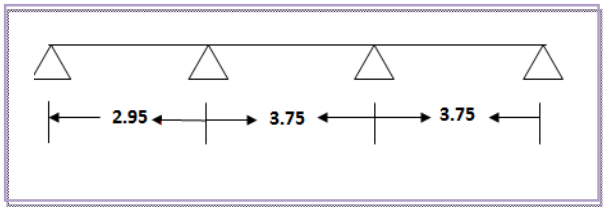


Figure II.7: Poutrelle à 3 travées.

Type3-Poutrelle à 4 travées :

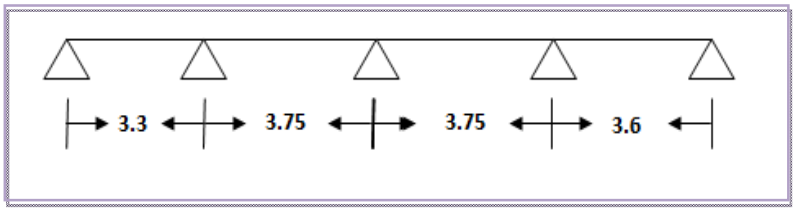


Figure III.8: Poutrelle à 4 travées.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, On adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles, donc on a choisie la poutrelle de 4 travées.

E.L.U :

Tableau III.9: Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.U (bloc A).

travées	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	M_e (KN.m)	M_t	T_w	T_e
AB	8.6625	1.732	8.263	3.664	9.373	-13.726
BC	13.898	8.263	8.371	5.581	14.601	-14.658
CD	13.898	8.371	14.872	2.276	12.919	-16.340
DE	20.366	14.872	4.073	10.893	20.057	-15.362

E.L.S :

Tableau III.10: Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle à 4 travées à l'E.L.S (bloc A).

travées	M_0 (KN.m)	M_w(KN.m)	M_e (KN.m)	Mt
AB	6.21	1.242	5.923	2.627
BC	9.9636	5.923	6.001	4. 245
CD	9.9636	6.001	10.661	1.631
DE	14.6004	10.661	2.920	7.809

b.1.2.Récapitulations :

Tableau III.11:Récapitulations des efforts internes (bloc A).

Sollicitation	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu}(KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$(KN.m)	$M_{t\ ser}$
	14.87	10.89	20.057	10.66	7.80
Référent	4 travées	4 travées	4 travées	4 travées	4 travées

b.1.3. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

ELU :

Tableau III.12: Calcul des armatures (bloc A).

	En travée	Aux appuis
M_u (kN.m)	10.89	14.87
M_0 (kN.m)	$M_o=b.h_o.\sigma_b.(d-h_o/2)=65.4.14,2.(18-12/2)$	
μ	0,0364	0,0497
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	OUI	OUI
B	0.982	0.974
A	1.770 cm^2	2.437 cm^2
le choix	3HA10 = 2.36 cm^2	2HA14=3.08 cm^2

ELS :

Tableau III.13:Vérification des armatures (bloc A).

	En travée	Aux appuis
M_{ser} (kN.m)	7.8	10.66
y_1 (cm)	3.917	5.739
I_G (cm)	8323.048	10948.327
σ_b (MPa)	3.671	5.588
$\sigma_{b\ adm}$ (MPA)	15	
$\sigma_b < \sigma_{b\ adm}$	OUI	

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ8

- **Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles :**

Tableau III.14: Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles (bloc A).

A transversales	espacement
2φ6	16cm

III.2.4.Vérifications:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{20.05\times10^3}{120\times180} = 0.928\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa}\,;\,5\text{MPa}\right] = 3{,}33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}928\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

- **vérification au voisinage de l'appui:**

Appui de rive: $M_u = 14.87\text{kN.m} > 0{,}9V_u d = 0.9\times20.05\times0.18 = 3.248\text{kN.m}$ (C.V)

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

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

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

$$V_u = 20.05\,\text{KN} \le 0{,}4\times\left(\frac{25}{1{,}5}\right)\times 120\times 162 = 129.6\,\text{KN}$$

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

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

$$\sigma_m = \frac{2\times 20.05\times 10^3}{120\times 162} = 2.06MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\,MPa\ \text{(c.v)}$$

$$A = 3.08\ \text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times 20.05\times 10^3}{400} = 0.576\ \text{cm}^2\ \text{(c.v)}$$

- **vérification de la flèche**:

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

Tableau III.15: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles (bloc A).

1ere condition	2eme condition
$h/L \ge M_t/(15.M_0)$	$\rho \le 3{,}6/fe$
$h/L = 0.2/4.6 = 0.043$ $M_t/(15*M_0)=10.89/(15\times 44.304)=0.016$	$\rho=A_t/(b_0\times d)=2.36/(12\times 18)=0.0109$ $3{,}6/fe = 3.6/400 = 0.009$
C.V	C.N.V

✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.16: Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles (bloc A).

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7.8	2.36	7.101	0.01	0.98	187.36	0.642	3.763	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	6441.62	11193.17	4.6	7.96	13.75	5.78	9.2	**cv**

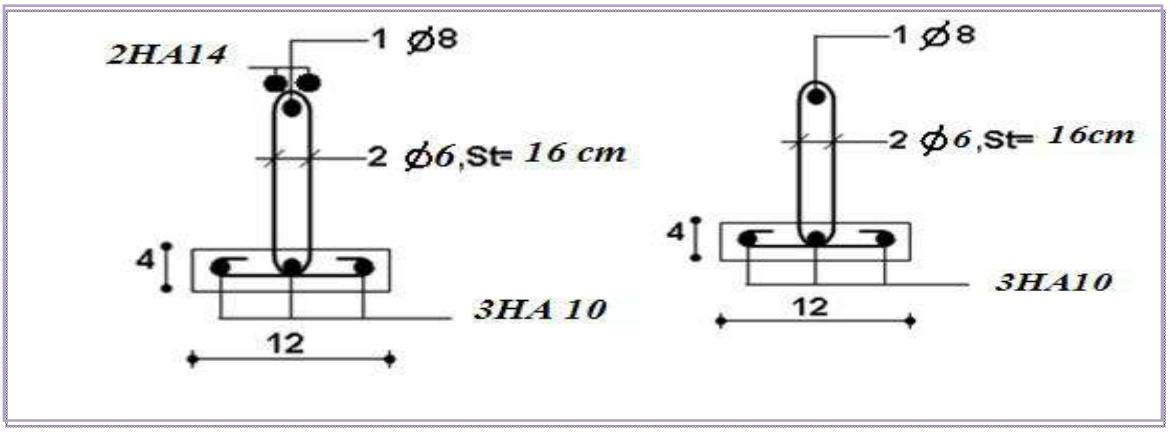


Figure III.9: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

Bloc B :

-Le même principe de schéma poutrelle du bloc A et adopté pour le bloc B (1 travée, 2 travée, 4 travée).

-Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher courant ayant la plus grande sollicitation, on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles, donc on a choisi la poutrelle de 1 travée.

Type-1- : Poutrelle à 1 travée :

E.L.U :

Tableau III.17: Moment fléchissant et effort tranchants de la poutrelle à 3 travées à l'E.L.U (bloc B).

travées	M_0(KNm)	M_w(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	10.485	2.097	2.097	8.38	12.71	-12.71

E.L.S :

Tableau III.18: Moment fléchissant et effort tranchants de la poutrelle à 3 travées à l'E.L.S (bloc B).

travées	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	7.14	1 .43	1.43	5.71

b.1.4.Récapitulations :

b.1.5. Calcul du ferraillage :

Tableau III.19:Récapitulations des efforts internes (bloc B).

Sollicitation	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu}(KN.m	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$(KN.m)	M_{ser}
	11.39	8.38	16.75	8.17	5.71
Référent (étage)	1 travée	1 travée	2 travées	2 travées	1 travée

- **Armatures longitudinales :**

ELU :

Tableau III.20: Calcul des armatures (bloc B).

	En travée	Aux appuis
M_u (kN.m)	8.38	11.39
M_0 (kN.m)	Mo=b.h_o.$\sigma_{b\ adm}$.(d-h_o/2)	
μ	0.028	0,038
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	OUI	OUI
B	0,986	0,981
A	1.356 cm^2	1.853 cm^2
le choix	3HA10 = 2.36 cm^2	2HA12= 2.26 cm^2

ELS :

Tableau III.21:Vérification des armatures (bloc B).

	En travée	Aux appuis
M_{ser} (kN.m)	5.71	8.17
y1 (cm)	3.917	3.845
I_G (cm)	10927.810	10487.306
K (N/cm)	52.252	77.903
σ_b (MPa)	2.046	2.995
$\sigma_{b\ adm}$ (MPA)	15	
$\sigma_b < \sigma_{b\ adm}$	OUI	

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisent les armatures de montage de barre de ϕ8

- **Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles :**

Tableau III.22: Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles (bloc B).

A transversales	espacement
2φ5	15cm

III.2.5.Vérifications:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{16.75\times10^3}{120\times180} = 0.775\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa}\,;5\text{MPa}\right] = 3,33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,775\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa(C.V)}$$

- **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: M_u = 9.71kN.m > $0,9V_ud$= $0.9\times16.75\times0.18$= 2.713kN.m (C.V)

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

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;0,9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2\,;0,9\times18\right] = 16.2\text{ cm}$$

$$V_u = 16.75\,\text{KN} \leq 0,4\times\left(\frac{25}{1,5}\right)\times120\times162 = 129.6\,\text{KN}$$

Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

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

$$\sigma_m = \frac{2\times20.05\times10^3}{120\times162} = 1.723MPa < 1,3\times\frac{25}{1,5} = 21,667\,MPa\,\text{(c.v)}$$

$$A = 2.26\text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15\times16.75\times10^3}{400} = 0.481\,\text{cm}^2\,\text{(c.v)}$$

- **vérification de la flèche**:

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

Tableau III.23:vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles (bloc B).

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3.6/fe$
$h/L = 0.2/3.75 = 0.053$ $M_t/(15.M_0) =$ $8.38/(15\times44.304) = 0.012$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2.36/(12\times18) = 0.0109$ $3.6/fe = 3.6/400 = 0.009$
C.V	C.N.V

✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau III.24:Vérifications détaillée de la flèche des poutrelles (bloc B).

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa	μ	λ_i	λ_v
5.71	2.36	10.21	0.002	0.99	0.99	-0.74	0.99	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)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
45538.87	189698.69	70990.53	3.75	0.13	1.05	0.92	7.5	**cv**

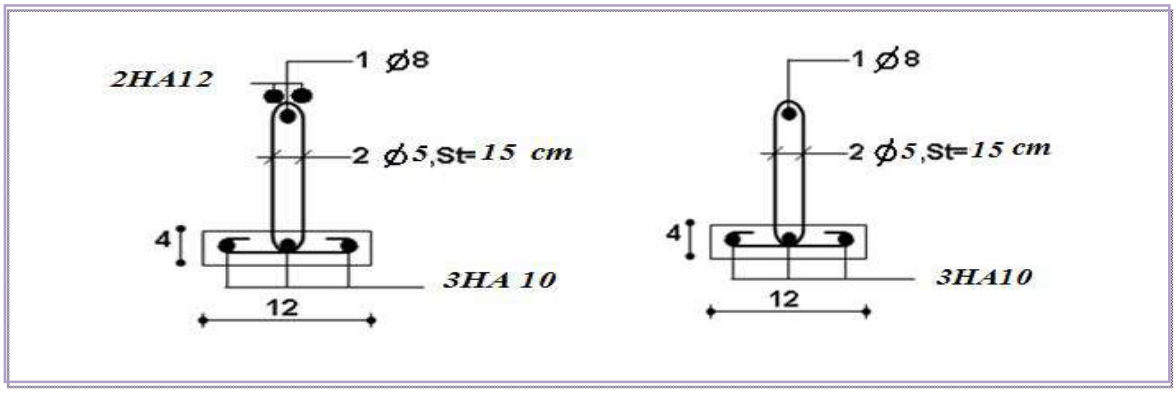


Figure III.10:ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

III.3.Escalier :

III.3.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre projet comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier:** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse:** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour:** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles
- **La marche:** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche:** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

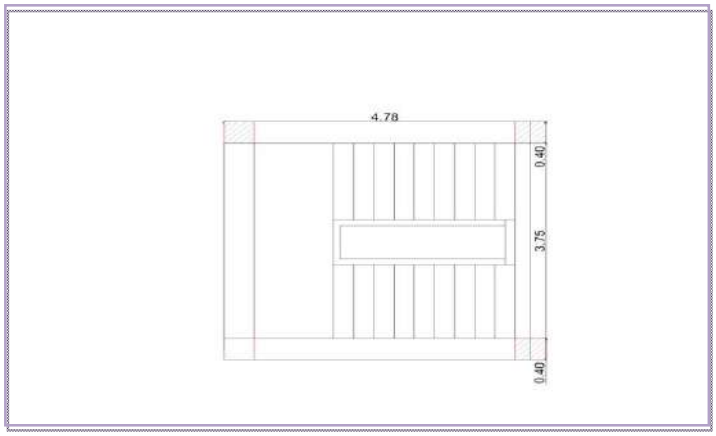


Figure III.11: Représentation d'un escalier.

III.3.3. Pré-dimensionnement :

- **Bloc A et B:**

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- **1er Choix:**

Nombre des Marche **: 9.**

Nombre de contre marche **: 10.**

H =10x0.17 = 1.70 m.

L =9x0.35 =3.15 m.

a)Vérification de BLONDEL:

59 cm≤g+2h≤66 cm

59 cm≤30+34=64≤64 cm

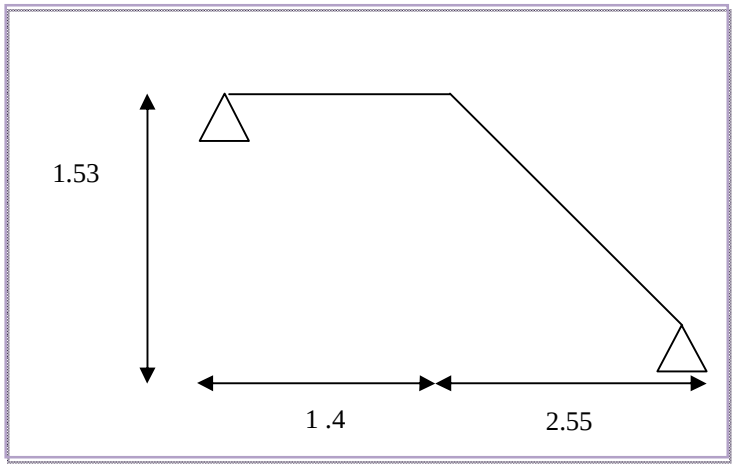


Figure III.12: Dimension de l'escalier.

$l0=\sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{(1.70)^2 + (3.15)^2}$=3.57 m.

$Ltot$=3.57 + 1.4 =4.97 m

tgα = H/L =170/315=0.53 α=27.92°

Dans le cas d'une dalle reposant sur deux coté on a :

$\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$ Avec 14.20 cm≤ ep ≤16.56 cm

On prendra: **ep = 15 cm** on adopte **ep = 17 cm**

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.4.a. Charges permanentes:

Tableau III.25:charges permanentes de palier de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	20
4	Poids propre du	0.17	25	4.25
			G	**5.99**

Tableau.III.26: Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.80
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G	**8.66**

III.3.4.b. Charges d'exploitation :

-La paillasse : Q = 2,5KN/m^2

-Le palier : Q = 2,5KN/m^2

III.3.5.Détermination de l'effort :

ELU : pu =1.35G+1.5Q.

ELS: $pser$=G+Q.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.27: Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5.99	2,5	11.83	8.49
Paillasse	8.66	2,5	15.44	11.16

•Diagramme de moment fléchissant et efforts tranchant

ELU: $Mmax$ =48.97 (KN/m2).

➢**Aux appuis :** $\boldsymbol{MA}$ **=0.5** $\boldsymbol{Mmax}$=0.5x48.97 =41.62 (KN/m^2)

➢**Aux travées :** $\boldsymbol{MT}$ **=0.85** $\boldsymbol{Mmax}$ =0.85x48.97=24.49 (KN/m^2)

Tableau III.28: Calcul des moments .

Ra (KN)	RB (KN)	M max(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
34.04	37.66	48.97	24.49	41.62

ELS:

$Mmax$=35.41 (KN/m^2).

➢**Aux appuis :** $\boldsymbol{MA}$**=0.5** $\boldsymbol{Mmax}$=0.5x35.41=17.71 (KN/m^2)

➢**Aux travées :** $\boldsymbol{MT}$ **=0.85** $\boldsymbol{Mmax}$ =0.85x35.41=30.10 (KN/m^2)

Tableau III.29: Calcul des moments.

Ra (KN)	RB (KN)	M max(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
24.52	27.21	35.41	17.71	30.10

III.3.6. Ferraillage des escaliers :

III.3.6.a. Calcul des armatures :

Tableau III.30: Calcul les armatures.

Béton	$f_{c28=}$25(Mpa)	γ_b = 1,5	σ_b =14.17(Mpa	c = 2(cm)
	$f_{t28=}$2.1(Mpa)	b=100 cm	h= 17 cm	d= 15(cm)
Acier	FeE40	Fe = 400(Mpa)	γ_s = 1,15	σ_S=348(Mpa)

III.3.6.b. Calcul des sections d'acier de l'escalier :

Tableau III.31: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	Mu(KN.m)	β	μ	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min}(cm^2)	$A_{adopté}$(cm^2)
En travée	41.62	0,930	0,130	8.57	0	1.7	**8HA12**=9.05
En appuis	24.49	0.960	0.076	4.88	0	1.7	**7HA10**=5.49

III.3.6.c. Les armatures de répartition :

Tableau III.32: Les armatures de répartition.

	Ar (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{9.05}{4}=2.26$	**3HA10** = 2.35 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{5.49}{4}=1.37$	**4HA8** = 2.01 cm^2

III.3.7. Vérification de l'espacement :

Tableau III.33: Vérification de l'espacement des armatures.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$	St=12.5cm≤min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$	St=33.33cm ≤min[4h=68cm;45cm]=45cm

III.3.8.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.04 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0{,}23MPa$$

$$\overline{\tau_u} \le \min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right) = \min(3{,}33MPa;5Mpa) = 3{,}33MPa$$

$\tau_u = 0{,}23MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$ …… (c v)

III.3.9.Vérification à l'E.L.S :

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

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

$\sigma_b = 0.6.f_{c28} = 0.6*25 = 15$ Mpa

Tableau III.34: Vérification de la résistance du béton à la compression.

	En travées	En appuis
A (cm²)	9.05	5.49
M_{ser} (KN.m)	30.10	17.71
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 5.16$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}21$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 17700$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 13680$
$\overline{\sigma}_b$ **(MPa)**	15	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.7$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.450$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

Conclusion:

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.3.10. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} = 0{,}066 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0{,}042 \text{ (cnv)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}060 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.011 (cv)$$

- **Vérification de la flèche de l'escalier :**

Tableau III.35: Vérification de la flèche de l'escalier.

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
9.05	30.10	0.60	221.73	0.50	9.61	46980.06
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
18792.02	30398.8	9.42	17.47	8.05	8.7	C.V

III.3.11.Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.11.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =4.20m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L = 3.80 m => $25 \leq h \leq 38$ => h = 35 cm

L = 4.20m => $10.5 \leq b \leq 24.5$ => b = 30 cm

- la section de notre poutre est : (b x h) = (30 x 35) cm^2

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :**

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 35cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1.167 < 4 (C.V)

III.3.11.2. Charges revenants à la poutre:

R_u = 37.66 kN ; R_{ser} = 27.21KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,35x 25 = 2.625 kN/ml.

Poids de la simple cloison : 1.32 x1.62 = 2.14 kN/ml.

GT =4.765 KN

Donc: Pu = 1.35 x GT + R = 1,35x 4.765+ 37.66= 41.39kN/ml

P_{ser}=G+R=4.678+27.21=31.21kN/ml.

III.3.11.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau III.36: Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	78.64	24.90	49.81
E.L.S	60.76	19.24	38.48

III.3.11.4. Ferraillage de la poutre palière:

- **Armatures longitudinales:**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

b=30cm, h=35cm, d=32cm, c=3cm, (Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ Mpa)

(fissuration peu nuisible)

Tableau III.37: Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A (cm^2)	Amin (cm^2)	A adp (cm^2)	A (cm^2)
En travée	24.90	0.057	0.971	2.30	1.05	3HA10	2.36
En appuis	49.81	0.11	0.939	4.76	1.05	7HA10	5.50

III.3.11.5. Vérifications:

a. **Vérification à ELS :**

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.38: Vérification à ELS

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm^3)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	19.24	2.36	3.14×10^4	0,061	7,58	4.62	C.V
Appuis	38.48	5.50	10.63×10^4	0.036	10.800	3.89	C.V

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

RPA 99 Version 2003:

- A_{min} = 0,5% b×h
- A_{max} = 4% b×h zone courante
- A_{max} = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.39: Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2)$	**A min=5. 25(cm^2)**	**A max=42(cm^2)**	**Correction**
Travées	7.86	C.V	C.V	**3HA10**=2.36cm^2
Appuis		C.V	C.V	**7HA10**=5.50cm^2

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{78.64\times10^3}{300\times320} = 0{,}81\,\text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0{,}81\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$

Vérification des armatures longitudinales *:*

$$A = 3{,}14\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 78.64 \times 10^3}{400} = 2.26\,cm^2$$

Vérification de compression dans la bielle de béton*:*

$a = \text{Min}\,[b - c - 2\,;\, 0{,}9d\,] = 25\ cm$

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

$$V_u = 78.64KN \leq 500KN$$

Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0 . a} < 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 78.64 \times 10^3}{300 \times 250} = 2.09 < 0{,}8 \times \frac{25}{1{,}15} = 17{,}39 \qquad \text{(Cv)}$$

Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 10{,}00\ ;\ \varphi_l = 12\,; \frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10{,}00\,mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi . \varphi_t^{\,2}}{4} = 0.505\,cm^2$$

At = at.nt, (nt = 4).

At =2. 01 cm^2 , At =4HA8=2.01 cm^2

Espacement*:*

On doit vérifier:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[0{,}9d;40cm] = 28{,}8\ cm$

- ✓ **Vérification vis-à-vis** (*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

St≤ min [h/4; 12Øl]

St≤ Min [8,7; 14,4] = 8,7cm en zone nodale

St≤ h/2 = 17,5cm en zone courante

- On adopte les valeurs suivantes:

  St = 5cm (zone nodale)

  St = 15cm (zone courante)

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Section minimale d'armatures transversales:

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4\times 300\times 50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \geq A_{min} = \frac{0{,}4\times 300\times 150}{235} = 0{,}76cm^2$

A_t min =0.003. St.b =0.003.15.30=1.35 cm^2 ≤ At =2. 01 cm^2 (C.V)

A_t min = 0.003. St.b =0.003.5.30=0.45 cm^2 ≤ At =2. 01 cm^2 (C.V)

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{3.80} = 0{,}092 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}092 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{2.36}{30\times 32} = 0.002 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions vérifiées .

III.4. Les dalles pleines :

Dans Bloc A, on distingue 1 type :

- Type 1 : dalles pleines triangulaires encastrées sur 3 côtés de (4.70*2.68) m².

Dans Bloc B, on distingue 2 types :

- Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 4 côtés de (6.40*3.97) m².
- Type 2 : dalles pleines triangulaires encastrées sur 3 côtés de (3.70*2.88) m^2

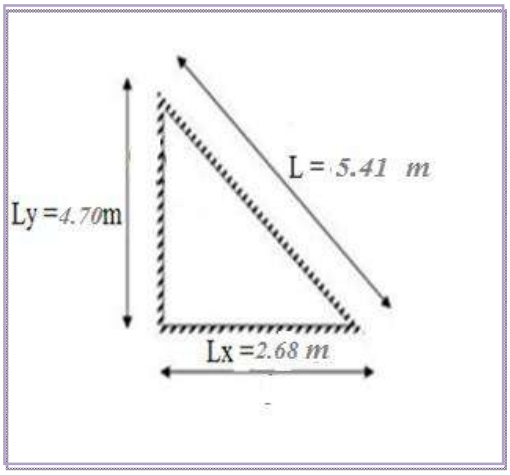


Figure III.13: Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés du (Bloc A)

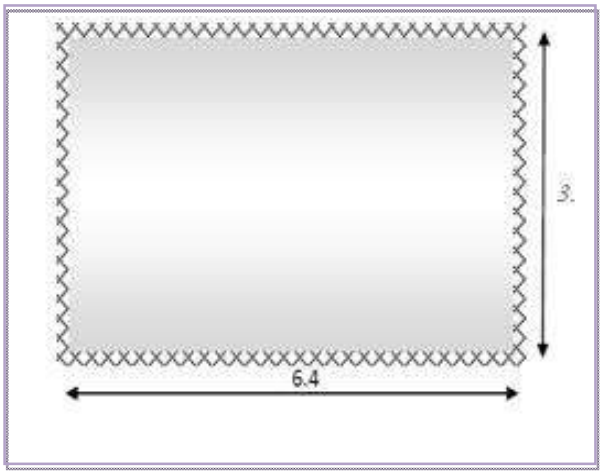


Figure III.14:Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 4cotés du (Bloc B)

III.4.1. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

❖ **Théorie :**

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.

2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

❖ **Hypothèse de calcul :**

1) Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation.

2) Les lignes de ruptures sont des lignes droites.

3) Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

***Principe de calcul :**

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

a) Travail externe :

$T_{ext}=\Sigma PV$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

b) Travail interne :

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$T_{int}=\Sigma M_i\ L_i\ \theta_i$

Avec :

M_i : moment plastique nominal par unité de longueur.

L_i : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

θ_i: la rotation de la ligne de rupture

III.4.2. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

BlocA :

Tableau III.40:Les charges sur la dalle (Bloc A).

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
6.32	1	10.032	7.32

III.4.3. Calcul du 1^{ere} type de rupture de la dalle (Type 1) du Bloc A :

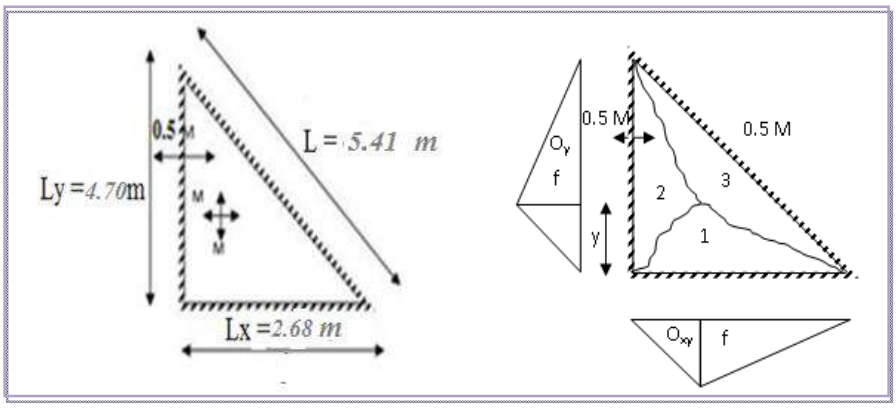


Figure III.15: La rupture de la dalle.

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

$$T_{ext} = T_{ext}1 + T_{ext}2 + T_{ext}3$$

$$T_{ext} = q.S_1\frac{f}{3} + q.S_2\frac{f}{3} + q.S_3\frac{f}{3} = q.(S_1 + S_2 + S_3)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}1 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Ly.Y}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\ \frac{4.70}{6}Y$$

$$T_{ext}2 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Lx..X}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\ \frac{2.68}{6}X$$

$$T_{ext}3 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(S_T\,(\frac{4.70}{2}Y + \frac{2.68}{2}X)\right)$$

$$T_{ext} = q.\left(2{,}68 \times 4.70 \times \frac{1}{2}\right)\frac{f}{3} = 2.10q.f$$

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3}$$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.]_x.\theta_y + M.]_x\theta_y = 1.5M.]_x.\frac{f}{Y}$$

$$T_{int}^{2} = 1.5M.]_y.\frac{f}{x}$$

$$T_{int}^{3} = M.]_x.\theta_y + M.]_y\theta_x + 0.5M.]_x.\theta_y + 0.5M]_y\theta_x$$

$$T_{int}^{3} = M.f\left(\frac{7.05}{Lx - x} + \frac{4.02}{Ly - y}\right)$$

$$T_{int} = Mf\left(.\frac{7.05}{y} + \frac{4.02}{x}\right) + \left(\left(\frac{7.05}{Lx - x} + \frac{4.02}{Ly - y}\right)\right)$$

- **Principe du travail virtuel**

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

$$2.10q.f = Mf\left(\frac{7.05}{y} + \frac{4.02}{x}\right) + \left(\left(\frac{7.05}{Lx - x} + \frac{4.02}{Ly - y}\right)\right)$$

$$q = \frac{\left(\frac{7.05}{y} + \frac{4.02}{x}\right) + \left(\left(\frac{7.05}{Lx - x} + \frac{4.02}{Ly - y}\right)\right)}{2.10}M$$

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

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -3.03y^2 + 66.27y - 155.73 = 0 \Rightarrow y = 2.68m$$

$$\frac{dq}{dx} = 0 \Rightarrow 3.03x^2 + 21.54x - 28.86 = 0 \Rightarrow x = 1.15m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.16 q

$$M_t = 0.16q = 0.16 \times 10.032 = 1.605KNm$$

$$M_a = 0.5M_t = 0.5 \times 1.605 = 0.802KN.m$$

Bloc B:

Tableau III.41:Les charges sur la dalle (Bloc B).

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
6.32	1	10.032	7.32

III.4.4. Calcul du 1ere type de rupture de la dalle (Type 1) du Bloc B

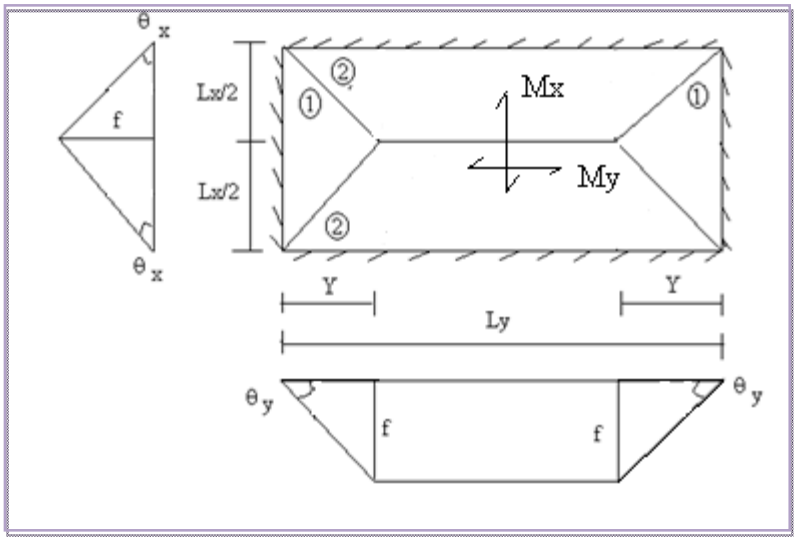


Figure III.16: La rupture de la dalle.

Les appuis sont considérés comme des semi - encastrements.

1. Travail externe :

$$T_{ext} = T_{ext}1 + T_{ext}2 + T_{ext}3 + T_{ext}4$$

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

$$T_{ext}1 = q,s,\frac{f}{3} = q.\left(\frac{Lx.Y}{2}\right)\frac{f}{3} = q.f\ \frac{3.97}{6}Y$$

$$T_{ext}2 = q,\ f\left(\frac{Lx.Ly}{4} - \frac{Lx.Y}{3}\right) = q,\ f\left(\frac{3.97.6.40}{4} - \frac{3.97.Y}{3}\right)$$

$$T_{ext} = 2(q.f\ \frac{3.97}{6}Y) + q,\ f\,2\left(\frac{3.97.6.40}{4} - \frac{3.97.Y}{3}\right) = q,\ f.Lx\left(\frac{.Ly}{2} - \frac{.Y}{3}\right)$$

2. Travail interne :

$$T_{int} = T^{1}_{int} + T^{2}_{int} + T^{3}_{int} + T^{4}_{int}$$

$$T^{1}_{int} = T^{2}_{int}\ et\ T^{3}_{int} = T^{4}_{int}$$

$$T^{1}_{int} = 1.5M.]_{x}.\frac{f}{Y}$$

$$T^{2}_{int} = 3M..\frac{Lx}{Ly}\ f$$

$$T_{int} = 3M(\frac{Lx}{y} + \frac{2Ly}{Lx})\ f$$

Principe du travail virtuel

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

$$q = \frac{3(\frac{Lx}{y} + \frac{2Ly}{Lx})}{Lx\left(\frac{.Ly}{2} - \frac{.Y}{3}\right)}M = \frac{\frac{11.91}{y} + 9.67)}{(12.70 - 1.323Y)}M$$

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

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 12.77y^{2} + 31.44y - 151.26 = 0 \Rightarrow y = 2.42m$$

On remplace " y " on trouve:

M= 0.653 q

$$M_{t} = 0.653.q = 0.653 \times (10.032) = 6.550KNm$$

$$M_{a} = 0.5\,M_{t} = 0.5 \times 6.550 = 3.275KN.m$$

$$Mt_{ser} = 0.653 \times 7.32 = 4.779KN.m$$

$$Ma_{ser} = 0.5 \times 4.779 = 2.389KN.m$$

III.4.5. Calcul du ferraillage:

Bloc A et B :

Tableau III.42:Les données.

Béton	f_{c28}=25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc}=14.2 MPa	e=2cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b= 100 cm	h(bloc A) = 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s =348 MPa

Bloc A :

Tableau III.43: Calcul des sections de la dalle pleine (Bloc A).

Position	sens	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A choisi	A final	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Travée	X	1.605	0.0086	0.996	0.46	4HA10	3.14	0	1.5
	Y	1.605	0.0086	0.996	0.46	4HA10	3.14	0	1.5
Appuis	X	0.802	0.0043	0.998	0.23	4HA10	3.14	0	1.5
	Y	0.802	0.0043	0.998	0.23	4HA10	3.14	0	1.5

Bloc B:

Tableau III.44: Calcul des sections de la dalle pleine (Bloc B).

Position	sens	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A choisi	A final	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Travée	X	6.550	0.030	0.98	1.910	4HA10	3.14	0	1.7
	Y	6.550	0.030	0.98	1.910	4HA10	3.14	0	1.7
Appuis	X	3.275	0.015	0.99	0.948	4HA10	3.14	0	1.7
	Y	3.275	0.015	0.99	0.948	4HA10	3.14	0	1.7

III.4.5.1. Vérification à l'ELS : La fissuration est peu nuisible.

Bloc A:

Tableau III.45:Vérification à l'E.L.S (Bloc A).

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	**Ma**	**Mt**	**Ma**
M_{ser} (kN.m)	1.605	0.802	1.605	0.802
σ_b (MPa)	0.6*25=15			
y_1 (cm)	3.05	3.05	3.05	3.05
I_G (cm)	3173.31	3173.31	3173.31	3173.31
K (N/cm)	0.05	0.025	0.05	0.025
σ_b (MPa)	0.15	0.077	0.15	0.077
$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	oui		oui	

Bloc B :

Tableau III.46:Vérification à l'E.L.S (Bloc B).

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
Mser (kN.m)	4.779	2.389	4.779	2.389
σb (MPa)	0.6*25=15			
y1 (cm)	3.317	3.317	3.317	3.317
I_G (cm)	4803.32	4803.32	4803.32	4803.32
K (N/cm)	0.099	0.049	0.099	0.049
σ_b (MPa)	0.330	0.164	0.330	0.164
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	oui		oui	

III.4.5.2. Condition d'espacement :

Bloc A :

En travées :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25\,cm \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 3(15) = 45\,cm\,,\,33\,cm\right] = 33\,cm$$

Aux appuis :

$$S_t = 25\,cm \le \overline{S}_t = Min\left[4h = 4(15) = 60\,cm\,,\,45\,cm\right] = 45\,cm$$

Bloc B :

En travées :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25cm \le \overline{S}_t = Min\left[3h = 3(17) = 51\,cm\,,\,33\,cm\right] = 33\,cm$$

Aux appuis :

$$S_t = 33.33cm \le \overline{S}_t = Min\left[4h = 4(17) = 68\,cm\,,\,45\,cm\right] = 45\,cm$$

III.3.5.3. Vérification au cisaillement :

Bloc A :

Tableau III.47:Vérification au cisaillement.

	Suivant X	**Suivant Y**
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx}=\frac{10.032*2.68*4.70}{2*4.70*2.68}$=10.46 kN	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly}=\frac{10.032*2.68*4.70}{3*4.70}$=8.96KN
τ_u	$\tau u=\frac{V_X}{bd}=\frac{10.46*10^3}{1000*125}$=0.083MPa	$\tau u=\frac{V_Y}{bd}=\frac{10.46*10^3}{1000*119.25}$=0.087 MPa
$\overline{\tau}_u$	$\overline{\tau}_u$ =0.07fc28/ γ_b=1.17 Mpa	
$\tau_u \le \overline{\tau}_u$	oui	oui

Bloc B :

Tableau III.48:Vérification au cisaillement.

	Suivant X	**Suivant Y**
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx}=\frac{10.032*3.97*6.40}{2*6.40*3.97}$=15.19kN	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly}=\frac{10.032*3.97*6.40}{3*6.40}$=13.27KN
τ_u	$\tau u=\frac{V_X}{bd}=\frac{10.46*10^3}{1000*145}$=0.104 MPa	$\tau u=\frac{V_Y}{bd}=\frac{10.46*10^3}{1000*139.1}$=0.109 MPa
$\overline{\tau}_u$	$\overline{\tau}_u$ =0.07fc28/ γ_b=1.17 Mpa	
$\tau_u \le \overline{\tau}_u$	oui	oui

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

III.4.5.4. Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

Bloc A :

Tableau III.49: Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition			2eme condition		
h /Lx	Mt/ (20 Mx)	h /Lx≥Mt/ (20 Mx)	$\rho = A_t/ (b^* d)$	2/fe (MPa)	$\rho \leq 2$ fe
0.055	0.0014	Oui	0.0025	0.005	Oui

Bloc B :

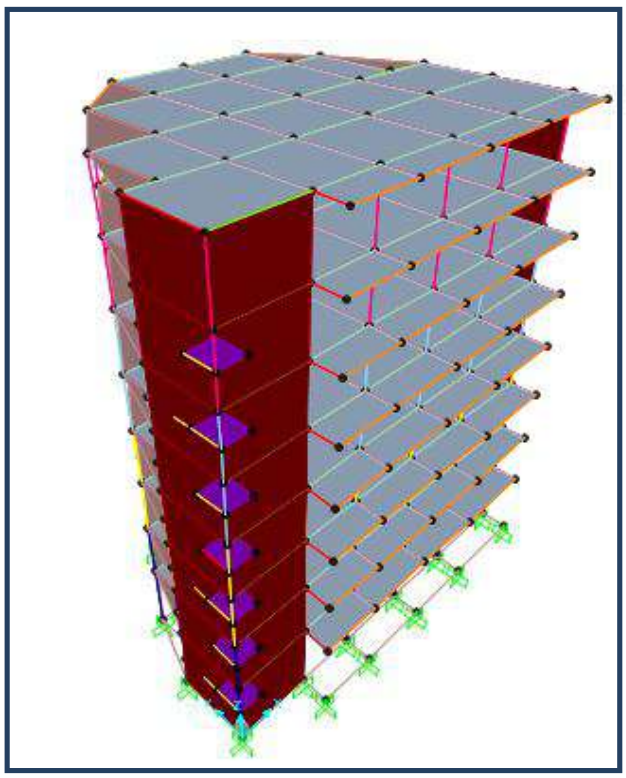
Tableau III.50: Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition			2eme condition		
h /Lx	Mt/ (20 Mx)	h /Lx≥Mt / (20 Mx)	ρ =At/ (b* d)	2/fe (MPa)	ρ ≤ 2 fe
0.026	0.002	Oui	0.0002	0.005	Oui

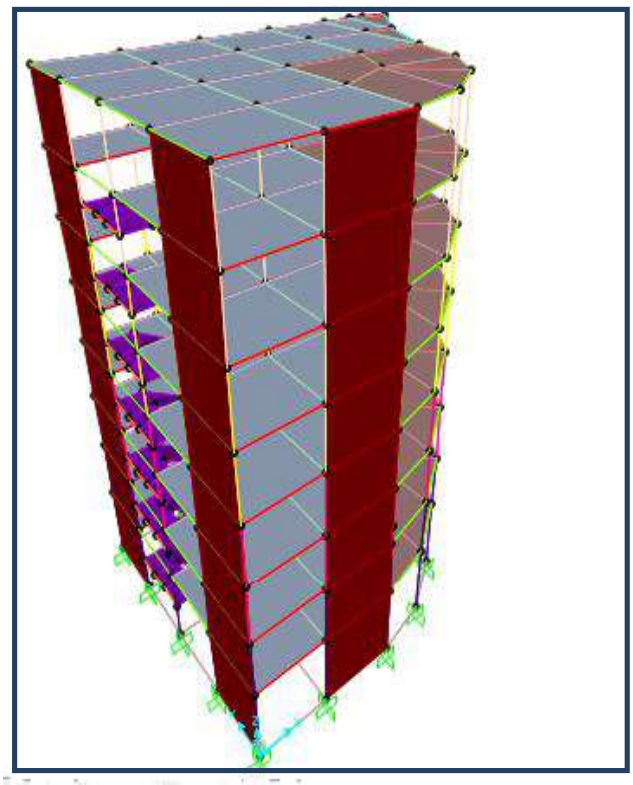
✓ Donc l'Etat d'ouverture des fissures des deux blocs est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

IV.1. Introduction :

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne Subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux. La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000 V17.



Figures IV.1: Vue en 3D de la structure du bloc A



Figures IV.2: Vue en 3D de la structure du bloc B.

IV.2.Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).
L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour Pouvoir l'analyser.

IV. 3.Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Quel que soit le problème que l'on peut proposer de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique, qui peuvent amplifier la déformation des éléments structuraux.

Les caractéristiques à déterminer sont :

- ✓ Le centre de Masse (G) ;
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.3.1.Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

W_i : poids de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i : coordonnées de centre de masse de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G : coordonnées de centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Bloc A :

Tableau IV.1: Calcul de centre de masse (bloc A).

Niveau (m)	Σ W_i (kN)	$W_i.X_i$	$W_i.Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
26.86	3213.453	35434.746	20643.222	11.027	6.424
23.63	3592.787	40630.828	23234.553	11.309	6.467
20.4	3640.570	41043.786	23503.519	11.274	6.456
17.17	3625.082	41228.057	23251.275	11.373	6.414
13.94	3667.593	41348.443	23696.318	11.274	6.461
10.71	3667.593	41348.443	23696.318	11.274	6.461
7.48	3734.110	42105.824	24178.362	11.276	6.475
4.25	3887.327	4376.414	25201.540	11.259	6.483

Bloc B :

Tableau IV.2: Calcul de centre de masse (bloc B).

Niveau (m)	Σ W_i (kN)	$W_i.X_i$	$W_i.Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
26.86	2655.098	24262.285	22812.602	9.138	8.592
23.63	3145.573	29492 .892	26979.579	9.376	8.577
20.4	3196.098	29899.124	27464.070	9.348	8.593
17.17	3227.698	29870.732	27725.925	9.346	8.590
13.94	3264.003	30492.316	28024.729	9.342	8.586
10.71	3292.463	30728.557	28285.549	9.333	8.591
7.48	3324.274	30992.207	28578.783	9.323	8.597
4.25	3719.218	35005.28	31591.037	9.412	8.494

IV.3.2. 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 :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad \textbf{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **Ix** et **I y** : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- **Xi, Yi**: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- **XT, YT**: 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 voile : $I_x = \frac{Le^3}{12}$; $I_y = \frac{eL^3}{12}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Bloc A :

Tableau IV.3: Calcul du centre de torsion (bloc A).

Niveau (m)	Σ I_x (m4)	Σ I_y (m4)	Σ I_x*Y_i	Σ I_y*X_i	X_i (m)	Y_i (m)
26.86	2.395	2.860	21.737	27.885	9.750	9.076
23.63	4.034	4.866	41.001	50.562	10.391	10.164
20.4	7.566	9.029	76.567	93 .305	10.334	10.120
17.17	1.187	1.378	12.078	13.864	10.061	10.176
13.94	1.936	2.273	19.665	22.216	9.774	10.158
10.71	2.993	3.299	31.097	29.590	9.164	10.390
7.48	2.787	3.407	29.037	34.025	9.987	10.419
4.25	1.282	1.622	13.554	15.094	9.306	10.573

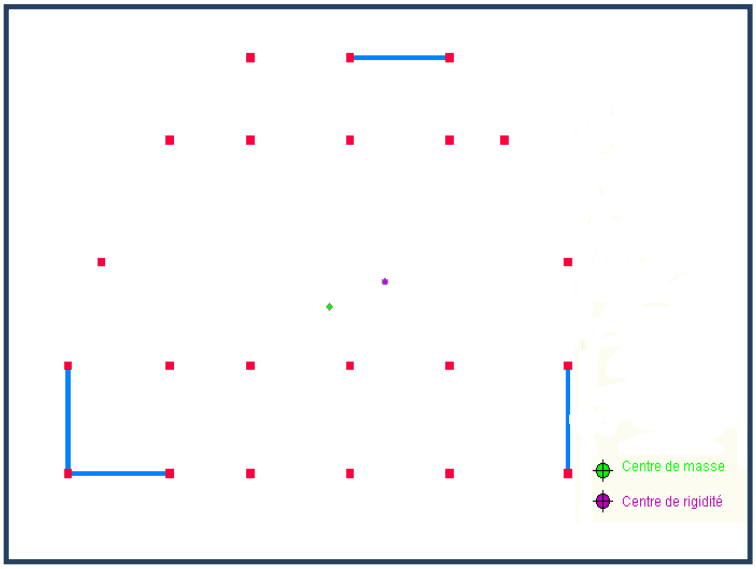


Figure IV.3: Excentricité théorique (blocA) .

Bloc B :

Tableau IV.4: Calcul du centre de torsion (bloc B).

Niveau (m)	ΣI_x (m4)	ΣI_y (m4)	$\Sigma I_x * Y_i$	$\Sigma I_y * X_i$	X_i (m)	Y_i (m)
26.86	2.395	2.860	21.737	27.885	9.750	9.076
23.63	4.034	4.866	41.001	50.562	10.391	10.164
20.4	7.566	9.029	76.567	93.305	10.334	10.120
17.17	1.187	1.378	12.078	13.864	10.061	10.176
13.94	1.936	2.273	19.665	22.216	9.774	10.158
10.71	2.993	3.299	31.097	30.232	9.164	10.390
7.48	2.787	3.407	29.037	34.025	9.987	10.419
4.25	1.282	1.622	13.554	15.094	9.306	10.573

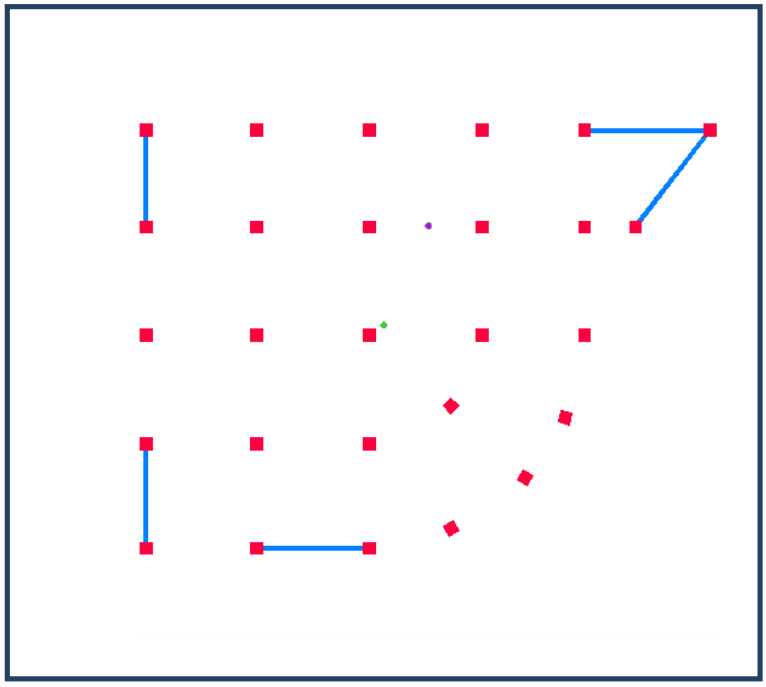


Figure IV.4: Excentricité théorique (bloc B) .

IV.3.3.Excentricité :

IV.3.3.a. Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est Calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \quad \text{et} \quad E_y = |Y_T - Y_G|$$

Bloc A :

Tableau IV.5: Calcul de l'excentricité statique (bloc A).

Niveau (m)	DirectionX			direction Y		
	X_G (m)	X_t (m)	$E_{x\ théo}$ (m)	Y_G (m)	Y_t(m)	$E_{y\ théo}$(m)
26.86	11.027	9.750	2.334	6.424	9.076	0.965
23.63	11.309	10.391	1.892	6.467	10.164	0.288
20.4	11.274	10.334	1.752	6.456	10.120	0.319
17.17	11.373	10.061	1.718	6.414	10.176	0.310
13.94	11.274	9.774	1.858	6.461	10.158	0.174
10.71	11.274	9.164	1.816	6.461	10.390	0.615
7.48	11.276	9.987	1.566	6.475	10.419	0.552
4.25	11.259	9.306	1.608	6.483	10.573	0.956

Bloc B :

Tableau IV.6: Calcul de l'excentricité statique (bloc B).

Niveau (m)	DirectionX			direction Y		
	X_G (m)	X_t (m)	$E_{x\ théo}$ (m)	Y_G (m)	Y_t(m)	$E_{y\ théo}$(m)
26.86	9.138	9.750	0.612	8.592	9.076	0.484
23.63	9.376	10.391	1.015	8.577	10.164	1.587
20.4	9.348	10.334	0.986	8.593	10.120	1.527
17.17	9.346	10.061	0.715	8.590	10.176	1.586
13.94	9.342	9.774	0.432	8.586	10.158	1.572
10.71	9.333	9.164	0.169	8.591	10.390	1.799
7.48	9.323	9.987	0.664	8.597	10.419	1.822
4.25	9.412	9.306	0.106	8.494	10.573	2.079

IV.3.3.b.Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à 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.

$$\begin{cases} Ex = 0.05.Lx \\ Ey = 0.05.Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Bloc A :

Tableau IV.7: Calcul d'excentricité accidentelle (bloc A).

Niveau(m)	L_x	L_y	E_x(m)	E_y(m)
26.86	21.100	17.630	1.055	0.886
23.63	21.100	17.630	1.055	0.886
20.4	21.100	17.630	1.055	0.886
17.17	21.100	17.630	1.055	0.886
13.94	21.100	17.630	1.055	0.886
10.71	21.100	17.630	1.055	0.886
7.48	21.100	17.630	1.055	0.886
4.25	21.100	17.630	1.055	0.886

Bloc B :

Tableau IV.8: Calcul d'excentricité accidentelle (bloc B).

Niveau (m)	L_x	L_y	E_x(m)	E_y(m)
26.86	22.000	16.000	1.100	0.800
23.63	22.000	16.000	1.100	0.800
20.4	22.000	16.000	1.100	0.800
17.17	22.000	16.000	1.100	0.800
13.94	22.000	16.000	1.100	0.800
10.71	22.000	16.000	1.100	0.800
7.48	22.000	16.000	1.100	0.800
4.25	22.000	16.000	1.100	0.800

IV.3.3.c. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [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.

Bloc A :

Tableau IV.9: Calcul d'excentricité accidentelle (bloc A).

Niveau (m)	DirectionX			direction Y		
	$E_{xthéo}$(m)	E_x(m)	$E_{x\ théo} \pm E_{x\ acc}$	$E_{ythéo}$(m)	E_y(m)	$E_{ythéo} \pm E_{yacc}$
26.86	2.334	1.055	1.279	0.965	0.886	0.079
23.63	1.892	1.055	0.837	0.288	0.886	0.598
20.4	1.752	1.055	0.697	0.319	0.886	0.567
17.17	1.718	1.055	0.663	0.310	0.886	0.576
13.94	1.858	1.055	0.803	0.174	0.886	0.712
10.71	1.816	1.055	0.761	0.615	0.886	0.271
7.48	1.566	1.055	0.511	0.552	0.886	0.334
4.25	1.608	1.055	0.553	0.956	0.886	0.070

Bloc B :

Tableau IV.10: Calcul de l'excentricité totale (BlocB).

Niveau (m)	DirectionX			direction Y		
	$E_{xthéo}$(m)	E_x(m)	$E_{xthéo} \pm E_{xacc}$	$E_{ythéo}$(m)	E_y(m)	$E_{ythéo} \pm E_{yacc}$
26.86	0.612	1.10	0.484	0.484	0.80	0.316
23.63	1.015	1.10	0.085	1.587	0.80	0.787
20.4	0.986	1.10	0.114	1.527	0.80	0.727
17.17	0.715	1.10	0.385	1.586	0.80	0.786
13.94	0.432	1.10	0.668	1.572	0.80	0.772
10.71	0.169	1.10	0.931	1.799	0.80	0.999
7.48	0.664	1.10	0.436	1.822	0.80	1.022
4.25	0.106	1.10	0.994	2.079	0.80	1.279

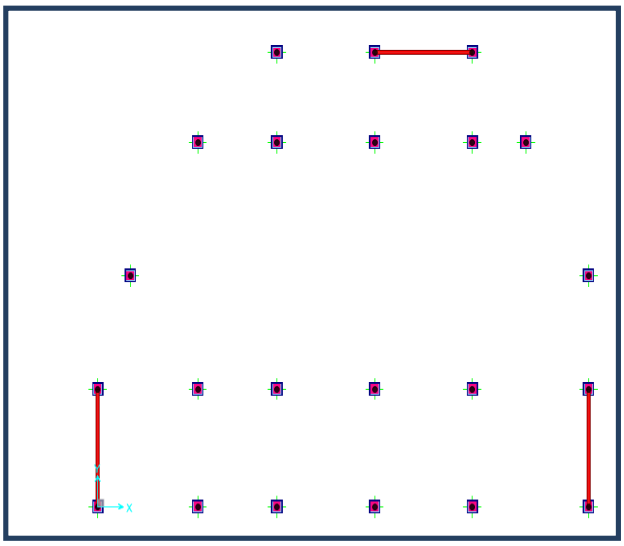
IV.4.proposition les différentes dispositions des voiles :

On a essayé plusieurs dispositions des voiles pour les deux blocs.

Les dispositions sont comme suit :

Bloc A :

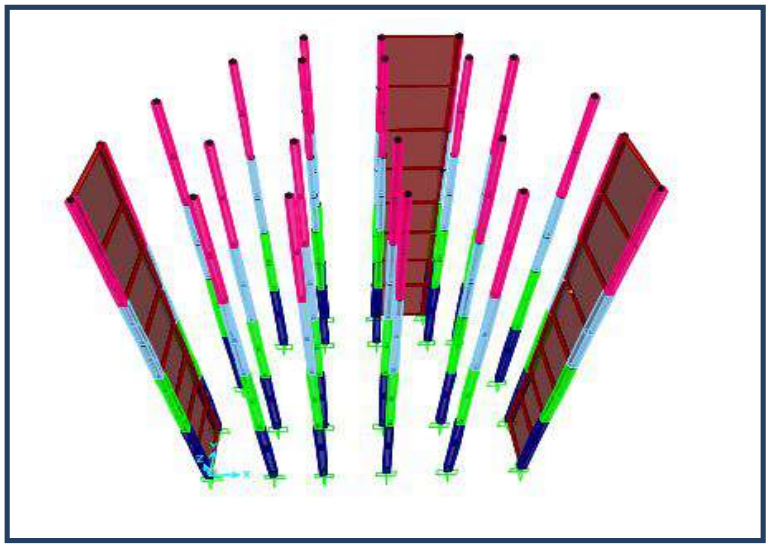
1er disposition des voiles :



Figures IV.5:1erdisposition des voiles en plan (bloc A).

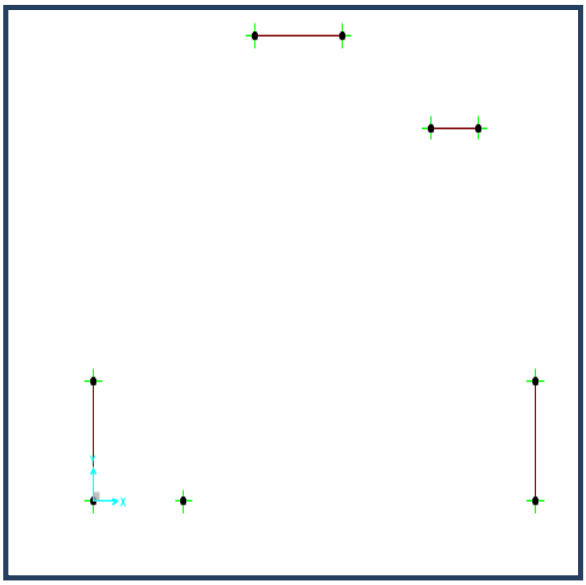
Tableau IV.11: Le comportement des trois premiers modes (bloc A).

Modes	Période (Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale (RZ)
Mode1	0 .962	68.11%	0.00%	5.05%
Mode2	0.789	68.12%	69.20%	5.05%
Mode3	0.560	72.78%	69.21%	68.53%



Figures IV.6:1erdisposition des voiles en 3D (bloc A).

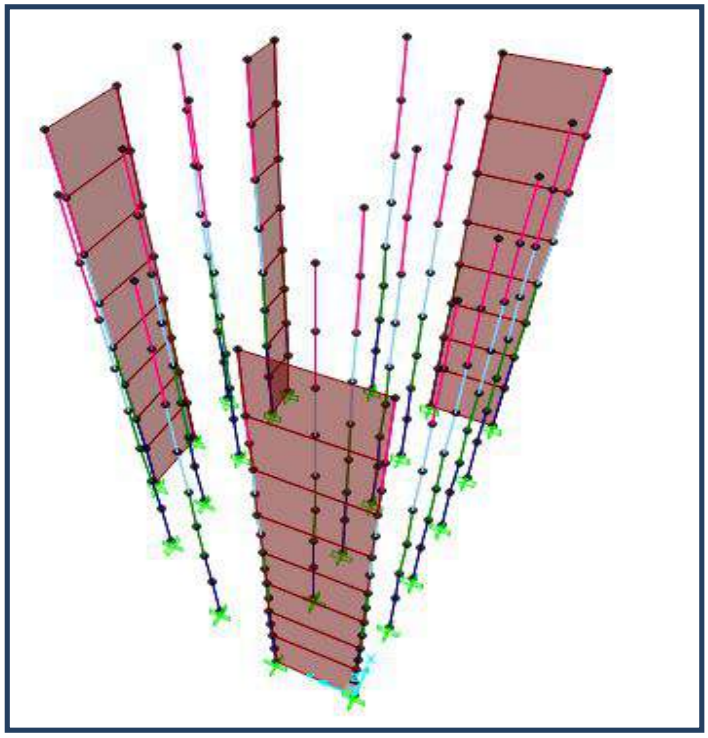
2emedisposition des voiles :



Figures IV.7:2eme disposition des voiles en plan (bloc A).

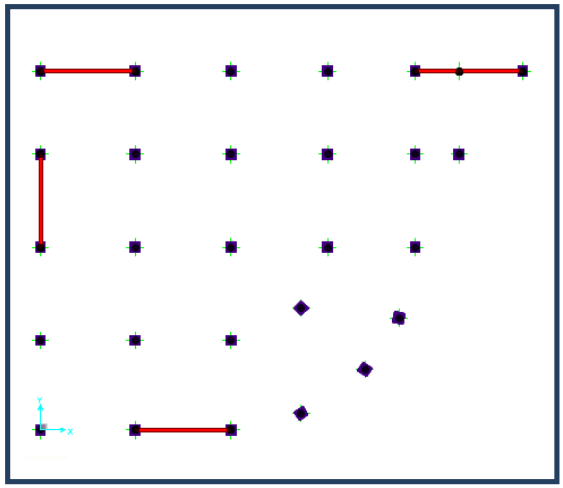
Tableau IV.12: Le comportement des trois premiers modes (bloc A).

Modes	Période (Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modal (RZ)
Mode 1	0 .963	62.33%	0.04%	7.68%
Mode 2	0.794	0.03%	69.24%	7.68%
Mode 3	0.554	6.27%	0.01%	68.69%



Figures IV.8:2emedisposition des voiles en 3D (bloc A).

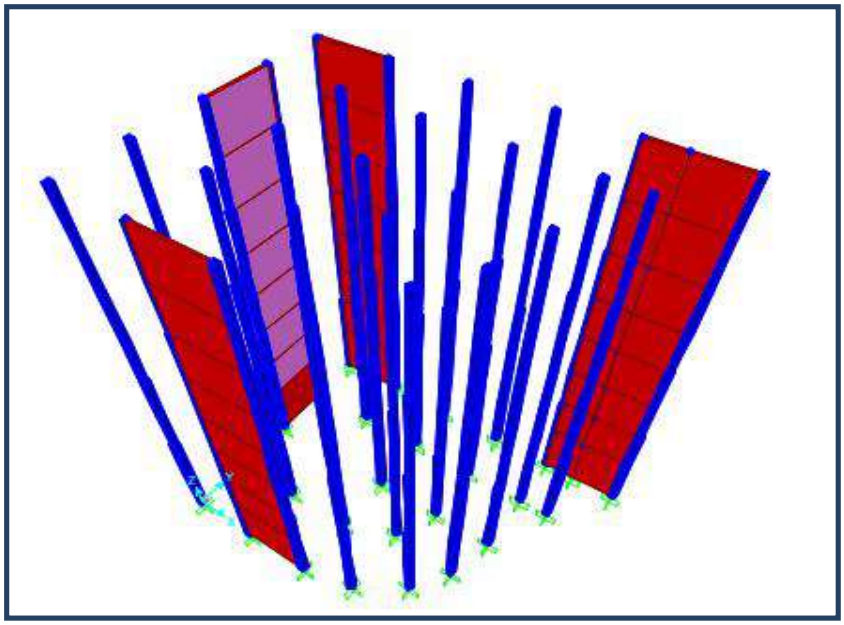
Bloc B :
1er disposition des voiles :



Figures IV.9:1er disposition des voiles en plan (bloc B)**.**

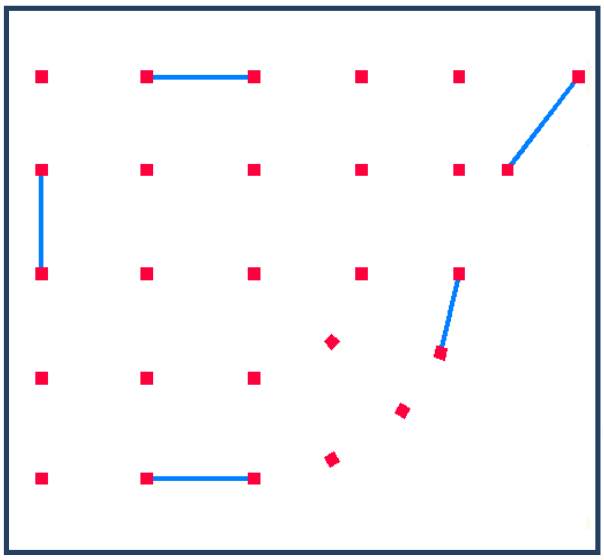
Tableau IV.13: Le comportement des trois premiers modes (bloc B)**.**

Modes	Période (Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale (RZ)
Mode	0.908	0.15%	63.28%	9.91%
Mode	0.624	63.00%	1.39%	14.85%
Mode	0.513	5.76%	8.67%	68.94%



Figures IV.10:1erdisposition des voiles en 3D (bloc B).

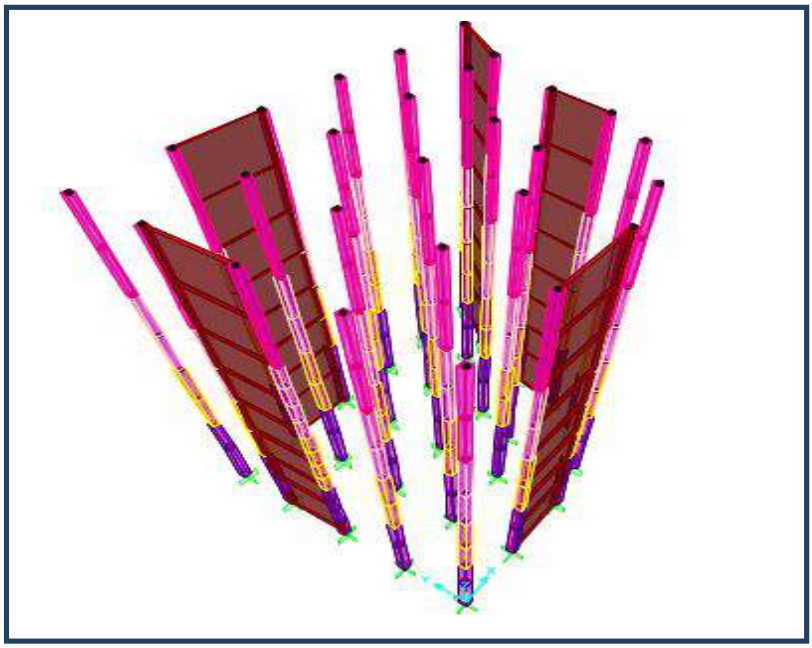
2eme disposition des voiles :



Figures IV.11: 2eme dispositiondes voiles en plan (bloc B).

Tableau IV.14: Le comportement des trois premiers modes (bloc B).

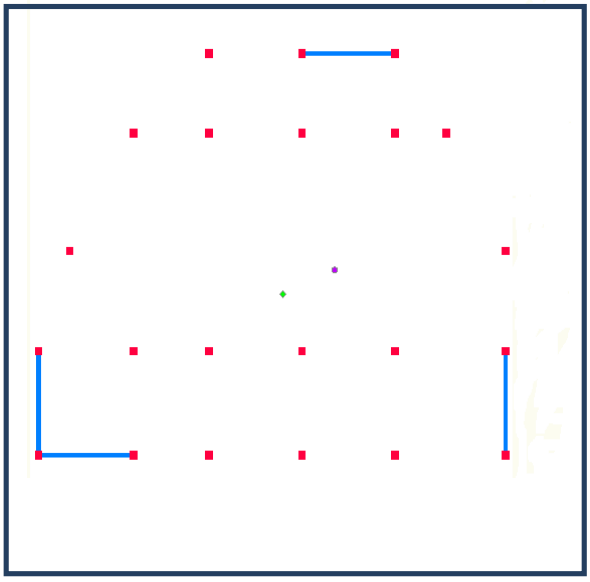
Modes	Période (Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse Modale (RZ)
Mode 1	0.751	4.20%	59.58%	6.71%
Mode 2	0.597	46.97%	9.69%	20.04%
Mode 3	0.515	19.10%	1.75%	70.08%



Figures IV.12:2eme disposition des voiles en 3D (bloc B).

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition pour équilibrer les deux blocs représentée dont les figures sont les suivantes :

Bloc A : Vue en plan

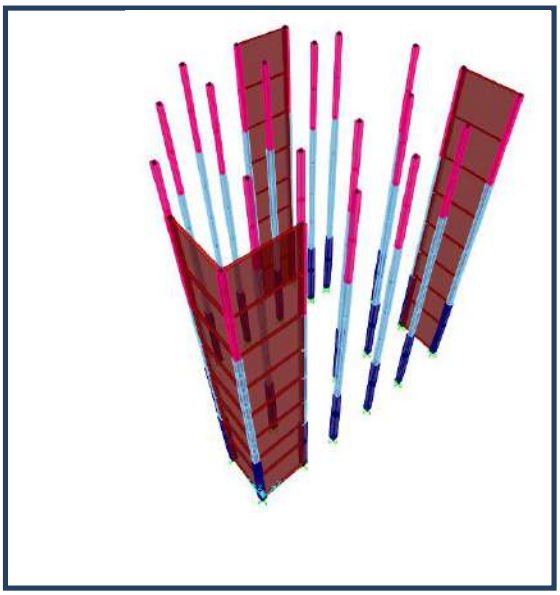


Figures IV.13: Disposition des voiles en plan (bloc A).

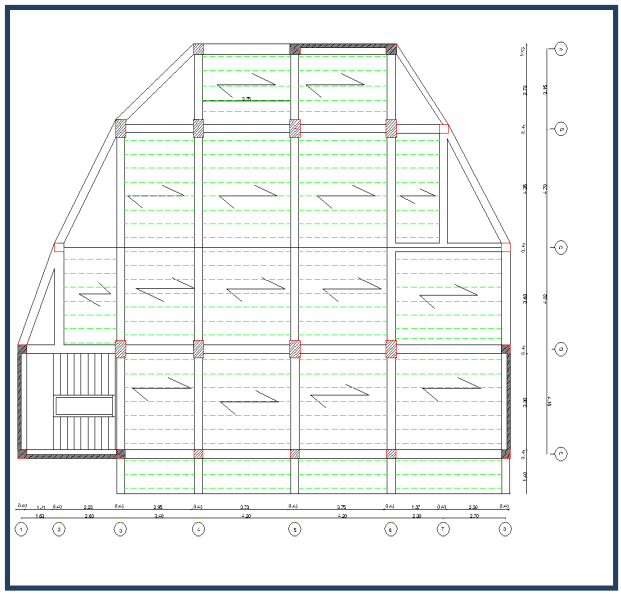
Tableau IV.15: Le comportement des trois premiers modes(bloc A).

Modes	Période (Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale (RZ)
Mode1	0.788	20.97%	48.62%	0.35%
Mode2	0.720	47.79%	19.02%	3.44%
Mode3	0.477	1.48%	1.96%	68.47%

Vue en 3D :

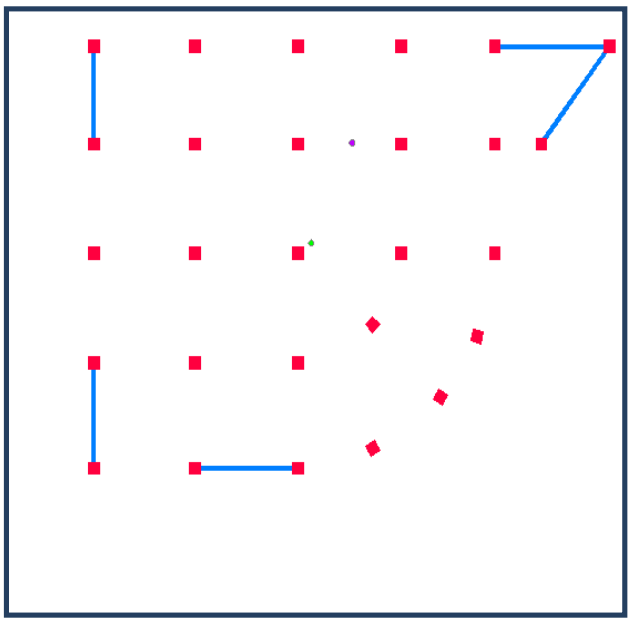


Figures IV.14: Disposition des voiles en 3D (bloc A).



Figures IV.15: Disposition des voiles en plan de coffrage (bloc A).

Bloc B :
Vue en plan :

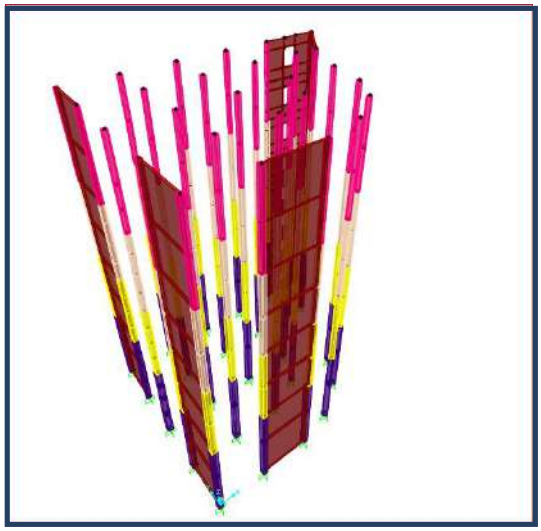


Figures IV.16:3eme disposition des voiles en plan (bloc B).

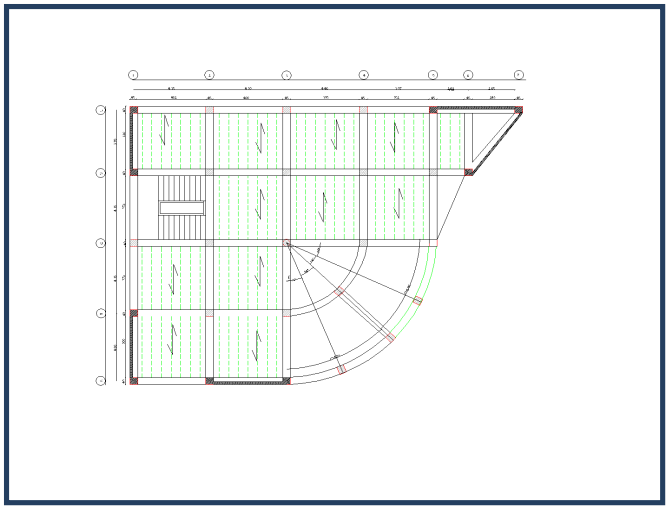
Tableau IV.16: Le comportement des trois premiers modes (bloc B).

Modes	Période (Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale (RZ)
Mode1	0.652	34.77%	32.36%	2.58%
Mode2	0.570	32.07%	34.63%	2.62%
Mode3	0.452	1.48%	0.84%	68.75%

Vue en 3D :



Figures IV.17:disposition des voiles en 3D (bloc B).



Figures IV.18:disposition des voiles en plan de coffrage (bloc B).

IV.5.Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1.Introduction :

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

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

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets en gendrés 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 la structure.

IV.5.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap2000est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés 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.5.2.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau IV.17: Coefficient d'accélération de zone A du (bloc A et B).

zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe3
II	0.25	0.20	0.15	0.10

b. facteur de correction d'amortissement η: selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ=7%)*.

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Conformément à l'article **[RPA 99 version 2003 Art 4.2.3]** du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprenant au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

✓ **Justification du coefficient de comportement R-RPA version 2003[Art3.5] :**

on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (sap. 2000V 17) qui sont données ci-après

Bloc A :

Suivant X :

Tableau IV.18:Vérification du coefficient comportement R suivant X(bloc A).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids N_z (kN)**	**N_z /Poteaux (kN)**	**N_z /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**T_x /Poteaux (kN)**	**T_x /Voiles (kN)**
+26.86	3205.512	2817.201	388.311	529.951	282.459	247.492
+23.63	6676.522	5723.209	953.313	905.731	296.711	609.020
+20.4	10373.303	8919.361	1453.942	1225.112	490.765	734.347
+17.17	13968.336	11947.317	2021.019	1468.586	473.510	995.076
13.94	17617.163	15069.713	2547.450	1670.988	456.142	1214.846
+10.71	21309.258	18285.249	3024.009	1855.999	370.084	1485.915
+7.48	25591.149	22583.737	3007.412	1997.802	577.819	1419.983
+4.25	29642.081	26225.022	3417.059	2053.107	225.642	1827.465

Valeur en pourcentage de sollicitation verticale et horizontale

Tableau IV.19:Vérification du coefficient comportement R suivant X(bloc A).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids N_z (kN)**	**N_z /Poteaux (kN)**	**N_z /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**T_x /Poteaux (kN)**	**T_x /Voiles (kN)**
+26.86	100 %	87.886 %	12.114 %	100 %	53.299 %	46.701 %
+23.63	100 %	85.721 %	14.279 %	100 %	32.759 %	67.241 %
+20.4	100 %	85.984 %	14.016 %	100 %	40.059 %	59.941 %
+17.17	100 %	85.531 %	14.469 %	100 %	32.243 %	67.757 %
13.94	100 %	85.540 %	14.460 %	100 %	27.298 %	72.702 %
+10.71	100 %	85.809 %	14.191 %	100 %	19.940 %	80.060 %
+7.48	100 %	88.248 %	11.752 %	100 %	28.923 %	71.077 %
+4.25	100 %	88.472 %	11.528 %	100 %	10.990 %	89.010 %

Suivant Y :

Tableau IV.20:Vérification du coefficient comportement R suivant Y(bloc A).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids N_z (kN)**	**N_z /Poteaux (kN)**	**N_z /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**T_x /Poteaux (kN)**	**T_x /Voiles (kN)**
+26.86	3026.639	2616.421	410.218	522.318	295.095	227.223
+23.63	6121.036	5232.229	888.807	793.783	296.347	497.436
+20.4	9432.796	8115.577	1317.219	1081.673	504.832	576.841
+17.17	12639.793	10839.607	1800.186	1307.838	490.812	817.026
13.94	15921.938	13652.450	2269.488	1513.496	473.063	1040.433
+10.71	19265.593	16549.158	2716.435	1695.235	388.271	1306.964
+7.48	23187.465	20458.668	2728.797	1853.139	663.701	1189.438
+4.25	26884.022	23762.485	3121.537	1939.307	243.068	1696.239

Valeur en pourcentage de sollicitation verticale et horizontale :

Tableau IV.21:Vérification du coefficient comportement R suivant Y (bloc A).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (kN)	N_z /Poteaux (kN)	N_z /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	T_x /Poteaux (kN)	T_x /Voiles (kN)
+26.86	100 %	86.446 %	13.554 %	100 %	56.497 %	43.503 %
+23.63	100 %	85.479 %	14.521 %	100 %	37.334 %	62.666 %
+20.4	100 %	86.036 %	13.964 %	100 %	46.671 %	53.329 %
+17.17	100 %	85.758 %	14.242 %	100 %	37.529 %	62.471 %
13.94	100 %	85.746 %	14.254 %	100 %	31.256 %	68.744 %
+10.71	100 %	85.900 %	14.100 %	100 %	22.904 %	77.096 %
+7.48	100 %	88.232 %	11.768 %	100 %	35.815 %	64.185 %
+4.25	100 %	88.389 %	11.611 %	100 %	12.534 %	87.466 %

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges horizontale, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques –voiles.qui a une valeur de coefficient de comportement (**R=5**).

Bloc B :

Suivant X :

Tableau IV.22:Vérification du coefficient comportement R suivant X (bloc B).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (kN)	N_z /Poteaux (kN)	N_z /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	T_x /Poteaux (kN)	T_x /Voiles (kN)
+26.86	2688.246	2275.027	413.219	479.626	252.471	227.155
+23.63	5744.392	4748.205	996.187	743.294	229.729	513.565
+20.4	9028.937	7558.171	1470.766	1036.553	377.698	658.855
+17.17	12263.680	10263.531	2000.149	1289.260	339.903	949.357
13.94	15752.250	13387.004	2365.246	1526.529	456.376	1070.153
+10.71	17022.796	14296.315	2726.481	1644.216	371.757	1272.459
+7.48	20416.791	17466.238	2950.553	1056.229	307.403	748.826
+4.25	27360.079	23369.650	3990.429	2082.801	271.672	1811.129

Valeur en pourcentage de sollicitation verticale et horizontale :

Tableau IV.23: Vérification du coefficient comportement R suivant X (bloc B).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	N_z /Poteaux (kN)	N_z /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	T_x /Poteaux (kN)	T_x /Voiles (kN)
+26.86	100 %	84.629 %	15.371 %	100 %	52.639 %	47.361 %
+23.63	100 %	82.658 %	17.342 %	100 %	30.907 %	69.093 %
+20.4	100 %	83.711 %	16.289 %	100 %	36.438 %	63.562 %
+17.17	100 %	83.690 %	16.310 %	100 %	26.364 %	73.636 %
13.94	100 %	84.985 %	15.015 %	100 %	29.896 %	70.104 %
+10.71	100 %	83.983 %	16.017 %	100 %	22.610 %	77.390 %
+7.48	100 %	85.548 %	14.452 %	100 %	29.104 %	70.896 %
+4.25	100 %	85.415 %	14.585 %	100 %	13.044 %	86.956 %

Suivant Y :

Tableau IV.24: Vérification du coefficient comportement R suivant Y(bloc B).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (kN)	N_z /Poteaux (kN)	N_z /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	T_x /Poteaux (kN)	T_x /Voiles (kN)
+26.86	2728.204	2285.740	442.464	400.802	205.286	195.516
+23.63	5671.435	4719.959	951.476	596.123	202.426	393.697
+20.4	8861.499	7468.896	1392.603	835.085	322.454	512.631
+17.17	12010.817	10114.693	1896.124	1035.903	291.145	744.758
13.94	15358.611	13148.057	2210.554	1222.489	382.801	839.688
+10.71	18557.659	15903.319	2654.340	1335.395	361.643	973.752
+7.48	19815.646	17016.230	2799.416	578.127	235.601	342.526
+4.25	26081.662	22864.435	3217.227	1571.063	182.085	1388.978

Valeur en pourcentage de sollicitation verticale et horizontale :

Tableau IV.25:Vérification du coefficient comportement R suivant Y (bloc B).

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids N_z (kN)	N_z /Poteaux (kN)	N_z /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	T_x /Poteaux (kN)	T_x /Voiles (kN)
+26.86	100 %	83.782 %	16.218 %	100 %	51.219 %	48.781 %
+23.63	100 %	83.223 %	16.777 %	100 %	33.957 %	66.043 %
+20.4	100 %	84.285 %	15.715 %	100 %	38.613 %	61.387 %
+17.17	100 %	84.213 %	15.787 %	100 %	28.105 %	71.895 %
13.94	100 %	85.607 %	14.393 %	100 %	31.313 %	68.687 %
+10.71	100 %	85.697 %	14.303 %	100 %	27.081 %	72.919 %
+7.48	100 %	85.873 %	14.127 %	100 %	40.752 %	59.248 %
+4.25	100 %	87.665 %	12.335 %	100 %	11.590 %	88.410 %

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges horizontale, donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques –voiles**.** qui a une valeur de coefficient de comportement (**R=5**).

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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 :

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Bloc A et B :

Tableau IV.26:détermination du facteur de qualité Q (bloc A et B).

	critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	non	0.10

En récapitulant les résultats on trouve : Qx = 1+0.2= 1.2

Qy= 1+0.2= 1.2

d. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

T_1 =0.15s
Site S3
T_2 =0.50s

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître :

- à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les Vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes ;
- Vérification de participation massique ;

- 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 ;
- Vérification des sollicitations normales.

IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Bloc A :

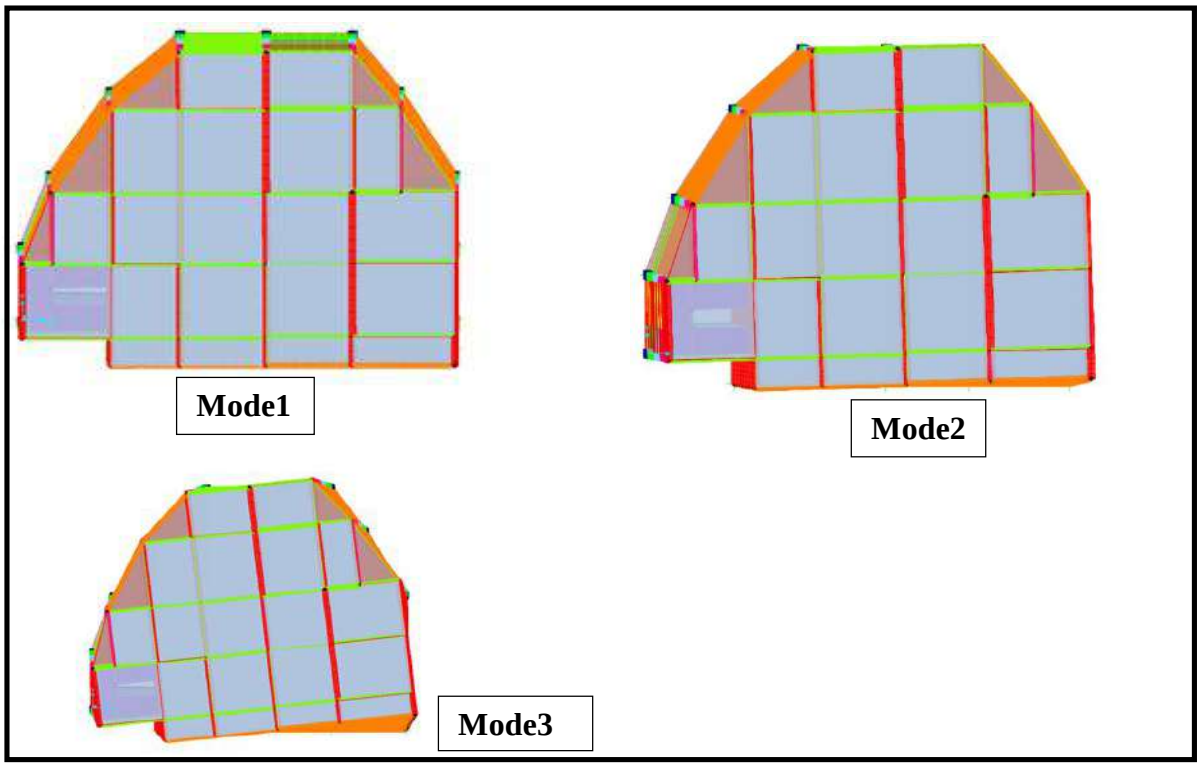


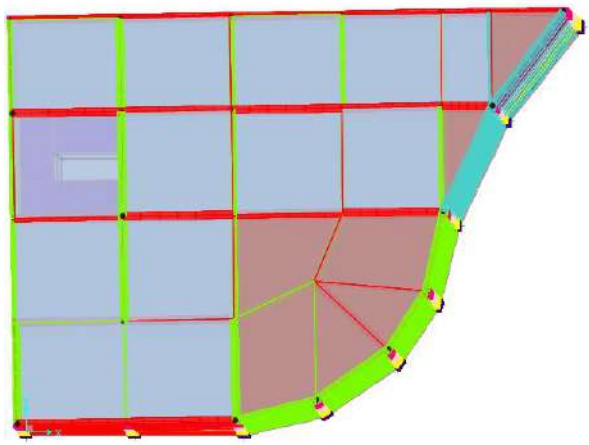
Figure IV.19: Le comportement des trois premiers modes (Bloc A).

Tableau IV.27: Le comportement des trois premiers modes (bloc A).

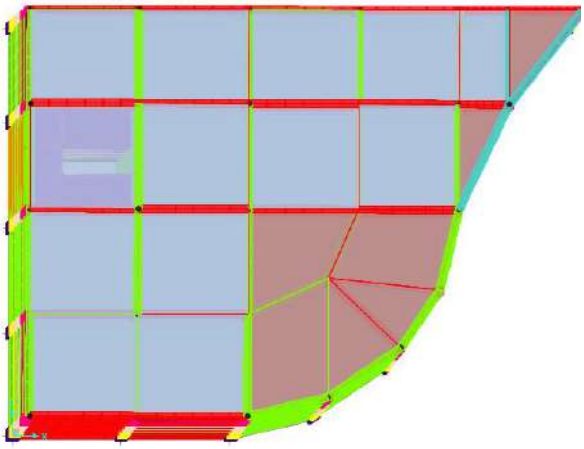
Modes	Période(Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	0 .788	20.97%	48.62%	0.35%
Mode2	0.720	47.79%	19.02%	3.44%
Mode3	0.477	1.48%	1.96%	68.47%

mode 1	mode 2	mode 3
translation suivant l'axe (x)	translation suivant l'axe (y)	rotation autour l'axe (z)

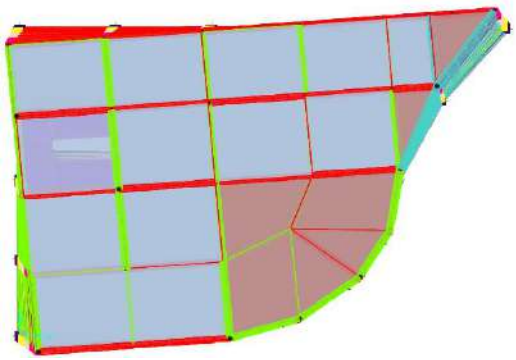
Bloc B :



Mode1



Mode2



Mode3

Figure IV.20: Le comportement des trois premiers modes (Bloc B).

Tableau IV.28: Le comportement des trois premiers modes (bloc B).

Modes	Période(Sec)	Masse modale (UX)	Masse modale (UY)	Masse modale(RZ)
Mode1	0.652	34.77%	32.36%	2.58%
Mode2	0.570	32.07%	34.63%	2.62%
Mode3	0.452	1.48%	0.84%	68.75%

mode 1	mode 2	mode 3
translation suivant l'axe (x)	translation suivant l'axe (y)	rotation autour l'axe (z)

IV.6.2.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: [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Bloc A :

Tableau IV.29: Coefficient de participation massique du (bloc A).

mode	Périodes(s)	calcule des masses modales effectives en(%)		
		Sens -X	Sens-Y	Sens -Z
Mode 1	0.788	20.97%	48.62%	0.35%
Mode 2	0.720	68.76%	67.64%	3.44%
Mode 3	0.477	70.24%	69.61%	68.47%
Mode 4	0.208	76.77%	82.04%	68.57%
Mode 5	0.185	89.33%	88.48%	69.50%

Bloc B :

Tableau IV.30: Coefficient de participation massique du (bloc B) .

mode	Périodes(s)	calcule des masses modales effectives en (%)		
		Sens-X	Sens-Y	Sens-Z
Mode 1	0 .788	20.97%	48.62%	0.35%
Mode 2	0.720	68.76%	67.64%	3.44%
Mode 3	0.477	70.24%	69.61%	68.47%
Mode 4	0.208	76.77%	82.04%	68.57%
Mode 5	0.185	89.33%	88.48%	69.50%

IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :[1]►► **[Art4.2.6]** ◄◄

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que : Vt /V > 0.8

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

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

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

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,5 s (avec site S 3) [1]: ►► [Tab4.7] ◄◄

η : facteur de correction d'amortissement :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ =7 % [1]: ►► [Tab4.2] ◄◄

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

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

[RPA version 2003 Art 4.23] T=0.09hn / D1/2

Dx=Dy=2.205 **(pour bloc A et B)**

- **R** : coefficient de comportement global de la structure :

R= 5 pour (bloc A et bloc B)

- **Q :** facteur de qualité :

Qx= Qy = 1.20 (bloc A et bloc B)

- **W** : poids total de la structure :

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

Bloc A :

Tableau IV.31:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc A).

	V(kn)	Vt(kn)	0.8V	Vt>0.8V
X	3840.473	2048.824	3072.378	C.N.V
Y	3840.473	1974.686	3072.378	C.N.V

β = 0.2 [1]: ►► [Tab4.5] ◄◄

W = 29028.515KN

Tableau IV.32: Calcul de la force sismique du (bloc A).

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi (kn)	Vx (kn)	Vy (kn)
0.25	2.205	2.205	5	1.20	1.20	29028.515	3840.473	3840.473

La condition n'est pas vérifiée pour la direction X, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt< 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a : 0.8V/Vt =1.500

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans les combinaisons, par le coefficient «1.500», en trouve :

La condition n'est pas vérifiée pour la direction Y, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt< 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a : 0.8V/Vt =1.600

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction y (Edy) dans les combinaisons, par le coefficient «1.600», en trouve :

Tableau IV.33: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc A).

	V(kn)	Vt(kn)	0.8V	Vt>0.8V
X	3840.473	3073.236	3072.378	C.V
Y	3840.473	3159.497	3072.378	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée.

Bloc B :

β = 0.2 [1]: ►► [Tab4.5] ◄◄

W = 26396.852Kn

Tableau IV.34: Calcul de la force sismique du (bloc B).

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi(kn)	Vx(kn)	Vy(kn)
0.250	2.205	2.205	5	1.20	1.20	26396.852	3492.304	3492.304

Tableau IV.35: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc B).

	V(kn)	Vt(kn)	0.8V	Vt>0.8V
X	3492.304	1759.701	2793.843	C.N.V
Y	3492.304	1770.438	2793.843	C.N.V

La condition n'est pas vérifiée pour la direction X, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt< 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a : 0.8V/Vt =1.600

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.600 », en trouve :

La condition n'est pas vérifiée pour la direction Y, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt< 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a : 0.8V/Vt =1.600

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction y (Edy) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.600 », en trouve :

Tableau IV.36:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du (bloc B).

	V (kn)	Vt (kn)	0.8V	Vt>0.8V
X	3492.304	2815.521	2793.843	C.V
Y	3492.304	2832.700	2793.843	C.V

IV.6.4.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 :

- **Fix, Fiy**: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- **hi** : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} Msx = W.XG \\ Msy = W.YG \end{cases}$$

Avec :

- $\mathbf{X_G}$, $\mathbf{Y_G}$: les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- $\mathbf{W_i}$: la masse de plancher dans chaque niveau.

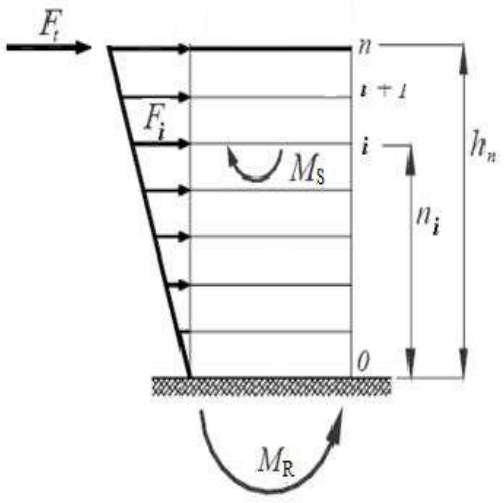


Figure IV.21: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a:

Bloc A :

Tx = Ty = 0.47 s → Ft = 0

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \; ; \; F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

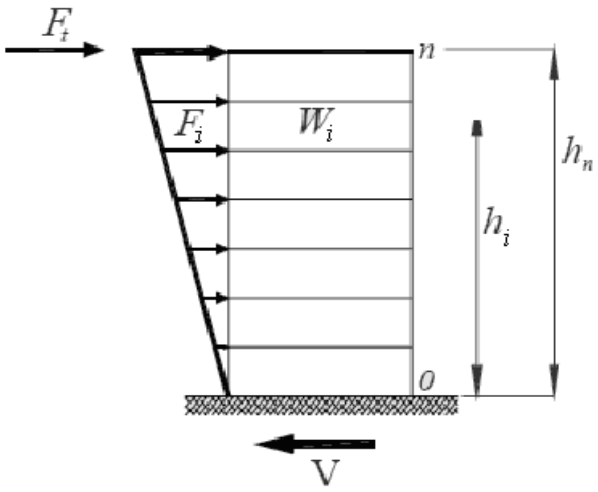


Figure IV.22: Distribution des forces sismiques.

Tableau IV.37: Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux direction X,Y (blocA).

Niveau (m)	Vtx	Vty	Wi (kN)	Wi*hi (kn.m)	αx	Fix(kn)	Ay	Fiy
26.86	3073.236	3159.497	3213.453	86313.270	0.195	377.53	0.195	363.87
23.63			3592.787	84897.630	0.191	371.34	0.191	357.90
20.4			3640.570	74267.630	0.167	324.85	0.167	313.09
17.17			3625.082	62242.620	0.140	272.25	0.140	262.40
13.94			3667.593	51126.200	0.115	223.63	0.115	215.53
10.71			3667.593	39279.890	0.088	171.81	0.088	165.59
7.48			3734.110	27931.140	0 .063	122.17	0 .063	117.75
4.25			3887.327	16521.150	0.037	72.26	0.037	69.65
Somme				**442579.530**	**1.000**	**1935.84**	**1.000**	**1865.78**

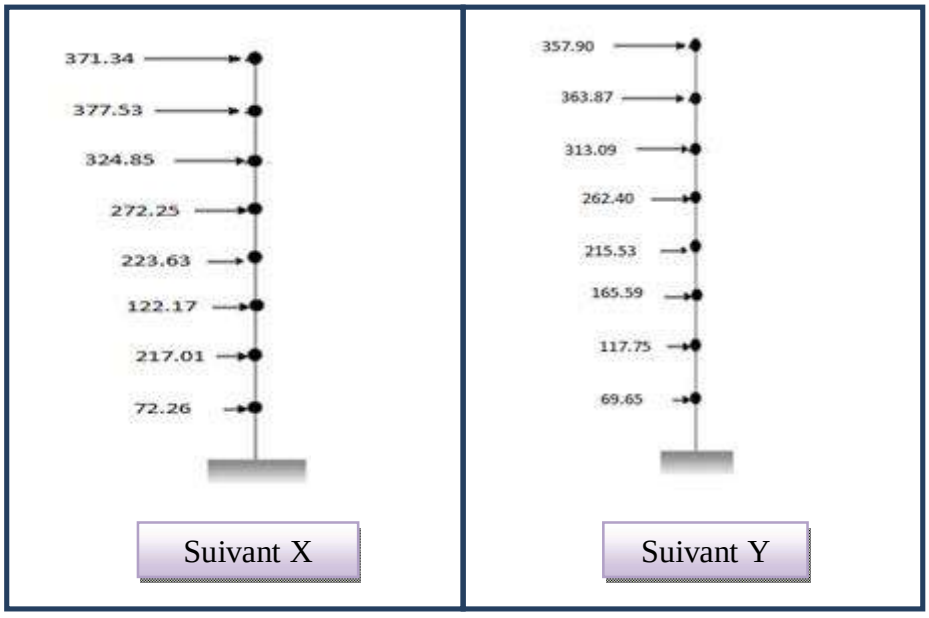


Figure IV.23:Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y (bloc A).

Bloc B :

Tx = Ty = 0.47 s → Ft = 0

Tableau IV.38:Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux directions X, Y (bloc B**).**

Niveau (m)	Vtx	Vty	Wi (kN)	Wi*hi (kn.m)	α_x	F_{ix}(kn)	α_y	Fi_y
26.86	2815.521	2832.700	2655.098	71315.990	0.183	334.140	0.183	336.360
23.63			3145.573	74329.820	0.191	348.260	0.191	350.570
20.4			3196.098	65200.440	0.168	305.490	0.168	307.510
17.17			3227.698	55419.610	0.142	259.660	0.142	261.380
13.94			3264.003	45500.160	0.117	213.180	0.117	214.600
10.71			3292.463	35262.250	0.090	165.220	0.090	166.310
7.48			3324.274	24865.540	0.064	116.500	0.064	117.280
4.25			3719.218	15806.690	0.040	74.060	0.040	74.550
Somme				**387700.500**	**1.000**	**1816.51**	**1.000**	**1828.56**

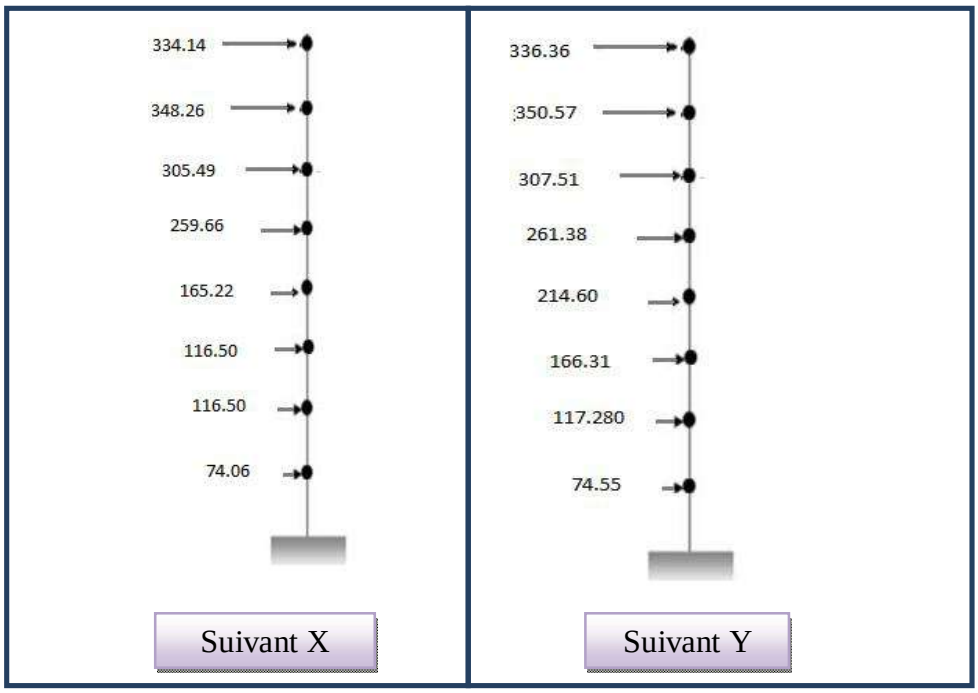


Figure IV.24:Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction X et Y (bloc b).

IV.6.4.2.Moment de renversement :

Bloc A :

Tableau IV.39:calcul du moment de renversement (bloc A).

Niveau (m)	Fix(kn)	Fiy(kn)	M_{0xi}(kn.m)	M_{0yi}(kn.m)
26.86	377.530	363.870	10140.540	9773.600
23.63	371.340	357.900	8774.790	8457.270
20.4	324.850	313.090	6626.850	6387.060
17.17	272.250	262.400	4674.510	4505.360
13.94	223.630	215.530	3117.340	3004.540
10.71	171.810	165.590	1840.080	1773.500
7.48	122.170	117.750	913.840	880.770
4.25	72.260	69.650	307.120	296.010
		ΣM_0	**36395.070**	**35078.110**

Bloc B :

Tableau IV.40:calcul du moment de renversement (bloc B).

Niveau(m)	Fix(kn)	Fiy(kn)	M_0xi(kn.m)	M_0yi(kn.m)
26.86	334.140	336.360	8974.980	9034.510
23.63	348.260	350.570	8229.380	8283.970
20.4	305.490	307.510	6231.910	6273.250
17.17	259.660	261.380	4458.350	4487.930
13.94	213.180	214.600	2971.780	2991.490
10.71	165.220	166.310	1769.460	1781.190
7.48	116.500	117.280	871.440	877.230
4.25	74.060	74.550	314.750	316.840
		ΣM_0	**33822.050**	**34046.410**

IV.6.4.3.Moment stabilisant :

Bloc A :

Tableau IV.41:calcul du moment stabilisant (bloc A).

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx} (kn.m)	M_{ty} (kn.m)
26.86	3213.453	11.027	6.424	35434.746	20643.222
23.63	3592.787	11.309	6.467	40630.828	23234.553
20.4	3640.570	11.274	6.456	41043.786	23503.519
17.17	3625.082	11.373	6.414	41228.057	23251.275
13.94	3667.593	11.274	6.461	41348.443	23696.318
10.71	3667.593	11.274	6.461	41348.443	23696.318
7.48	3734.110	11.276	6.475	42105.824	24178.362
4.25	3887.327	11.259	6.483	4376.414	25201.540
			ΣM_t	**287516.541**	**187405.107**

Bloc B :

Tableau IV.42:calcul du moment stabilisant (bloc B).

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx}(kn.m)	M_{ty}(kn.m)
26.86	2655.098	9.138	8.592	24262.285	22812.602
23.63	3145.573	9.376	8.577	29492 .892	26979.579
20.4	3196.098	9.348	8.593	29899.124	27464.070
17.17	3227.698	9.346	8.590	29870.732	27725.925
13.94	3264.003	9.342	8.586	30492.316	28024.729
10.71	3292.463	9.333	8.591	30728.557	28285.549
7.48	3324.274	9.323	8.597	30992.207	28578.783
4.25	3719.218	9.412	8.494	35005.280	31591.037
			ΣM_t	**240743.393**	**221462.274**

Donc il faut vérifier que : $Mt / M_0 \geq 1.5$ [5]

Bloc A :

Tableau IV.43:Vérification de stabilisation (bloc A).

M_{tx}	M_{ty}	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$M_t/M_0 \geq 1.5$
287516.541	187405.107	36395.070	35078.110	7.900	5.342	**C.V**

Bloc B :

Tableau IV.44.Vérification de stabilisation (bloc B).

M_{tx}	M_{ty}	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$Mt/M0 \geq 1.5$
240743.393	221462.274	33822.050	34046.410	7.118	6.505	**C.V**

Les deux blocs A et B sont vérifiées contre le renversement suivant les deux directions ,donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.6.4.4.Vérification des déplacements :

IV.6.4.4.a. Vérification des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} * R$$ **[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

- δ: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$ **[selon RPA99 version2003 : ►►Art 4.4.3◄◄] [1]**

Selon [1]: ►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$.

Avec :

- **he** : la hauteur de l'étage k.

Bloc A

Sens X :

Tableau IV.45:Vérification des déplacements inter-étage sens X (bloc A).

Niveau (m)	δe (cm)	δk=δe*R (cm)	Δk=δk-δk-1 (cm)	0.01.he (cm)	Δk≤0.01he
26.86	2.240	10.500	1.550	3.230	C.V
23.63	1.790	8.950	1.550	3.230	C.V
20.4	1.480	7.400	1.600	3.230	C.V
17.17	1.160	5.800	1.550	3.230	C.V
13.94	0.850	4.250	1.450	3.230	C.V
10.71	0.560	2.800	1.250	3.230	C.V
7.48	0.310	1.550	0.900	3.230	C.V
4.25	0.130	0.650	0.650	4.250	C.V

Sens-Y:

Tableau IV.46:Vérification des déplacements inter-étage sens Y (bloc A) .

Niveau (m)	δe (cm)	δk=δe*R (cm)	Δk=δk-δk-1 (cm)	0.01. he (cm)	Δk≤0.01he
26.86	2.240	11.200	1.650	3.230	C.V
23.63	1.910	9.550	1.650	3.230	C.V
20.4	1.580	7.900	1.700	3.230	C.V
17.17	1.240	6.200	1.650	3.230	C.V
13.94	0.910	4.550	1.550	3.230	C.V
10.71	0.600	3.000	1.350	3.230	C.V
7.48	0.330	1.650	1.000	3.230	C.V
4.25	0.130	0.650	0.650	4.250	C.V

Bloc B :

Sens X

Tableau IV.47:Vérification des déplacements inter-étage sens X (bloc B).

Niveau (m)	δe (cm)	δk=δe*R (cm)	Δk=δk-δk-1 (cm)	0.01. he (cm)	Δk≤0.01he
26.86	1.490	7.450	1.100	3.230	**C.V**
23.63	1.270	6.350	1.150	3.230	**C.V**
20.4	1.040	5.200	1.100	3.230	**C.V**
17.17	0.820	4.100	1.100	3.230	**C.V**
13.94	0.600	3.000	1.000	3.230	**C.V**
10.71	0.400	2.000	0.900	3.230	**C.V**
7.48	0.220	1.100	0.600	3.230	**C.V**
4.25	0.100	0.500	0.500	4.250	**C.V**

Sens-Y:

Tableau IV.48.Vérification des déplacements inter-étage sens Y (bloc B) .

Niveau (m)	δe (cm)	δk=δe*R (cm)	Δk=δk-δk-1 (cm)	0.01.he (cm)	Δk≤0.01he
26.86	1.56	7.80	1.15	3.23	**C.V**
23.63	1.33	6.65	1.20	3.23	**C.V**
20.4	1.09	5.45	1.20	3.23	**C.V**
17.17	0.85	4.25	1.15	3.23	**C.V**
13.94	0.62	3.10	1.05	3.23	**C.V**
10.71	0.41	2.05	0.90	3.23	**C.V**
7.48	0.23	1.15	0.55	3.23	**C.V**
4.25	0.12	0.60	0.60	4.25	**C.V**

IV.6.4.4.b. Vérification des déplacements en tête du bâtiment :

Bloc A

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	$\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	2.24	10.50	10.744	**C.V**
Suivant Y	2.24	11.20	10.744	**C.N.V**

Bloc B

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	$\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	1.490	7.450	10.744	**C.V**
Suivant Y	1.56	7.80	10.744	**C.V**

IV.6.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = Pk\Delta k / Vk * hk \leq 0.10$$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<Θ ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si Θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Bloc A :

Sens X :

Tableau IV.49: Vérification l'effet P-Δ sens X (bloc A).

Niveau	hk (cm)	Pk (kN)	Vkx (kn)	Δkx (cm)	Θ	Θ ≤0.10
26.86	323	3213.453	377.530	1.55	0.026	C.V
23.63	323	3592.787	371.340	1.55	0.046	C.V
20.4	323	3640.570	324.850	1.60	0.055	C.V
17.17	323	3625.082	272.250	1.55	0.064	C.V
13.94	323	3667.593	223.630	1.45	0.074	C.V
10.71	323	3667.593	171.810	1.25	0.083	C.V
7.48	323	3734.110	122.170	0.90	0.085	C.V
4.25	425	3887.327	72.260	0.65	0.082	C.V

Sens-Y :

Tableau IV.50:Vérification l'effet P-Δ sens Y (bloc A).

Niveau	hk (cm)	Pk (kN)	Vkx(kn)	Δkx(cm)	Θ	Θ ≤0.10
26.86	323	3213.453	363.870	1.65	0.045	C.V
23.63	323	3592.787	357.900	1.65	0.051	C.V
20.4	323	3640.570	313.090	1.70	0.061	C.V
17.17	323	3625.082	262.400	1.65	0.071	C.V
13.94	323	3667.593	215.530	1.55	0.082	C.V
10.71	323	3667.593	165.590	1.35	0.093	C.V
7.48	323	3734.110	117.750	1.00	0.098	C.V
4.25	425	3887.327	69.650	0.65	0.085	C.V

Bloc B :

Sens X :

Tableau IV.51:Vérification l'effet P-Δ sens X (bloc B).

Niveau	hk (cm)	Pk (kN)	Vkx (kn)	Δkx (cm)	Θ	Θ ≤0.10
26.86	323	2655.098	334.140	1.10	0.027	C.V
23.63	323	3145.573	348.260	1.15	0.032	C.V
20.4	323	3196.098	305.490	1.10	0.036	C.V
17.17	323	3227.698	259.660	1.10	0.042	C.V
13.94	323	3264.003	213.180	1.00	0.047	C.V
10.71	323	3292.463	165.220	0.90	0.056	C.V
7.48	323	3324.274	116.500	0.60	0.053	C.V
4.25	425	3719.218	74.060	0.50	0.059	C.V

Sens-Y :

Tableau IV.52:Vérification l'effet P-Δ sens Y (bloc B).

Niveau	hk (cm)	Pk (kN)	Vkx (kn)	Δkx (cm)	Θ	Θ ≤0.10
26.86	323	2655.098	336.360	1.15	0.028	**C.V**
23.63	323	3145.573	350.570	1.20	0.033	**C.V**
20.4	323	3196.098	307.510	1.20	0.039	**C.V**
17.17	323	3227.698	261.380	1.15	0.044	**C.V**
13.94	323	3264.003	214.600	1.05	0.049	**C.V**
10.71	323	3292.463	166.310	0.90	0.055	**C.V**
7.48	323	3324.274	117.280	0.55	0.048	**C.V**
4.25	425	3719.218	74.550	0.60	0.070	**C.V**

IV.6.6.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- les poutres : Selon *CBA93*►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Bloc A :

Tableau IV.53:Vérification de cisaillement des éléments (bloc A).

Elément	combinaison	Fissuration	Vu (kN)	τ_{max}(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
(0.65*0. 35)	1.35G+1.5Q	Peu nuisible	191.517	0 .875	3.33	**C.V**
PS (0.40*0.30)	1.35G+1.5Q+0.8T	Peu nuisible	59.709	0.530	3.33	**C.V**

Bloc B :

Tableau IV.54: Vérification de cisaillement des éléments (bloc B).

Elément	combinaison	Fissuration	Vu (kN)	τ_{max}(Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 0.65*0. 35	1.35G+1.5Q	peu nuisible	120.857	0.552	3.33	**C.V**
PS 0.40*0.30	1.35G+1.5Q+0.8T	peu nuisible	41.646	0.370	3.33	**C.V**

b.les poteaux : Selon RPA99 version2003 ► [Art 7.4.3.2]

Bloc A :

SensX :

Tableau IV.55: Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux	T_x(KN	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	49.685	0.259	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**
Poteaux 40*40	57.629	0.384	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**
Poteaux 35*35	49.374	0.434	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**
Poteaux 30*30	41.166	0.498	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**

SensY :

Tableau IV.56: Vérification de cisaillement des poteaux sens Y .

Poteaux	T_x(KN	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	41.789	0.218	G+Q+E_{dy}	3.33	**C.V**
Poteaux 40*40	43.560	0.290	G+Q+E_{dy}	3.33	**C.V**
Poteaux 35*35	42.104	0.370	G+Q+E_{dy}	3.33	**C.V**
Poteaux 30*30	36.077	0.437	G+Q+E_{dy}	3.33	**C.V**

Bloc B :

Sens X :

Tableau IV.57:Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux	T_x(KN	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	**52.111**	0.272	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**
Poteaux 40*40	**63.942**	0.426	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**
Poteaux 35*35	**62.139**	0.546	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**
Poteaux 30*30	**50.857**	0.616	G+Q+E_{dx}	3.33	**C.V**

Sens Y :

Tableau IV.58.Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.

Poteaux	T_x(KN	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	**41.373**	0.216	G+Q+E_{dy}	**3.33**	**C.V**
Poteaux 40*40	**48.129**	**0.320**	G+Q+E_{dy}	**3.33**	**C.V**
Poteaux 35*35	**48.338**	**0.424**	G+Q+E_{dy}	**3.33**	**C.V**
Poteaux 30*30	**40.017**	**0.485**	G+Q+E_{dy}	**3.33**	**C.V**

IV.6.7.Vérification des sollicitations normales : [1] ▸▸ [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 :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

$\mathbf{f_{cj}}$: est la résistance caractéristique du béton.

Bloc A :

Tableau. IV.59:vérification des sollicitations normales (bloc A).

section	combinaison	Nd(kn)	Bc (cm)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
(0.45*0.45)	1.35G+1.5Q	2310.092	2025	0.45	C.N.V

Les poteaux rectangulaires (45* 45) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de RDC (55x55).

Bloc B :

Tableau. IV.60:vérification des sollicitations normales (bloc B).

section	combinaison	Nd (kn)	Bc (cm)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
(0.45*0.45)	1.35G+1.5Q	1895.952	2025	0.37	C.N.V

Les poteaux rectangulaires (45* 45) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de RDC (50x50).

Conclusion

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception Adoptée reflète le comportement typique le la structure.

V.1. Introduction :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖D'après le CBA 93[2] (situation durable)

- E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art.A.3.3.2) [2]
- E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]

❖ D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

- G+Q ± E
- 0.8G ± E

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

- **Les sections :**

Bloc A :

- Poutres principales (bxh)= (35x65) cm^2

-Poutres secondaires (bxh)= (30x40) cm^2

Bloc B:

- Poutres principales (bxh)= (30x30) cm^2

- Poutres secondaires (bxh)= (30x30) cm^2

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1: Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b**=1,5**	γ_s=1,15	γ_b = 1,15	γ_s =1,00
σ_b =25Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\bar{\sigma}_b$ =14,2Mpa	$\bar{\sigma}_s$=348 Mpa	$\bar{\sigma}_b$ =18,48 Mpa	$\bar{\sigma}_s$=400 Mpa

V.2.2.Recommandation des règlements :

❖ **Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6 % en zone recouvrement

-Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

-La longueur minimale de recouvrement est de :

40Φen zone IIa

-Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

❖ **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:**

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) 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 : $\emptyset t \leq \min [h/35 ; b/10]$.

V.2.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Bloc A :

Poutres principale :

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales (bloc A).

	Niveau	position	Mu (KN.m)	situation	A calculé (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)
Rive	Terrasse	Travée	99.324	G+Q+Edy	4.1	11.375	**8HA14**=12.32
		Appuis	254.063	G+Q+Edy	10.8		**8HA14**=12.32
	Etage	Travée	132.285	G+Q+Edy	5.5		**8HA14**=12.32
		Appuis	312.592	G+Q+Edy	13.5		**8HA14**=12.32
Inter	Terrasse	Travée	215.714	1.35G+1.5Q	10.5		**6HA16+2HA14**=15.14
		Appuis	155.627	1.35G+1.5Q	7.5		**8HA14**=12.32
	Etage	Travée	211.710	1.35G+1.5Q	10.3		**6HA16+2HA14**=15.14
		Appuis	163.932	1.35G+1.5Q	7.9		**8HA14**=12.32

Poutres secondaires :

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (bloc A).

	Niveau	position	Mu (KN.m)	situation	A calculée (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)
Rive	Terrasse	Travée	34.729	G+Q+Edx	2.4	6	**3HA14+2HA12**=6.88
		Appuis	75.986	G+Q+Edx	5.4		
	Etage	Travée	43.212	G+Q+Edx	3		
		Appuis	94.698	G+Q+Edx	6.8		
Inter	Terrasse	Travée	27.932	G+Q+Edx	1.9		
		Appuis	31.596	G+Q+Edx	2.2		
	Etage	Travée	31.417	G+Q+Edx	2.1		
		Appuis	60.994	G+Q+Edx	4.3		

Bloc B :

Poutres principales

Tableau V.4: Ferraillage longitudinal des poutres principales (bloc B).

	Niveau	position	Mu (KN.m)	situation	A calculée (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A choisie(cm^2)
Rive	Terrasse	Travée	21.231	1.35G+1.5Q	2.3	4.5	**3HA14+2HA12**=6.88
		Appuis	41.876	1.35G+1.5Q	4.7		**3HA14+2HA12**=6.88
	Etage	Travée	27.517	1.35G+1.5Q	3		**3HA14+2HA12**=6.88
		Appuis	52.440	1.35G+1.5Q	6		**3HA14+3HA12**=8.01
Inter	Terrasse	Travée	38.024	1.35G+1.5Q	4.2		**3HA14+2HA12**=6.88
		Appuis	57.272	1.35G+1.5Q	6.6		**6HA16**=12.06
	Etage	Travée	37.729	1.35G+1.5Q	4.2		**3HA14+2HA12**=6.88
		Appuis	62.218	1.35G+1.5Q	7.3		**6HA16**=12.06

Poutres secondaires :

Tableau V.5: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (bloc B).

	Niveau	position	Mu (KN.m)	situation	A calculée (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)
Rive	Terrasse	Travée	12.880	1.35G+1.5Q	1.4	4.5	**5HA12**=5.65
		Appuis	32.565	1.35G+1.5Q	3.6		
	Etage	Travée	12.330	1.35G+1.5Q	1.3		
		Appuis	22.307	1.35G+1.5Q	2.4		
Inter	Terrasse	Travée	12.023	1.35G+1.5Q	1.3		
		Appuis	20.547	1.35G+1.5Q	2.2		
	Etage	Travée	13.193	G+Q+Edy	1.2		
		Appuis	40.564	G+Q+Edy	3.9		

V.2.4. 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 :

- 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 [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 202Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Bloc A :

Tableau V.6:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (Bloc A).

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	situation	A adoptée (cm^2)	$б_b$ (MPA)	$б_s$ (MPA)	$б_b \leq [б_b]$	$б_s \leq [б_s]$
Rive	Terrasse	Travée	20.136	G+Q	12.32	1	29.4	CV	CV
		Appuis	89.252	G+Q	12.32	4.4	130.7		
	étages	Travée	22.624	G+Q	12.32	1.1	33.1	CV	CV
		Appuis	104.391	G+Q	12.32	5.1	152.9		
Inter	Terrasse	Travée	157.701	G+Q	15.14	7.2	189.6	CV	CV
		Appuis	114.21	G+Q	12.32	5.6	167		
	étages	Travée	154.149	G+Q	15.14	7.1	185.4	CV	CV
		Appuis	119.443	G+Q	12.32	5.9	174.6		

Tableau V.7:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (Bloc A).

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	situation	Adoptée (cm^2)	$б_b$ (MPA)	$б_s$ (MPA)	$б_b \leq [б_b]$	$бs \leq [бs]$
Rive	Terrasse	Travée	11.300	G+Q	6.88	1.7	49.5	CV	CV
		Appuis	25.535	G+Q	6.88	4	111.9		
	étages	Travée	15.713	G+Q	6.88	2.4	68.8	CV	CV
		Appuis	32.007	G+Q	6.88	5	140.2		
Inter	Terrasse	Travée	20.488	G+Q	6.88	3.2	89.8	CV	CV
		Appuis	20.550	G+Q	6.88	3.2	89.8		
	étages	Travée	20.393	G+Q	6.88	3.2	89.3	CV	CV
		Appuis	35.893	G+Q	6.88	5.6	157.3		

Bloc B :

Tableau V.8: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (Bloc B).

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	situation	Adoptée (cm^2)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	Terrasse	Travée	15.540	G+Q	6.88	4	94.4	CV	CV
		Appuis	23.779	G+Q	6.88	6.2	144.5		
	étages	Travée	24.062	G+Q	6.88	6.2	146.2	CV	CV
		Appuis	33.569	G+Q	8.01	8.3	178.8		
Inter	Terrasse	Travée	27.766	G+Q	6.88	7.2	168.7	CV	CV
		Appuis	41.865	G+Q	12.06	150.2	9.2		
	étages	Travée	27.375	G+Q	6.88	7.1	166.4	CV	CV
		Appuis	45.172	G+Q	12.06	9.9	162		

Tableau V.9: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (bloc B).

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	situation	Adoptée (cm^2)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive	Terrasse	Travée	7.137	G+Q	5.65	2	52.2	CV	CV
		Appuis	16.018	G+Q	5.65	4.4	117.3		
	étages	Travée	9.675	G+Q	5.65	2.7	70.2	CV	CV
		Appuis	21.424	G+Q	5.65	5.9	155.5		
Inter	Terrasse	Travée	8.777	G+Q	5.65	2.4	63.7	CV	CV
		Appuis	15.003	G+Q	5.65	4.1	108.9		
	étages	Travée	8.958	G+Q	5.65	2.5	65	CV	CV
		Appuis	16.221	G+Q	5.65	4.5	117.7		

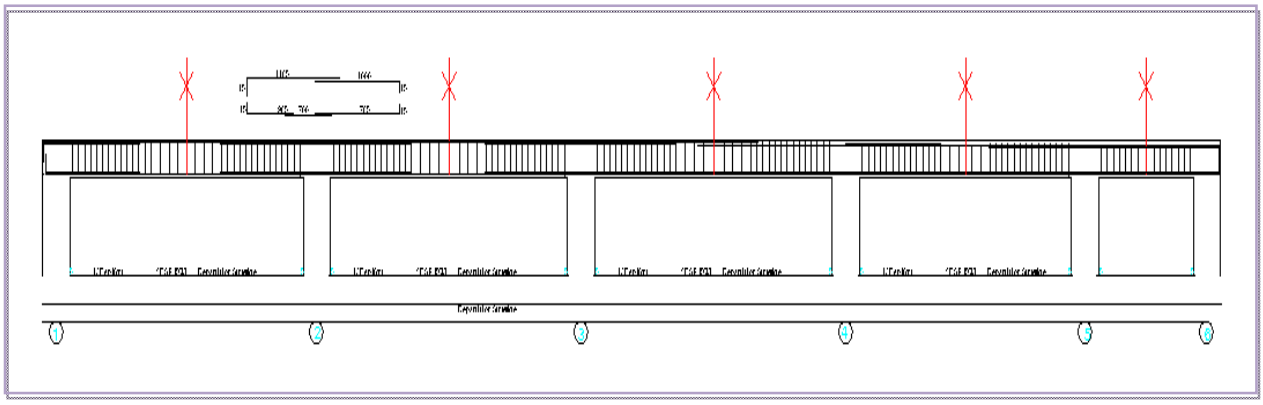


Figure V.1: Disposition des armatures pour les poutres.

V.2.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Bloc A :

Tableau V.10: Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Position	A_{adop} (cm^2)	A_{minCBA} $=2.275\ (cm^2)$	A_{minRPA} $=11.375(cm^2)$	$A_{maxTRPA}$ $=54(cm^2)$	$A_{maxARPA}$ $=81(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	12.32	CV	CV	CV	CV
		Appuis	12.32	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	12.32	CV	CV	CV	CV
		Appuis	12.32	CV	CV	CV	CV
Inter	Terrasse	Travée	15.14	CV	CV	CV	CV
		Appuis	12.32	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	15.14	CV	CV	CV	CV
		Appuis	12.32	CV	CV	CV	CV

Tableau V.11: Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Position	A_{adop} (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ $=1.2cm^2)$	$A_{min\ RPA}$ $=6(cm^2)$	$A_{maxTRPA}$ $=48(cm^2)$	$A_{maxARPA}$ $=72(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	6.88	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	6.88	CV	CV	CV	CV
Inter	Terrasse	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	6.88	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	6.88	CV	CV	CV	CV

Bloc B :

Tableau V.12:Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Position	A_{adop} (cm^2)	A_{minCBA} $=0.9(cm^2)$	A_{minRPA} $=4.5(cm^2)$	$A_{maxTRPA}$ $=48(cm^2)$	$A_{maxARPA}$ $=72(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	6.88	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	8.01	CV	CV	CV	CV
Inter	Terrasse	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	12.06	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	6.88	CV	CV	CV	CV
		Appuis	12.06	CV	CV	CV	CV

Tableau V.13:Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Position	A_{adop} (cm^2)	A_{minCBA} $=0.9(cm^2)$	A_{minRPA} $=4.5(cm^2)$	$A_{maxTRPA}$ $=48(cm^2)$	$A_{maxARPA}$ $=72(cm^2)$
Rive	Terrasse	Travée	5.65	CV	CV	CV	CV
		Appuis	5.65	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	5.65	CV	CV	CV	CV
		Appuis	5.65	CV	CV	CV	CV
Inter	Terrasse	Travée	5.65	CV	CV	CV	CV
		Appuis	5.65	CV	CV	CV	CV
	Etage	Travée	5.65	CV	CV	CV	CV
		Appuis	5.65	CV	CV	CV	CV

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement **(CBA 93)** [2] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

- T_u: effort tranchant.

Tableau V.14: Calcul de $\bar{\tau}$.

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau u}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]
situation durable	$\overline{\tau u}$ =2.5 MPa	$\overline{\tau u}$ =3.33MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau u}$=3.26 MPa	$\overline{\tau u}$ =4.34 MPa

Bloc A :

Tableau V.15:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	V_u (KN)	combinaison	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$.
Rive	Terrasse	105.032	G+Q+Edy	0.48	3.26	CV
	Etage	135.022	G+Q+Edy	0.62	3.26	CV
Inter	Terrasse	187.723	1.35G+1.5Q	0.86	3.33	CV
	Etage	191.517	1.35G+1.5Q	0.88	3.33	CV

Tableau V.16:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	V_u (KN)	combinaison	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$.
Rive	Terrasse	33.796	0.8G+Edx	0.30	3.26	CV
	Etage	42.792	G+Q+Edx	0.38	3.26	CV
Inter	Terrasse	11.019	G+Q+Edx	0.10	4.35	CV
	Etage	52.801	0.8G+Edx	0.47	4.35	CV

Bloc B :

Tableau V.17:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	V_u (KN)	combinaison	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$.
Rive	Terrasse	27.052	1.35G+1.5Q	0.14	2.5	CV
	Etage	52.440	1.35G+1.5Q	0.28	2.5	CV
Inter	Terrasse	61.813	1.35G+1.5Q	0.33	3.33	CV
	Etage	62.218	1.35G+1.5Q	0.33	3.33	CV

Tableau V.18:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	V_u (KN)	combinaison	T_u (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$.
Rive	Terrasse	27.258	1.35G+1.5Q	0.24	2.5	CV
	Etage	32.816	0.8G+Edy	0.29	3.26	CV
Inter	Terrasse	30.737	1.35G+1.5Q	0.27	3.33	CV
	Etage	39.488	0.8G+Edy	0.35	4.35	CV

V.2.7.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE400.
- 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 :

Bloc A :

Tableau V.19: Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacements.

	CBA99			RPA99			St adopté		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S(Z_n)$ (cm)	$S'(Z_c)$ (cm)	A_{tn} (cm^2)	$S(Z_n)$ (cm)	$S'(Z_c)$ (cm)	$A_t$choisie (cm^2)
PP (0.65*0.35)	0.88	40	1.40	16.25	32.5	1.7	10	15	4Ø8 =2.01
Ps (0.40*0.30)	0.47	33.75	1.72	10	20	0.9	10	15	4Ø8 =2.01

Bloc B :

Tableau V.20: Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

Section	CBA 99			RPA 99			St adopté		
	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S(Z_n)$ (cm)	$S'(Z_c)$ (cm)	At_n (cm^2)	$S(Z_n)$ (cm)	$S'(Z_c)$ (cm)	A_t choisie (cm^2)
PP (0.30*0.30)	0.75	24.75	0.74	7.5	15	0.675	10	15	4Ø8 =2.01
Ps (0.30*0.30)	0.48	24.75	0.74	7.5	15	0.675	10	15	4Ø8 =2.01

V.2.8. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Bloc A :

Tableau V.21:Vérification de la flèche des poutres (Bloc A).

	1ére condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
pp(0.65*0.35)	0.08	0.062	CV	0.08	0.075	CV	0.007	0.0105	CV
ps(0.40*0.30)	0.086	0.062	CV	0.086	0.075		0.006	0.0105	

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Bloc B :

Tableau V.22: Vérification de la flèche des poutres (Bloc B).

	1ére condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
pp(0.30*0.30)	0.075	0.062	CV	0.07	0.066	CV	0.015	0.0105	CNV
ps(0.30*030)	0.08	0.062	CV	0.08	0.032		0.006	0.0105	CV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche proprement dite des poutres principales.

Tableau V.23: Vérification de la flèche des poutres principales (bloc B).

L (m)	ß1	h (cm)	d (cm)	c (cm)	A trave	b (cm)	Mser	f_{tj}(Mpa)
4.02	0.98	30	27.5	2.5	12.06	30	45.17	2.1
f barr (cm)	**y (cm)**	**i_0 (cm^4)**	**σ_s (Mpa)**	**ρ_1**	**u**	**λ_i**	**λ_v**	**i_{fi} (cm^4)**
0.804	20.191	101415.67	138.983	0.01	1	1.437	0.575	58092.62
i_{fv} (cm^4)	**E_i (Mpa)**	**E_v (Mpa)**	**f_i (mm)**	**Fv (mm)**	**Δf (cm)**	**Δf (mm)**	**f baar (mm)**	**Δf<fbar**
81539.72	32164.20	10721.40	3.91	8.35	0.44	4.44	8.04	CV

Bloc A :

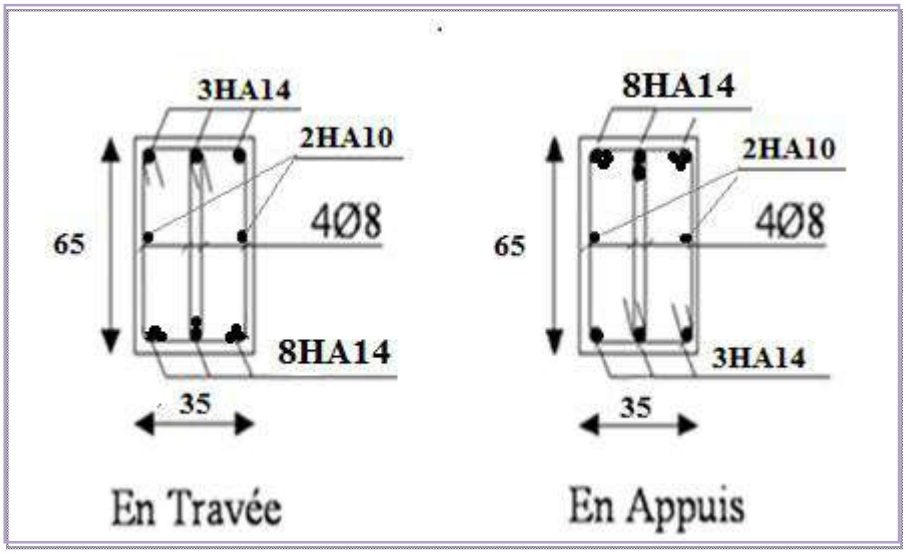


Figure V.2: Ferraillages des poutres principales rive du niveau terrasse et étage (bloc A)

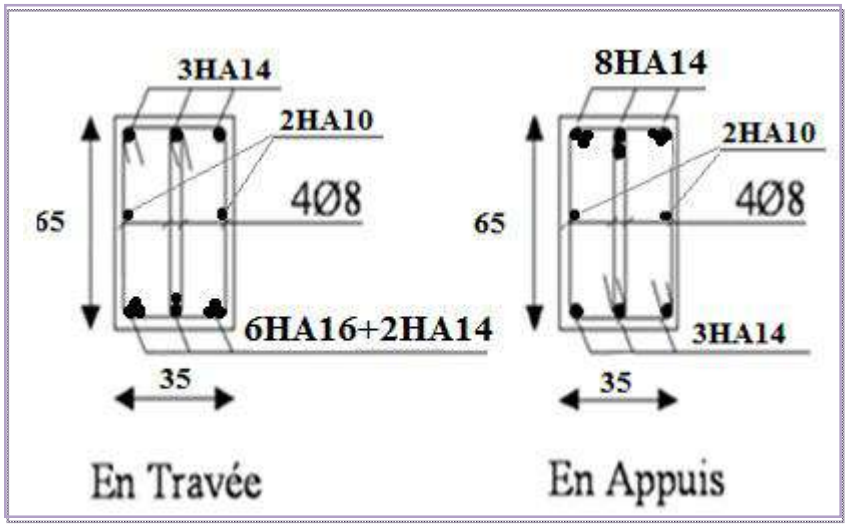


Figure V.3: Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse et étage (bloc A)

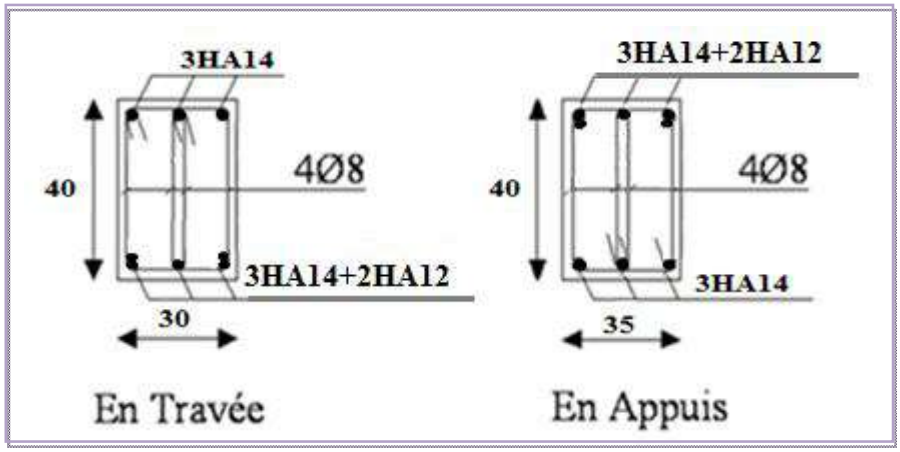


Figure V.4: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaire et rive du niveau terrasse et étage (bloc A)

Remarque :

Toutes les poutres secondaires de tous les niveaux ont le même type de ferraillage.

Bloc B :

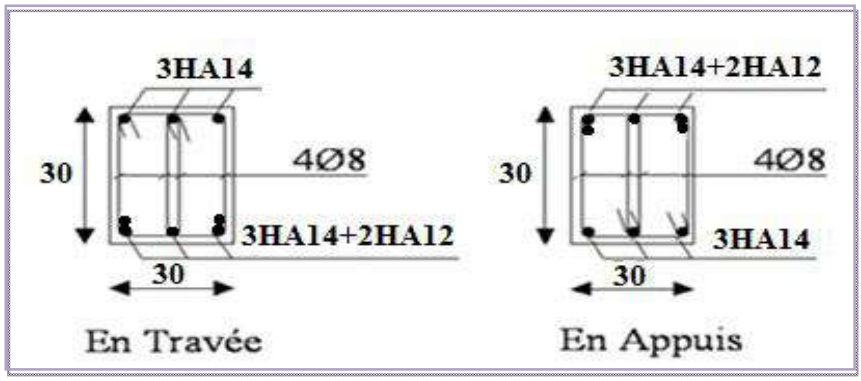


Figure V.5: Ferraillages des poutres principales rive du niveau terrasse (bloc B).

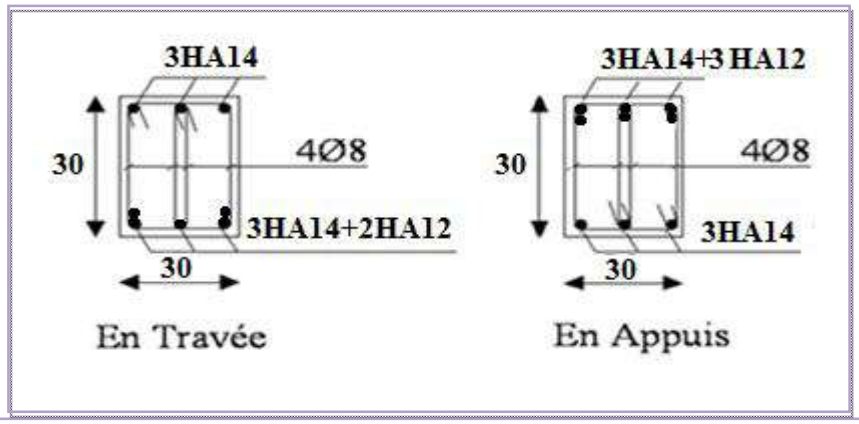


Figure V.6: Ferraillages des poutres principales de rives du niveau étage (bloc B).

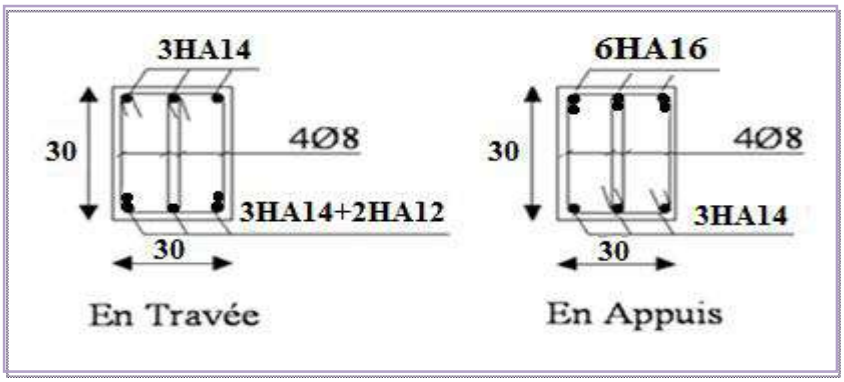


Figure V.7: Ferraillages des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse et étage (bloc B)

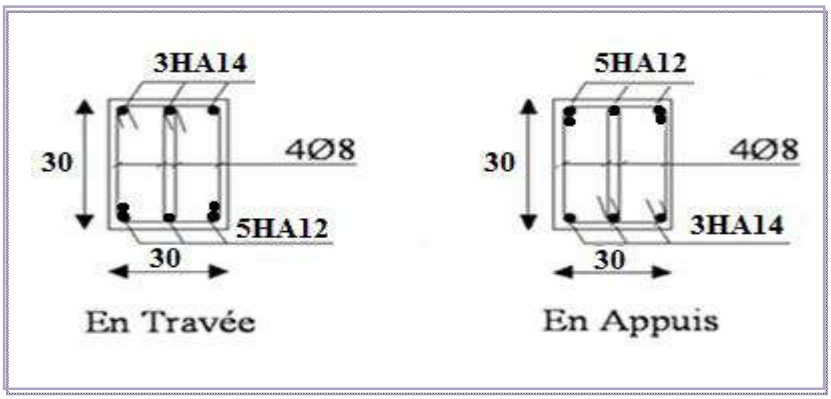


Figure V.8: Ferraillages des poutres secondaires intermédiaire et rive du niveau terrasse et étage (bloc B)

Remarque :

Toutes les poutres secondaires de tous les niveaux ont le même type de ferraillage.

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1 Introduction:

Les poteaux calculés sont soumis à un effort " N " avec absence de moment fléchissant. La compression simple est prédominante.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

✓ Situation durable:

- **Béton**: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$
- **Acier**: $\gamma s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

✓ Situation accidentelle:

- **Béton**: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- **Acier**: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.2 Ferraillage longitudinale :

V.3.2.1 Définition

Une pièce en béton armé est soumise à la compression simple lorsque les forces agissantes sur une section droite se réduisent à un effort normal N de compression appliqué au centre de gravité de la section.

❖ **Effort normal résistant**

Une section en béton armé d'aire B contenant une section d'acier A résiste théoriquement à un effort normal ultime :

$$N = B f_{bu} + As\ (2‰)$$

❖ **Poteaux soumis à une compression centrée**

Pratiquement, les charges transmises aux poteaux ne sont jamais parfaitement centrées (imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie de chargement etc.…)

Réglementairement **CBA [Art. B.8.4],** un poteau est réputé soumis à une "compression centrée" si :

-l'excentricité de l'effort normal est faible (inférieure à la moitié de la dimension du noyau central).

- l'imperfection géométrique du poteau est estimée au plus égale à max **(1cm, l_0/500)** avec l_0= la longueur libre du poteau.

- l'élancement mécanique "**λ**" du poteau est inférieur ou égal à **70**.

❖ **Poteau d'un bâtiment courant :**

Pour les bâtiments à étages contreventés par des pans verticaux (murs, voile, cage d'escaliers etc.…) avec continuité des poteaux et de leur section, la longueur de flambement "ℓf" est Prise égale à :

- $\mathbf{0.7}\boldsymbol{l_0}$ si le poteau est à ses extrémités :

• soit encastré dans un massif de fondation

• soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- $\boldsymbol{l_0}$ dans les autres cas

$\boldsymbol{l_0}$ = longueur libre du poteau

La longueur libre d'un poteau de bâtiment **CBA [Art. B 8.3 .1]** est compté entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher

❖ **Evaluation forfaitaire de l'effort normal résistant**

• L'étude du flambement suivant les prescriptions de l'article **A .4.4 du BAEL** étant compliquée, on a été amené, dans le cas des poteaux soumis à une "compression centrée", à considérer des règles forfaitaires simples.

• L'effort normal résistant ultime (ou force portante) du poteau est obtenu par correction de la formule théorique comme suit **CBA [Art. B .8.4]**:

V.3.2.2.Calcul des armatures longitudinales :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Nser selon les règles CBA93. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

à l'ELU de résistance :

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{N_u} - \boldsymbol{\sigma_{bc}} \mathbf{B}}{\boldsymbol{\sigma_s}}.$$

à l'ELU de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumis à la compression simple doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

$$\mathbf{A} = \frac{\frac{\mathbf{N_u}}{\boldsymbol{\alpha}} - \frac{\mathbf{B_r} \mathbf{f_{c28}}}{\mathbf{0.9} \boldsymbol{\gamma_b}}}{\boldsymbol{\sigma_s}}.$$

Avec :

B : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

Br: Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son périphérique

α: coefficient

Pour **λ≤ 50 :**

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

Pour **50≤ λ≤ 70 :**

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

-γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que:

- γ_b = 1,5 Situation durable ou transitoire.
- γ_b =1,15 Situation accidentelle.

-γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que:

- γ_s = 1,15 Situation durable ou transitoire.
- γ_s = 1,0 Situation accidentelle.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans les tableaux suivants :

Bloc A :

Tableau V. 24:ferraillages longitudinaux des poteaux (bloc A).

	cas	Sollicitation	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Amin (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
40x40 (7emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	384.88	3.25	-91.92	0.1	2.3	12.80	4HA14+4HA16 =14.2
	2	Mmax-Ncorr	G+Q+EdY	226.86	24.31	153.51	1.1	7.2	12.80	4HA14+4HA16 =14.2
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-20.84	2.35	67.44	0.2	4.8	12.80	4HA14+4HA16 =14.2
40x40 (6emeetage)	1	Nmax-Mcorr	1,35.G+1,5.Q	747.8	3.00	-77.52	0	0	12.80	4HA14+4HA16 =14.2
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdY	410.80	21.74	139.28	0.7	4.7	12.80	4HA14+4HA16 =14.2
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-21.35	15.02	7.73	0.9	0.4	12.80	4HA14+4HA16 =14.2
45x45 (5emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1111.88	4.13	-107.85	0	0	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	2	Mmax –Ncorr	G+Q+EdY	581.14	30.78	199.33	0.8	5.5	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	3	Nmin –Mcorr	0,8.G+EdX	-40.08	23.49	14.53	1.2	0.7	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
45x45 (4emeetage)	1	Nmax –Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1473.23	3.49	-92.70	0	0	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	2	Mmax –Ncorr	G+Q+EdY	740.19	27.16	177.41	0.5	3	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	3	Nmin –Mcorr	0,8.G+EdX	-96.95	31.44	14.71	2.1	1	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
50x50 (3emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1838.8	3.73	-118.96	0	0	20.00	12HA16 =24.13
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdY	897.11	33.32	226.28	0.4	2.9	20.00	12HA16 =24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-205.83	40.87	17.53	3.4	1.4	20.00	12HA16 =24.13
50x50 (2emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2205.44	2.78	-107.50	0	0	20.00	12HA16 =24.13
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdY	1052.76	28.98	199.92	0.1	0.6	20.00	12HA16 =24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-350.44	46.47	17.20	5.1	2.2	20.00	12HA16 =24.13
55x55 (1er étage)	1	Nmax-Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2580.95	1.76	-115.26	0	0	20.00	12HA16 =24.13
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdY	1232.84	24.74	182.02	0	0	20.00	12HA16 =24.13
	3	Nmin-Mcorr	0,8.G+EdX	-592.61	44.78	8.19	8.2	1.5	20.00	12HA16 =24.13
55x55 (RDC)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2978.23	0.63	-31.25	0	0	20.00	12HA16 =24.13
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdY	1464.86	15.47	73.64	0	0	20.00	12HA16 =24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-1080.9	39.36	12.85	0	0	20.00	12HA16 =24.13

Bloc B :

Tableau V.25:ferraillages longitudinaux des poteaux (bloc B).

	cas	Sollicitation	Combinaison	N (kN)	Mx (kNm)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Amin (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
35x35 (7emeetage)	1	Nmax-Mcorr	1,35.G+1,5.Q	227.53	8.13	3.39	1.8	1.1	9.80	8HA14 =12.32
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	69.87	12.52	58.81	1	2.9	9.80	8HA14 =12.32
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-4.48	1.10	0.52	1.6	1.2	9.80	8HA14 =12.32
35x35 (6emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	461.73	6.03	2.30	1.8	1.1	9.80	8HA14 =12.32
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	118.49	9.49	46.80	0.7	2.1	9.80	8HA14 =12.32
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-14.77	0.95	1.17	1.4	1.4	9.80	8HA14 =12.32
40x40 (5emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	698.88	8.28	3.37	2	1.2	12.80	4HA14+4HA16 =14.20
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	165.69	13.03	67.05	0.8	2.4	12.80	4HA14+4HA16 =14.20
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-51.54	16.99	1.00	1.9	1.3	12.80	4HA14+4HA16 =14.20
40x40 (4emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	935.76	6.56	2.73	2	1.2	12.80	4HA14+4HA16 =14.20
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	208.49	10.41	55.65	0.8	2.4	12.80	4HA14+4HA16 =14.20
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-152.95	14.76	0.64	1.6	1.6	12.80	4HA14+4HA16 =14.20
45x45 (3emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1177.19	8.50	4.11	2.3	1.3	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	254.34	12.50	70.13	0.8	2.8	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-324.89	19.84	3.08	2.6	2.6	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
45x45 (2emeetage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1418.94	5.88	2.83	2.3	1.3	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	304.07	9.46	53.73	2.3	1.3	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-527.23	23.86	4.23	4	4	16.20	8HA14+4HA16 =20.36
50x50 (1er étage)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1666.14	12.16	8.43	2.5	1.5	20.00	12HA16 =24.10
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	368.05	11.14	68.27	2.5	1.5	20.00	12HA16 =24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-846.74	29.81	3.80	6.1	6.1	20.00	12HA16 =24.13
50x50 (RDC)	1	Nmax -Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1989.13	2.73	2.37	2.5	1.5	20.00	12HA16 =24.13
	2	Mmax -Ncorr	G+Q+EdX	1254.62	6.16	43.87	2.5	1.5	20.00	12HA16 =24.13
	3	Nmin -Mcorr	0,8.G+EdX	-1242.73	26.64	9.53	7.8	7.8	20.00	12HA16 =24.13

V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15A}.$$

$$\sigma_s = 15\,\sigma_b$$

V.3.2.3.1.Recommandations des règlements:

- **Selon le CBA *:***

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : 187

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99: [Art 7.4.2.1]**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$$0{,}8\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 3\% \ : \text{En zone courante}$$

$$0{,}8\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 6\% \ : \text{En zone de recouvrement.}$$

- Le diamètre minium de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone IIa
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- **he** : la hauteur d'étage.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202$ Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants:

Bloc A :

Tableau V.26:Vérification des armatures à ELS des poteaux (bloc A).

Niveau (m)	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
26.86	40*40	G+Q	282.06	-67.01	2.39	5.8	60.2	76.7	15.00	202
26.86	40*40	G+Q	233.21	98.58	8.85	8.8	124.7	97.7	15.00	202
26.86	40*40	G+Q	42.00	57.95	0.84	4.5	84.9	47.5	15.00	202
23.63	40*40	G+Q	546.46	-56.44	2.21	5.5	7.8	76.4	15.00	202
23.63	40*40	G+Q	432.29	84.97	7.42	8.2	72.2	96.5	15.00	202
23.63	40*40	G+Q	36.43	8.91	-19.66	2.3	32	24.7	15.00	202
20.40	45*45	G+Q	811.81	-78.52	3.03	5.4	0	75.9	15.00	202
20.40	45*45	G+Q	630.51	116.33	9.73	7.4	51.5	92.2	15.00	202
20.40	45*45	G+Q	97.45	13.27	-21.01	1.8	17.1	21.8	15.00	202
17.17	45*45	G+Q	1075.18	-67.49	2.56	5.7	0	81.5	15.00	202
17.17	45*45	G+Q	827.55	97.86	7.67	6.9	19.7	89.2	15.00	202
17.17	45*45	G+Q	151.30	12.68	-15.47	1.6	7.9	20.4	15.00	202
13.94	50*50	G+Q	1341.69	-86.61	2.74	5.7	0	81.3	15.00	202
13.94	50*50	G+Q	1032.36	120.58	8.42	6.4	11.3	85.2	15.00	202
13.94	50*50	G+Q	226.73	13.06	-12.81	1.3	0.6	17.5	15.00	202
10.71	50*50	G+Q	1608.98	-78.27	2.05	6.1	0	87.8	15.00	202
10.71	50*50	G+Q	1243.25	103.04	6.27	6.7	0	86.2	15.00	202
10.71	50*50	G+Q	280.47	12.24	-5.89	1.2	0	17.1	15.00	202
7.48	55*55	G+Q	1882.69	-83.96	1.30	5.9	0	86.2	15.00	202
7.48	55*55	G+Q	1475.64	96.24	4.21	5.7	0	78.9	15.00	202
7.48	55*55	G+Q	662.16	1.81	20.22	2	0	28.7	15.00	202
4.25	55*55	G+Q	2172.27	-22.78	0.47	5.2	0	77.2	15.00	202
4.25	55*55	G+Q	1747.73	23.83	0.97	4.6	0	67.4	15.00	202
4.25	55*55	G+Q	771.70	0.15	5.41	1.9	0	28.2	15.00	202

Bloc B :

Tableau V.27:Vérifications armatures à ELS des poteaux (bloc B).

Niveau (m)	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
26.86	35*35	G+Q	166.60	2.47	5.89	1.6	0	21.0	15.00	202
26.86	35*35	G+Q	95.77	6.26	28.33	4.1	46.1	43.5	15.00	202
26.86	35*35	G+Q	14.62	0.25	0.38	0.1	0	1.8	15.00	202
23.63	35*35	G+Q	337.16	1.66	4.36	2.4	0	32.7	15.00	202
23.63	35*35	G+Q	183.79	4.29	21.10	3.3	15.4	39.5	15.00	202
23.63	35*35	G+Q	40.28	-0.05	0.08	0.2	0	3.3	15.00	202
20.40	40*40	G+Q	509.94	2.44	5.99	2.7	0	38.1	15.00	202
20.40	40*40	G+Q	276.46	5.63	28.43	3.2	8.3	40.4	15.00	202
20.40	40*40	G+Q	124.10	-4.99	7.74	1.2	0.4	15.8	15.00	202
17.17	40*40	G+Q	682.51	1.98	4.75	3.3	0	48.1	15.00	202
17.17	40*40	G+Q	370.74	3.98	21.74	3.1	0	40.1	15.00	202
17.17	40*40	G+Q	168.26	-3.79	5.84	1.2	0	16.2	15.00	202
13.94	45*45	G+Q	858.47	2.97	6.15	3.1	0	45.4	15.00	202
13.94	45*45	G+Q	471.83	4.67	26.29	2.7	0	36	15.00	202
13.94	45*45	G+Q	246.98	-4.24	6.75	1.1	0	15.8	15.00	202
10.71	45*45	G+Q	1034.64	2.07	4.29	3.6	0	52.7	15.00	202
10.71	45*45	G+Q	576.53	2.78	18.17	2.6	0	36.8	15.00	202
10.71	45*45	G+Q	299.70	-2.89	4.50	1.1	0	16.5	15.00	202
7.48	50*50	G+Q	1214.86	5.94	8.68	3.6	0	52.2	15.00	202
7.48	50*50	G+Q	689.42	4.32	28.51	2.7	0	37.7	15.00	202
7.48	50*50	G+Q	399.05	-3.78	5.34	1.2	0	17.6	15.00	202
4.25	50*50	G+Q	1446.28	1.64	1.92	3.9	0	58.4	15.00	202
4.25	50*50	G+Q	1381.81	-2.21	6.70	3.8	0	56	15.00	202
4.25	50*50	G+Q	472.64	-1.47	0.72	1.2	0	18.6	15.00	202

V.3.3.Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant ;
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales ;
- Empêcher le gonflement du béton ;
- Empêcher le flambement des armatures.

V.3.3.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- $\mathbf{V_u}$: la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

-$\mathbf{b_0}$: la largeur de poteau.

- **d** : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.3.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow situation durable\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow situation accidentalle\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : **[Art 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$
$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ : c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$

Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.3.c. Vérifications des contraintes tangentielles

Bloc A :

Tableau V.28: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux (bloc A).

section	comb	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (Mpa)	$[\tau_u]$CBA (Mpa)	$\tau_u \leq [\tau u]$
40*40	G+Q+EdX	59.612	0.39	19.55	0.075	1.875	3.26	CV
45*45	G+Q+EdX	69.543	0.36	17.38	0.075	1.875	3.26	CV
50*50	G+Q+EdX	75.251	0.31	15.64	0.075	1.875	3.26	CV
55*55	G+Q+EdX	53.151	0.18	14.22	0.075	1.875	3.26	CV

Bloc B:

Tableau V.29: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux (bloc B).

section	comb	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (Mpa)	$[\tau_u]$CBA (Mpa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35*35	G+Q+EdX	54.953	0.48	22.35	0.075	1.875	3.26	CV
40*40	G+Q+EdX	63.645	0.42	19.55	0.075	1.875	3.26	CV
45*45	G+Q+EdX	64.116	0.33	17.38	0.075	1.875	3.26	CV
50*50	G+Q+EdX	49.88	0.21	15.64	0.075	1.875	3.26	CV

V.3.3.d. Calcul des armatures transversales :

- **Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.2]**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- **At=nt.at** : avec nt est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

(Dans les cas de flexion composée)

Avec :

- St ≤ Min [0.9d, 40cm]

- Et : $\frac{At*fet}{b0*St} \geq 0.4$ Mpa

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

D'après **l'Art [7.4.2.2]** On a :

$$St = \frac{h \,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- At= nt.at

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant **λg** l'élancement géométrique du poteau **$\lambda_g = \ell_f/a$**

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ .dans les cas contraires.

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: St ≤ Min [10 ϕl ,15] en zone IIa.

- Dans la zone courante: St ≤ 15 ϕl en zone IIa.

Φ_l: diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g > 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135°ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Bloc A :

Tableau V.30: Les armatures transversales et leurs espacements (bloc A).

section	V_u (KN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	S_{tcal} (cm)	zone	S_t finale	choix
40*40	59.612	201	5.65	2.5	21.57	courante	15	4Ø8
						nodale	10	
45*45	69.543	201	5.02	2.5	20.81	courante	15	4Ø8
						nodale	10	
50*50	75.251	314	4.52	3.75	22.25	courante	15	4Ø10
						nodale	10	
55*55	53.151	314	4.11	3.75	34.65	courante	15	4Ø10
						nodale	10	

Bloc B :

Tableau V.31: Les armatures transversales et leurs espacements (bloc B).

section	V_u (KN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	S_t cal (cm)	zone	S_t finale	choit
0.35*35	54.953	201	6.46	2.5	20.48	courante	15	4Ø8
						nodale	10	
40*40	63.645	201	5.65	2.5	20.21	courante	15	4Ø8
						nodale	10	
45*45	64.116	201	5.02	2.5	22.57	courante	15	4Ø8
						nodale	10	
50*50	49.88	314	4.52	3.75	33.57	courante	15	4Ø10
						nodale	10	

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Bloc A :

Tableau V.32: Vérification de la quantité d'armatures transversales (bloc A).

poteau	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
40*40	courante	0.33	5.65	CV	-	-
	nodale	0.50		CV	-	-
45*45	courante	0.30	5.02	CV	-	-
	nodale	0.44		CV	-	-
50*50	courante	0.418	4.52	-	-	CV
	nodale	0.628		-	-	CV
55*55	courante	0.380	4.11	-	-	CV
	nodale	0.570		-	-	CV

Bloc B :

Tableau V.33: Vérification de la quantité d'armatures transversales (bloc B).

poteau	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*35	courante	0.38	6.46	CV	-	-
	nodale	0.57		CV	-	-
40*40	courante	0.33	5.65	CV	-	-
	nodale	0.50		CV	-	-
45*45	courante	0.30	5.02	CV	-	-
	nodale	0.44		CV	-	-
50*50	courante	0.418	4.52	-	-	CV
	nodale	0.628		-	-	CV

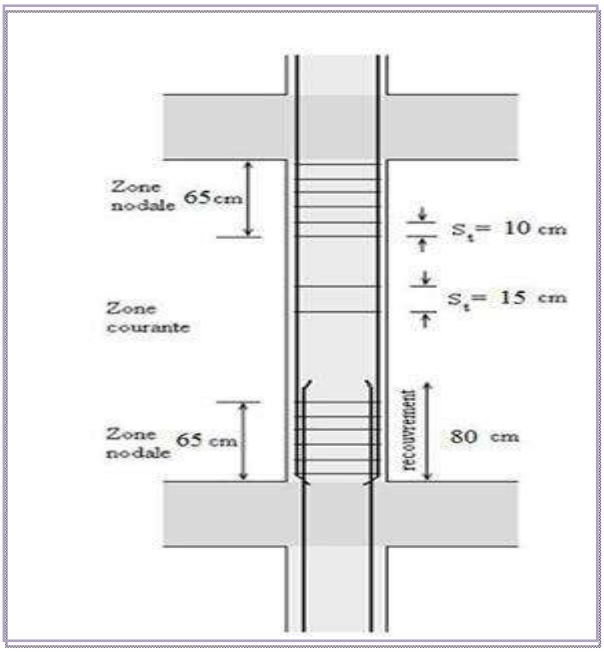


Figure V.9: Disposition des armatures pour les poteaux (bloc A et B).

Bloc A :

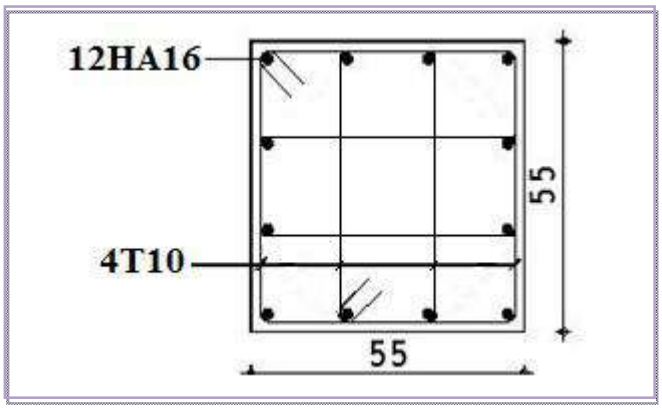


Figure V.10: Ferraillage des poteaux carré (55×55) (bloc A).

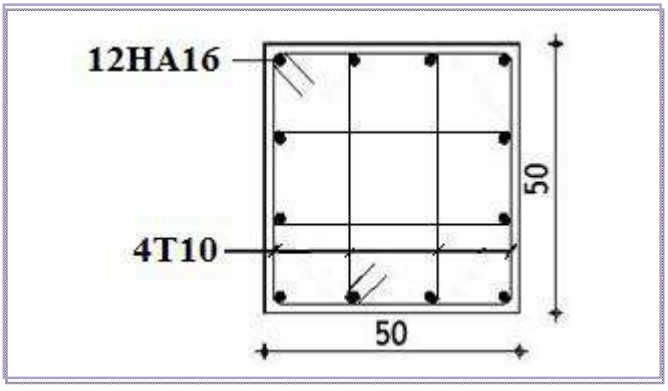


Figure V.11: Ferraillage des poteaux carré (50×50) (bloc A).

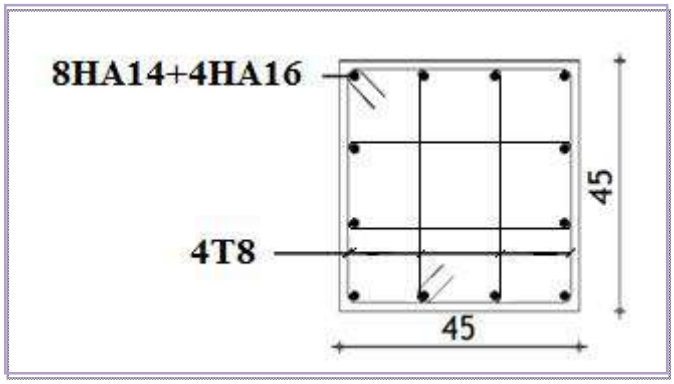


Figure V.12 : Ferraillage des poteaux carré (45×45) (bloc A).

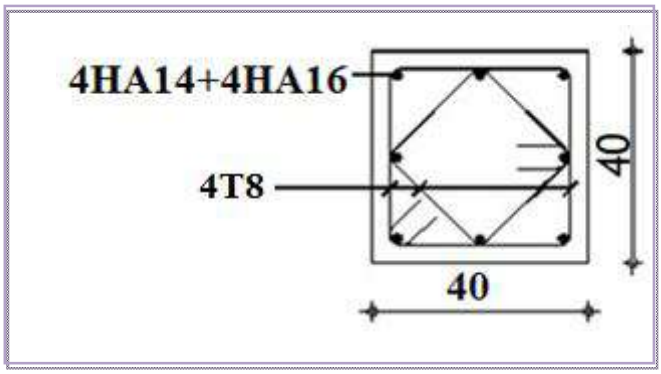


Figure V.13 : Ferraillage des poteaux carré (40×40)(bloc A).

Bloc B:

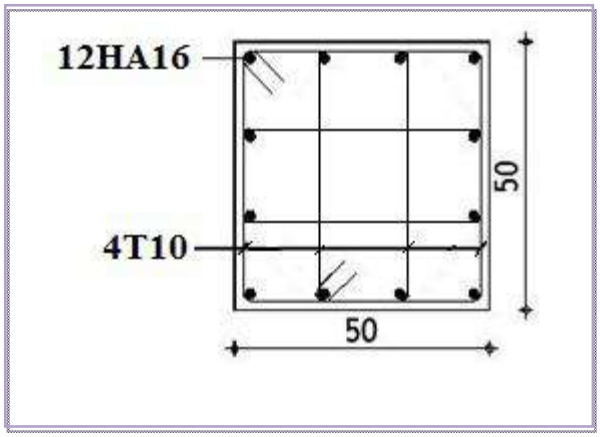


Figure V.14 : Ferraillage des poteaux carré (50×50) (bloc B).

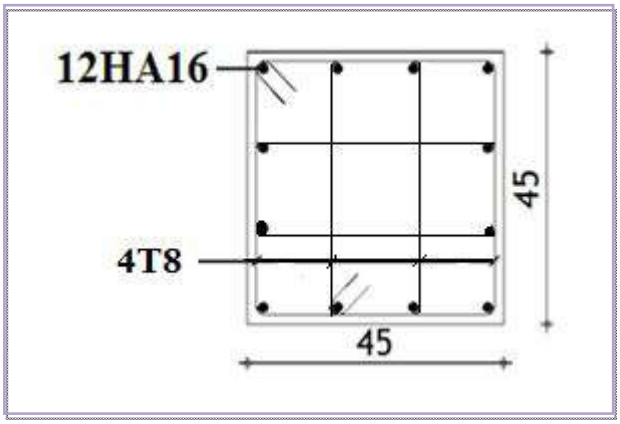


Figure V.15 : Ferraillage des poteaux carré (45×45) (bloc B).

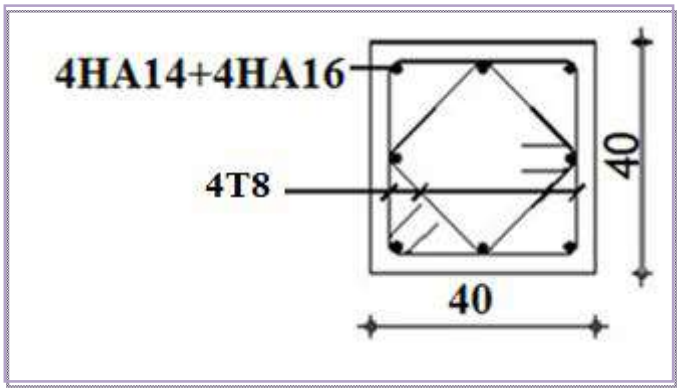


Figure V.16 : Ferraillage des poteaux carré (40×40) (bloc B).

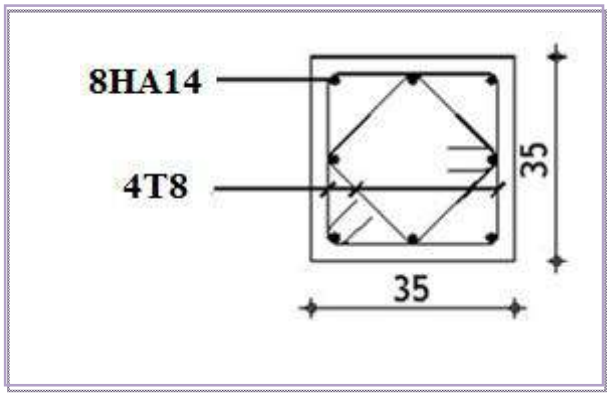


Figure V.17 : Ferraillage des poteaux carré (35×35) (bloc B).

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.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 configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- ❖ Les aciers verticaux.
- ❖ Les aciers longitudinaux.
- ❖ Les aciers transversaux

V.4.2. 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.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. 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.4.3.2. 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.4.4. 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.4.4.1. 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.

A. 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
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4 V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

$\mathbf{A_h}$: 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]

A. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 400 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.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20Φ : 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.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} Sv \quad (\text{zone courante}) \\ \frac{S_v}{2} \quad (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

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.

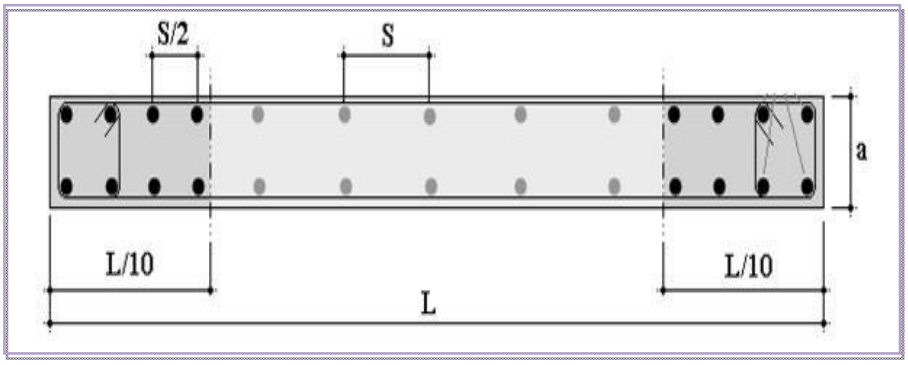


Figure V.18: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.34: 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

Bloc A :

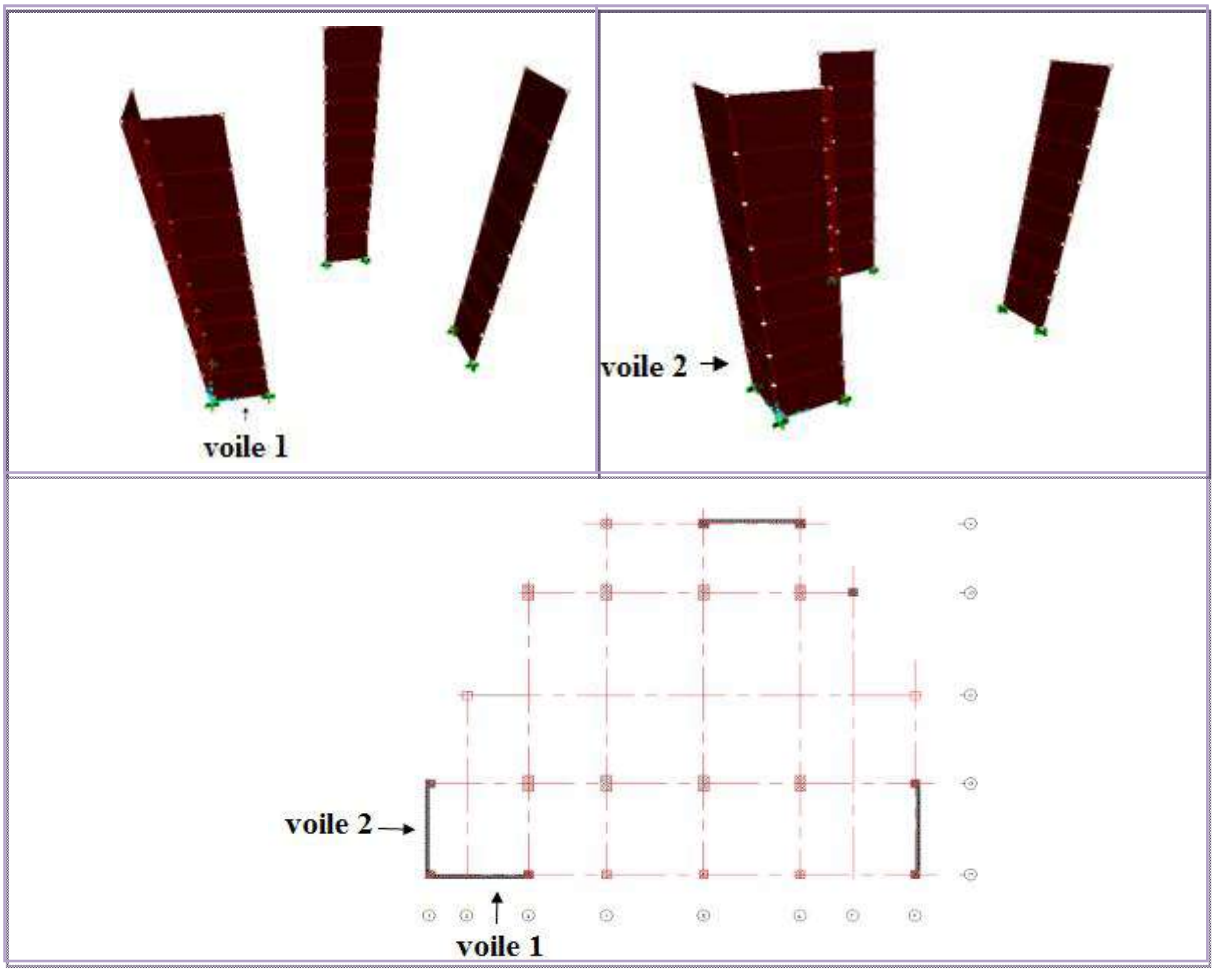


Figure V.19. Disposition des voiles (bloc A).

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens longitudinale X : Voile1. **(L=4.15m)**

Tableau V.35: Ferraillage verticale de voile 1.

	section	combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	Achoisie(cm^2)
RDC	360*15	G+Q+Edx	2468.49	4920.83	15	18HA12=20.34
1	360*15	G+Q+Edx	2168.11	3030.37	15	18HA12=20.34
2	365*15	G+Q+Edx	2021.48	2689.58	15,2	18HA12=20.34
3	365*15	G+Q+Edx	1672.24	1915.07	15,2	18HA12=20.34
4	370*15	G+Q+Edx	1427.10	1681.20	15,4	18HA12=20.34
5	370*15	G+Q+Edx	1043.55	1064.49	15,4	18HA12=20.34
6	375*15	G+Q+Edx	718.34	758.50	15,6	18HA12=20.34
7	375*15	G+Q+Edx	319.56	249.07	15,6	18HA12=20.34

- Sens longitudinale Y : Voile2. **(L=4.3m)**

Tableau V.36: Ferraillage verticale de voile 2.

	section	combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	Achoisie(cm^2)
RDC	375*15	G+Q+Edy	2665.93	4134.26	15,6	18HA12=20.34
1	375*15	G+Q+Edy	2202.47	2655.04	15 ,6	18HA12=20.34
2	380*15	G+Q+Edy	1977.36	2257.07	15,8	18HA12=20.34
3	380*15	G+Q+Edy	1582.19	1697.97	15,8	18HA12=20.34
4	385*15	G+Q+Edy	1302.16	1431.55	16	18HA12=20.34
5	385*15	G+Q+Edy	912.13	1040.24	16	18HA12=20.34
6	390*15	G+Q+Edy	582.27	777.84	16,2	18HA12=20.34
7	390*15	G+Q+Edy	242.94	368.40	16,2	18HA12=20.34

Le ferraillage final des voiles pleins du bloc A représenté sur le tableau suivant :

Tableau V.37: Ferraillage verticale finale des voiles pleines (bloc A).

sens	L(m)	a (cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculé (cm^2)	A finale (cm^2)
X	4.15	45	6.225	9.337	15,6	2(18HA12)=40.68
Y	4.3	15	6.45	9.675	16,2	2(18HA12)=40.68

Bloc B :

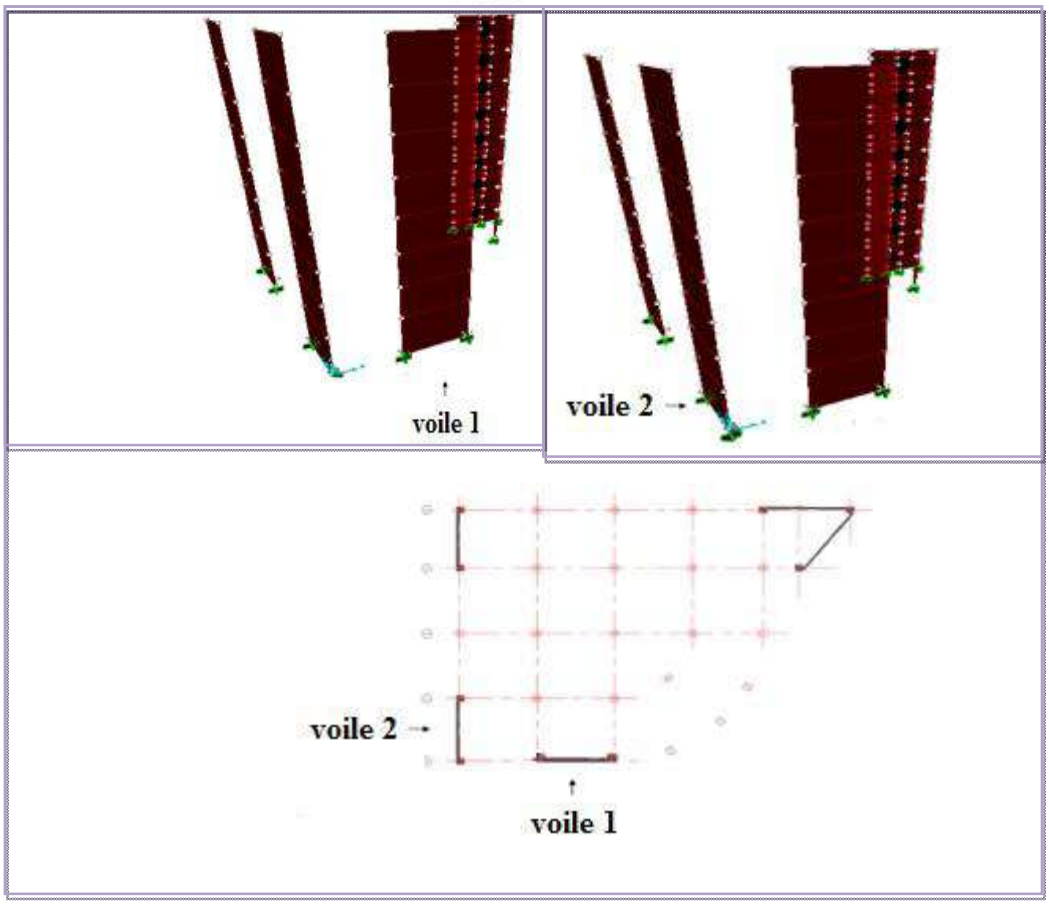


Figure V.20:Disposition des voiles (bloc B).

- Sens longitudinale X : Voile1. **(L=4.38m)**

Tableau V.38:Ferraillage verticale de voile 1.

	section	combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	Achoisie(cm^2)
RDC	388*15	G+Q+Edx	1840.83	2835.17	16.1	18HA12=20.34
1	388*15	G+Q+Edx	1615.77	2135.40	16.1	18HA12=20.34
2	393*15	G+Q+Edx	1277.37	2085.63	16.3	18HA12=20.34
3	393*15	G+Q+Edx	1062.26	1544.25	16.3	18HA12=20.34
4	398*15	G+Q+Edx	910.95	1202.94	16.5	18HA12=20.34
5	398*15	G+Q+Edx	675.25	756.89	16.5	18HA12=20.34
6	403*15	G+Q+Edx	472.18	464.75	16.7	18HA12=20.34
7	403*15	G+Q+Edx	223.07	185.43	16.7	18HA12=20.34

- Sens longitudinale Y : Voile2. **(L=4m)**

Tableau V.39: Ferraillage verticale de voile 2.

	section	combinaison	N(KN)	M(KN)	A(cm^2)	Achoisie(cm^2)
RDC	350*15	G+Q+Edy	1205.51	2250.85	14,6	18HA12=20.34
1	350*15	G+Q+Edy	1023.57	1430.63	14,6	18HA12=20.34
2	355*15	G+Q+Edy	951.51	1140.88	14,8	18HA12=20.34
3	355*15	G+Q+Edy	788.99	755.73	14,8	18HA12=20.34
4	360*15	G+Q+Edy	678.43	540.04	15	18HA12=20.34
5	360*15	G+Q+Edy	502.36	291.69	15	18HA12=20.34
6	365*15	G+Q+Edy	352.21	154.37	15,2	18HA12=20.34
7	365*15	G+Q+Edy	164.77	24.68	15,2	18HA12=20.34

Le ferraillage final des voiles pleins du bloc B représenté sur le tableau suivant :

Tableau V.40: Ferraillage verticale finale des voiles pleines (bloc B).

sens	L(m)	a (cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculée (cm^2)	A finale (cm^2)
X	4.38	15	6.57	9.855	16,7	2(18HA12)=40.68
Y	4	15	6	9	15,2	2(18HA12)=40.68

V.4.5.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations **(Mser, Nser)** selon les règles **CBA93**. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Bloc A :

-Le calcul des voiles selon l'axe sens x-x :

Tableau V.41:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc A).

Niveau	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	$A_X(cm^2)$	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	360*15	préjudiciable	1746.64	-107.56	20.3	2.7	41.2	CV
1ère	360*15	préjudiciable	1520.29	-115.25	20.3	2.4	36.5	CV
2ème	365*15	préjudiciable	1421.69	-57.73	20.3	2.2	32.7	CV
3ème	365*15	préjudiciable	1181.86	-48.65	20.3	1.8	27.2	CV
4ème	370*15	préjudiciable	1021.88	-9.40	20.3	1.5	22.7	CV
5ème	370*15	préjudiciable	755.10	-20.15	20.3	1.1	17.1	CV
6ème	375*15	préjudiciable	529.17	9.01	20.3	0.8	11.9	CV
7ème	375*15	préjudiciable	529.14	9.01	20.3	0.8	11.9	CV

-Le calcul des voiles selon l'axe sens y-y :

Tableau V.42:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc A).

Niveau	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	$A_X(cm^2)$	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	375*15	préjudiciable	1641.72	-63.40	20.3	2.4	36.5	CV
1ère	375*15	préjudiciable	1430.50	-1.44	20.3	2	30.4	CV
2ème	380*15	préjudiciable	1319.17	0.09	20.3	1.9	28	CV
3ème	380*15	préjudiciable	1090.52	48.11	20.3	1.6	24.4	CV
4ème	385*15	préjudiciable	921.71	62.93	20.3	1.4	21.2	CV
5ème	385*15	préjudiciable	668.33	128.22	20.3	1.2	17.4	CV
6ème	390*15	préjudiciable	441.66	149.00	20.3	0.9	13.1	CV
7ème	390*15	préjudiciable	182.98	144.03	20.3	0.5	7.5	CV

Bloc B :

-Le calcul des voiles selon l'axe sens x-x :

Tableau V.43:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc B).

Niveau	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	$A_X(cm^2)$	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	388*15	préjudiciable	1656.49	42.97	20.34	2.4	37.5	CV
1ère	388*15	préjudiciable	1078.49	398.61	20.34	2.2	32.2	CV
2ème	393*15	préjudiciable	807.05	54.69	20.34	1.2	18.2	CV
3ème	393*15	préjudiciable	724.60	864.79	20.34	2.4	36.2	CV
4ème	398*15	préjudiciable	724.60	864.79	20.34	2.4	36.2	CV
5ème	398*15	préjudiciable	601.33	-9.55	20.34	0.9	12.8	CV
6ème	403*15	préjudiciable	424.69	53.18	20.34	0.7	10.2	CV
7ème	403*15	préjudiciable	201.91	52.70	20.34	0.4	5.5	CV

-Le calcul des voiles selon l'axe sens y-y :

Tableau V.44:Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS (bloc B).

Niveau	Section (cm^2)	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	AX (cm^2)	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	350*15	préjudiciable	1129.70	-17.13	20.34	1.7	26.1	CV
1ère	350*15	préjudiciable	960.50	111.18	20.34	1.7	25	CV
2ème	355*15	préjudiciable	895.11	-118.03	20.34	1.6	23.7	CV
3ème	355*15	préjudiciable	742.41	-127.75	20.34	1.4	20.5	CV
4ème	360*15	préjudiciable	473.93	-122.13	20.34	1.2	18.3	CV
5ème	360*15	préjudiciable	640.43	-133.03	20.34	1	14.2	CV
6ème	365*15	préjudiciable	333.41	-113.96	20.34	0.7	10.8	CV
7ème	365*15	préjudiciable	155.61	-91.84	20.34	0.4	6.2	CV

- ✓ Toutes les conditions des calcule des voiles sont vérifier selon la réglementation en vigueur.

V.4.5.3. Armatures horizontales :

Bloc A :

❖ **sens x-x :**

Tableau V.45: Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc A).

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisi (cm^2)
RDC	15	360	996.66	4	5	15	24HA12=27.14
1ère étage	15	258	786.91	3.16	5	15	17HA12=19.23
2ème étage	15	258	737.34	2.96	5	15	17HA12=19.23
3ème étage	15	258	579.47	2.32	5	15	17HA12=19.23
4ème étage	15	258	546.33	2.19	5	15	17HA12=19.23
5ème étage	15	258	400.44	1.60	5	15	17HA12=19.23
6ème étage	15	258	323.75	1.30	5	15	17HA12=19.23
7ème étage	15	258	160.59	0.64	5	15	17HA12=19.23

❖ sens y-y :

Tableau V.46: Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc A).

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisie (cm^2)
RDC	15	360	1017.62	2.9	5	15	24HA12=27.14
1ère étage	15	258	876.91	2.51	5	15	17HA12=19.23
2ème étage	15	258	852.29	3.42	5	15	17HA12=19.23
3ème étage	15	258	719.11	2.89	5	15	17HA12=19.23
4ème étage	15	258	704.24	2.83	5	15	17HA12=19.23
5ème étage	15	258	575.28	2.31	5	15	17HA12=19.23
6ème étage	15	258	482.17	1.93	5	15	17HA12=19.23
7ème étage	15	258	261.59	1.05	5	15	17HA12=19.23

Bloc B :

❖ sens x-x :

Tableau V.47: Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc B).

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisi (cm^2)
RDC	15	395	545.56	1.02	5	15	26HA12=29.41
1ère étage	15	293	460.15	1.62	5	15	20HA12=22.62
2ème étage	15	293	449.15	1.58	5	15	20HA12=22.62
3ème étage	15	293	387.35	1.37	5	15	20HA12=22.62
4ème étage	15	293	337.96	1.19	5	15	20HA12=22.62
5ème étage	15	293	253.32	0.89	5	15	20HA12=22.62
6ème étage	15	293	192.73	0.68	5	15	20HA12=22.62
7ème étage	15	293	104.08	0.36	5	15	20HA12=22.62

❖ sens y-y :

Tableau V.48: Calcul les armatures horizontales et leurs espacements (bloc B).

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisie (cm^2)
RDC	15	395	426.13	1.11	5	15	26HA12=29.41
1ère étage	15	293	374.58	1.17	5	15	20HA12=22.62
2ème étage	15	293	332.15	1.17	5	15	20HA12=22.62
3ème étage	15	293	267.09	0.94	5	15	20HA12=22.62
4ème étage	15	293	235.40	0.83	5	15	20HA12=22.62
5ème étage	15	293	176.90	0.62	5	15	20HA12=22.62
6ème étage	15	293	150.15	0.53	5	15	20HA12=22.62
7ème étage	15	293	96.26	0.34	5	15	20HA12=22.62

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

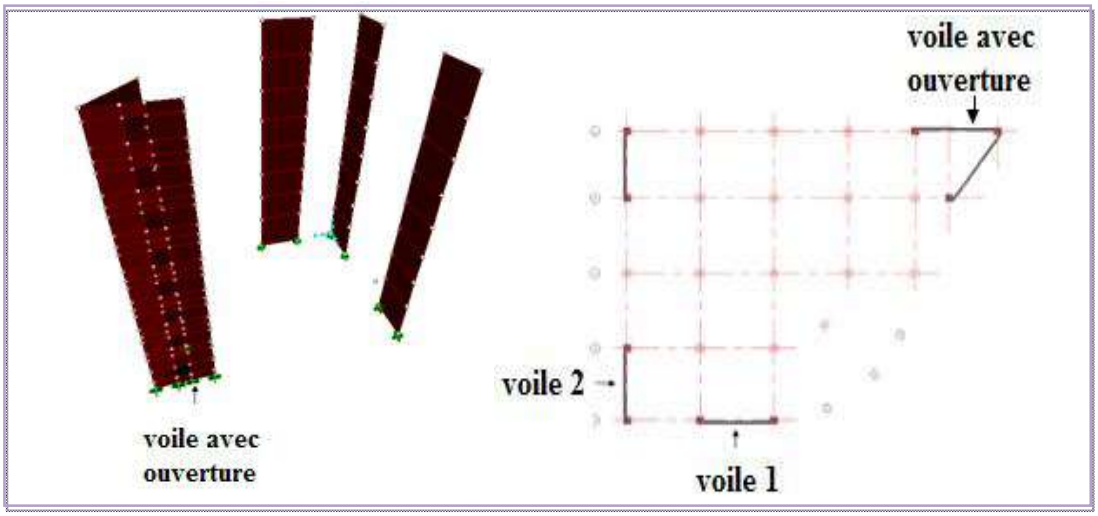


Figure V.21:la disposition du voile avec ouverture en plan (bloc B).

Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

BLOC B :

Tableau V.49: Calcul des armateurs verticaux des trumeaux**.**

	section	combinaison	N(KN)	M(KN)	A (cm^2)	A choisie(cm^2)
RDC	388*15	G+Q+Edx	1171.94	391.31	16,1	16HA12=18.10
1	388*15	G+Q+Edx	931.15	361.01	16,1	16HA12=18 .10
2	393*15	G+Q+Edx	772.41	307.39	16,3	16HA12=18.10
3	393*15	G+Q+Edx	593.11	256.95	16,3	16HA12=18.10
4	398*15	G+Q+Edx	446.46	207.62	16,5	16HA12=18.10
5	398*15	G+Q+Edx	292.47	148.30	16,5	16HA12=18.10
6	403*15	G+Q+Edx	167.11	93.83	16,7	16HA12=18.10
7	403*15	G+Q+Edx	61.48	39.06	16,7	16HA12=18.10

Tableau V.50: Ferraillage verticale finale des trumeaux .

sens	L(m)	a(cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculée (cm^2)	A finale(cm^2)
X	1.85	15	2.775	4.162	16,7	2(16HA12)=36.20

A.2. Vérification des armatures à l'ELS :

Tableau V.51: Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux.

Niveau	Section	fissuration	N (KN)	M	AX	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
RDC	388*15	préjudiciable	507.50	30.89	18.10	0.9	12.9	CV
1ère	388*15	préjudiciable	419.55	117.32	18.10	0.9	13.5	CV
2ème	393*15	préjudiciable	346.40	18.13	18.10	0.6	8.6	CV
3ème	393*15	préjudiciable	298.17	0.18	18.10	0.5	7.0	CV
4ème	398*15	préjudiciable	248.22	-6.69	18.10	0.4	5.9	CV
5ème	398*15	préjudiciable	187.81	-13.75	18.10	0.3	4.7	CV
6ème	403*15	préjudiciable	122.63	-20.14	18.10	0.2	3.4	CV
7ème	403*15	préjudiciable	57.53	-16.50	18.10	0.1	1.8	CV

B. Les armateurs horizontaux :

Tableau V.52: Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (kN)	τ_b(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$S_{tadoptée}$(cm)	A choisi(cm^2)
RDC	15	395	209.51	0.55	5	15	26HA12=29.41
1ère étage	15	293	213.29	0.75	5	15	26HA12=29.41
2ème étage	15	293	190.82	0.67	5	15	26HA12=29.41
3ème étage	15	293	163.36	0.57	5	15	26HA12=29.41
4ème étage	15	293	136.82	0.55	5	15	26HA12=29.41
5ème étage	15	293	99.68	0.35	5	15	26HA12=29.41
6ème étage	15	293	65.83	0.23	5	15	26HA12=29.41
7ème étage	15	293	26.79	0.09	5	15	26HA12=29.41

V.4.6.2. 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:

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄:

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\boldsymbol{\tau_b = \frac{Vu}{b.d}}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

$\mathbf{b_0}$: épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

$\mathbf{V_u}$: effort tranchant ultime.

-Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante :A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄ :

- 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 λ>1 :

On à: $St \leq At .fe \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court λ<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 : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l .f_e .Z$ avec : Z = h – 2 d'

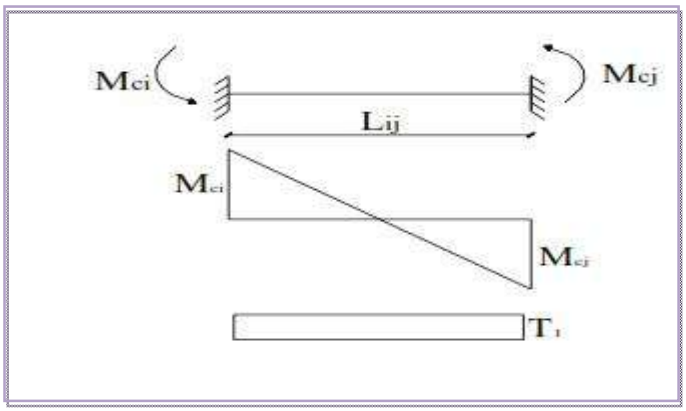


Figure V.22: Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06fc28) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

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 :

$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

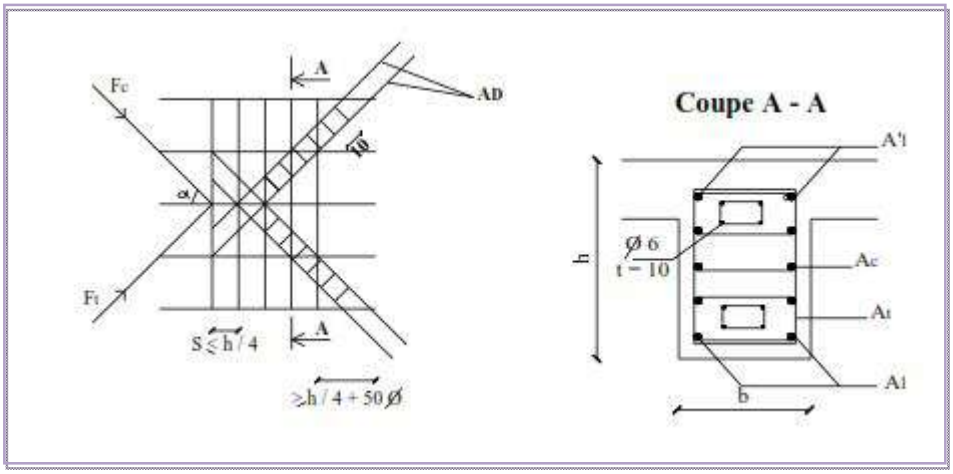


Figure V.23 : Armatures du linteau selon le RPA 99.

- **Ferraillage minimal :**

- selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄:

On a

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

➢ $\begin{cases} AD = 0 & si\ \ \tau b \leq 0.06fc28 \\ AD = 0.15\%b.h & si\ \ \tau b > 0.06fc28 \end{cases}$

➢ $\begin{cases} At \geq 0.15\%b.s & si\ \ \tau b \leq 0.06fc28 \\ At \geq 0.25\%b.s & si\ \ \tau b > 0.06fc28 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.53:Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
1ère étage	15	2.65	1.20	418.76	1.64	-0.83	Traction-compresion
2ème étage	15	1.63	1.20	292.83	1.86	-0.40	Traction-compresion
3ème étage	15	1.63	1.20	282.80	1.80	-0.43	Traction-compresion
4ème étage	15	1.63	1.20	256.53	1.63	-0.45	Traction-compresion
5ème étage	15	1.63	1.20	226.53	1.44	-0.55	Flexion simple
6ème étage	15	1.63	1.20	189.38	1.20	-0.53	Flexion simple
7ème étage	15	1.63	1.20	151.96	0.97	-0.69	Flexion simple

Tableau V.54: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux**.**

Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				S_t (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)			
	A_d	A_l	A_t	A_P		A_d	A_l	A_t	A_P
RDC - 1ère	5.75	5.96	0.56	7.95	15	2× (2HA14) =6.16	2× (2HA14) =6.16	2× (2HA10) =3.14	2× (4HA12) =9.04
1ère - 2ème	4.55	3.67	0.56	4.89	15	2× (2HA14) =6.16	2× (2HA12) =4.52	2× (2HA10) =3.14	2× (2HA14) =6.16
2ème - 3ème	4.39	3.67	0.56	4.89	15	2× (2HA14) =6.16	2× (2HA12) =4.52	2× (2HA10) =3.14	2× (2HA14) =6.16
3ème - 4ème	3.98	3.67	0.56	4.89	15	2× (2HA14) =6.16	2× (2HA12) =4.52	2× (2HA10) =3.14	2× (2HA14) =6.16
4ème - 5ème	0.01	-	1.58	-	15	2× (2HA10) =3.14	-	2× (2HA10) =3.14	-
5ème- 6ème	0.01	-	1.58	-	15	2× (2HA10) =3.14	-	2× (2HA10) =3.14	-
6ème - 7ème	0.02	-	1.58	-	15	2× (2HA10) =3.14	-	2× (2HA10) =3.14	-

VI.1.Introduction :

Une fondation se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

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:

-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:

- Teneur en eau naturelle : **W = 14.08 %**
- Limite de liquidité **W_L= 47 %**
- Limite de plasticité **W_p= 20 %**
-Indice de plasticité : **I_p = 26 %**
- Pression de consolidation : **σ_c = 2.20 bars**
- Coefficient de compressibilité: **C_c=0.160**
- Coefficient de gonflement : **C_s=0.010**
- Angle de frottement interne : **$\upsilon = 33^\circ$**
- Cohésion : **$C_u = \sigma_c$ (0.11+0.37 Ip) $\Rightarrow C_u$=0.45bars**

- Poids volumique total humide: **γ= 18.3kN/m3**

- La contrainte admissible **:** **σ_{adm} = 2.4 bars à 1.5 mètre d'ancrage**

VI.3.Choix du type de fondation

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Le choix du type de fondation est conditionné les facteurs suivants :

- les conditions du site en termes de stabilité globale et de mouvements du sol ;
- la nature et la taille de la structure et de ses éléments, y compris des exigences spéciales comme la durée de vie de calcul ;
- les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, circulation, réseaux divers, végétation, produits chimiques dangereux) ;
- les conditions de terrain ;
- l'état des eaux souterraines ;
- la sismicité régionale ;
- l'influence de l'environnement (hydrologie, eaux superficielles, affaissements et Subsidence, variations saisonnières de la température et de l'humidité) ;

Pour notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type des emelles adéquat.

VI.4.Calcul des fondations:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque:

Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

Bloc A :

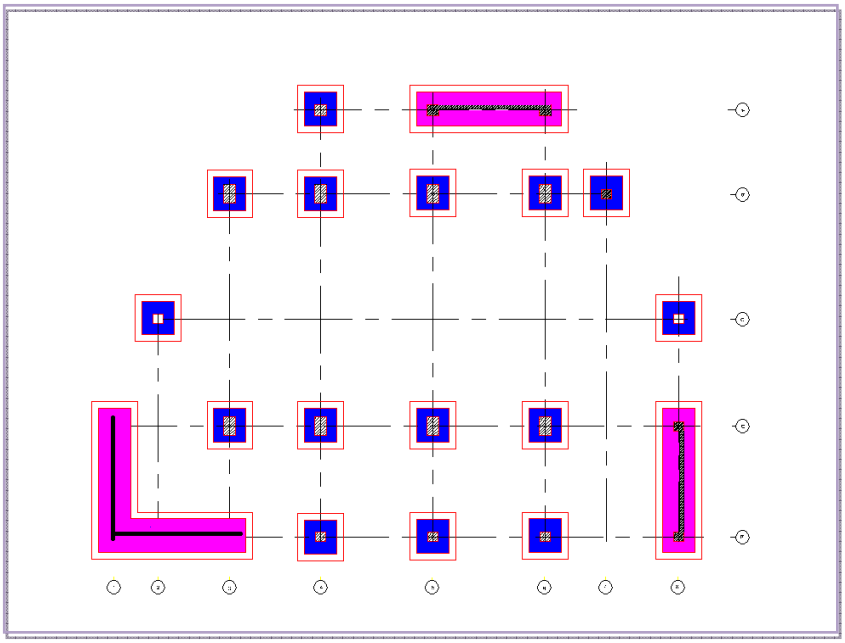


Figure VI.1: Disposition initiale des semelles (bloc A).

Bloc B :

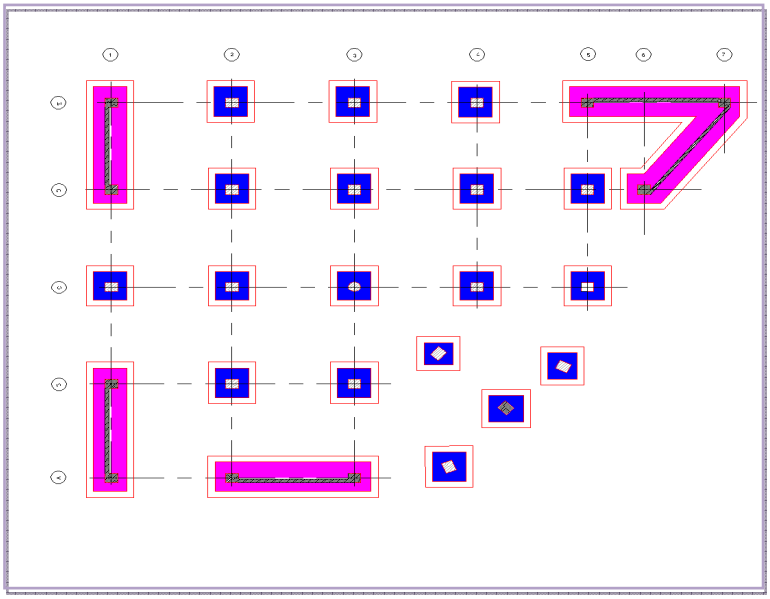


Figure VI.2: Disposition initiale des semelles (bloc B).

VI.4.1. Dimensionnement initiale des semelles isolées

Bloc A :

Tableau VI.1: Dimensionnement initiale des semelles isolées (bloc A).

semelle	N(KN)	B(m)	A(m)	A et B $_{adop}$(m)	h_{adop} (m)
S1	895.67	1.899	1.899	2.1	0.45
S2	2172.27	3.008	3.008	3.2	0.70
S3	1173.97	2.211	2.211	2.4	0.50

Bloc B :

Tableau VI.2: Dimensionnement initiale des semelles isolées (bloc B).

semelle	N(KN)	B(m)	A(m)	A et B $_{adop}$(m)	h_{adop}(m)
S1	863.4	1.896	1.896	2.1	0.45
S2	1468.09	2.498	2.498	2.7	0.60

VI.4.2.Vérification du chevauchement entre les semelles :

❖ **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation).

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

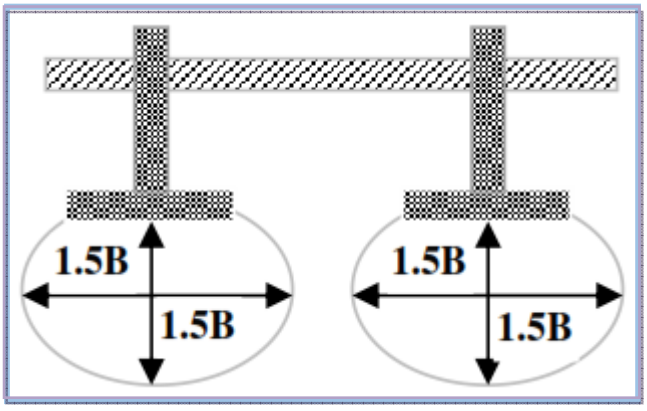


Figure VI.3: Bulbes de pression dans différents types de semelles.

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucherait la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

Bloc A :

Suivant X :

Tableau VI.3:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X (bloc A).

Suivant	L(m)	C1	C2	1.5*(C1+C2)/2	L ≥ 1.5*(C1+C2)/2
S4-S5	4.20	2.9	2.7	4.20	**c.v**
S5-S6	2.30	2.7	2.4	3.825	**c.n.v**
S9-S10	3.40	2.7	3	6.525	**c.n.v**
S10-S11	4.20	3	3.2	4.65	**c.n.v**
S11-S12	4.20	3.2	3.2	4.8	**c.n.v**
S13-S14	4.20	2.6	2.8	4.05	**c.v**

Suivant Y :

Tableau VI.4:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y (bloc A).

Suivant	L(m)	C1	C2	1.5*(C1+C2)/2	L ≥ 1.5*(C1+C2)/2
S1-S3	3.15	2.1	2.9	3.75	**c.n.v**
S3-S10	8.72	2.9	3	4.425	**c.v**
S2-S9	8.72	2.8	2.7	4.125	**c.v**
S4-S11	8.72	2.9	3.2	4.525	**c.v**
S11-S14	4.15	3.2	2.8	4.5	**c.n.v**
S5-S12	8.72	2.7	3.2	4.425	**c.v**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles dans le sens X et Y, donc on propose une notre disposition des semelles.

Bloc B :

Suivant X :

Tableau VI.5: Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X (bloc B).

Suivant	L(m)	C1	C2	1.5*(C1+C2)/2	L ≥ 1.5*(C1+C2)/2
S1-S2	4.39	2.2	2.3	3.375	**c.v**
S2-S3	4.40	2.3	2.2	3.375	**c.v**
S4-S5	4.39	2.2	2.6	3.6	**c.v**
S5-S6	4.40	2.4	2.5	3.675	**c.v**
S6-S7	3.97	2.1	2	3.075	**c.v**
S8-S9	4.35	2	2	3	**c.v**
S9-S10	4.39	2	2.7	3.525	**c.v**
S10-S11	4.40	2.7	2.6	3.975	**c.v**
S11-S12	3.97	2.6	2.4	4	**c.n.v**
S13-S14	4.39	2.5	2.4	3.675	**c.n.v**
S14-S15	3.20	2.4	2.5	3.675	**c.n.v**
S16-S17	3.33	2.1	2	3.075	**c.v**
S17-S18	2.67	2	2	3	**c.n.v**

Suivant Y :

Tableau VI.6:Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y (bloc B).

Suivant	L(m)	C1	C2	1.5*(C1+C2)/2	L ≥ 1.5*(C1+C2)/2
S1-S4	3.70	2.2	2.5	3.525	**c.v**
S4-S9	4.15	2.5	2.6	3.825	**c.v**
S9-S13	4.15	2.6	2.5	3.825	**c.v**
S5-S10	4.15	2.5	2	3.375	**c.v**
S10-S14	4.15	2	2.4	3.3	**c.v**
S3-S6	3.70	2.2	2.5	3.525	**c.v**
S6-S11	4.15	2.5	2.6	3.825	**c.v**
S11-S15	3.27	2.6	2.5	3.825	**c.n.v**
S15-S16	4.61	2.5	2.1	3.45	**c.v**
S15-S17	3.98	2.5	2	3.825	**c.v**
S15-S18	4.52	2.5	2	3.825	**c.v**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles dans le sens X : (S11-S12) et (S13 -S14), (S14-S15) et (S17-S18), et dans le sens Y il n'y pas a chevauchement (S2-S5) et entre les semelles (S11-S15) il y a t chevauchements, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

On propose nouvelle disposition pour les deux blocs présenter sur les schémas suivant :

Bloc A:

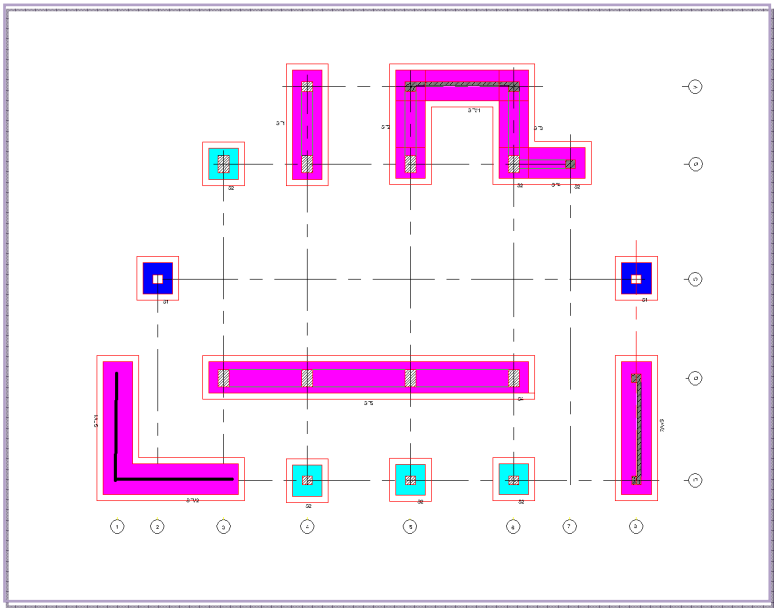


Figure VI.4. Disposition finale des semelles (bloc A)

Bloc B :

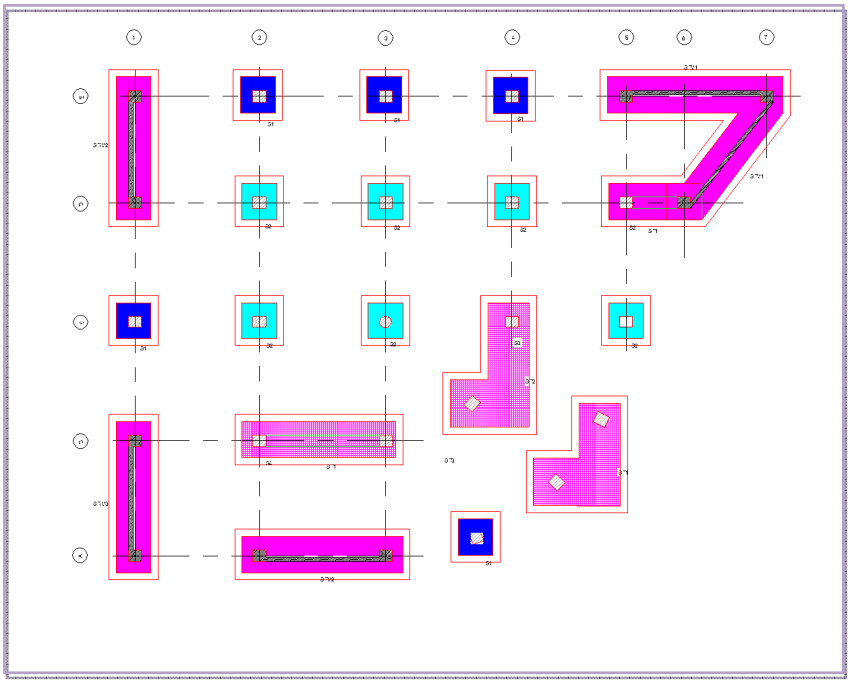


Figure VI.5: Disposition finale des semelles (bloc B).

VI.4.3.Calcul des semelles isolées sous poteau :

Bloc A :

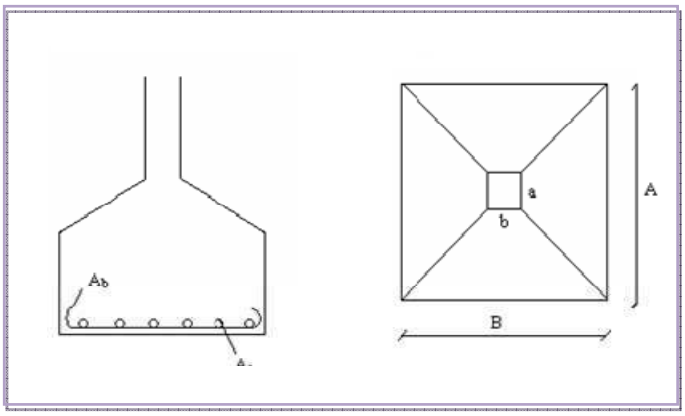


Figure VI.6: Schéma équivalent de Semelle isolée sous poteau.

- **Prédimentionnement :**

Nser= 1409.1kN

Mser= 1.61kN.m.

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} = 1.14$

Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 1.14\ mm \leq 41.66cm$**(C.V).**

Vu que $\mathbf{6e_0}$ est très faible, la répartition est forcément trapézoïdale.

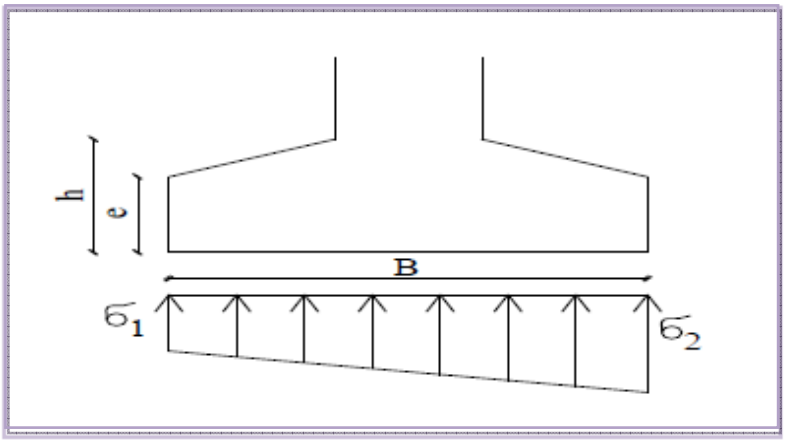


Figure VI.7: Schéma équivalent d'une semelle isolée.

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma sol$ Où $\sigma 1 = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = (1+6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2}$

$\sigma_m = \frac{3\sigma 1+\sigma 2}{4} = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2} \leq \sigma sol \Rightarrow \sigma_m B^3 - NB - 3e0N \geq 0$

A.N : 240 B^3 -882.1B- 9.791 ≥0 ⇒B =1.97m, Donc, on prend : **B = 2.50 m**.

On a **A=B = 2.50 m.**

- **Vérification de la capacité portante :**

Il faut vérifier que : $\sigma_m = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2} \leq \sigma sol = 0.24MPa$

σ1=0.15 MPa

σ2=0.16 MPa²

$\sigma_m = 0.15 \leq \sigma sol = 0.24MPa$

Tableau VI.7:Vérification de la capacité portante pour la semelle " S1"(bloc A).

Combinaisons	N (kN)	M (kN.m)	e_0 (mm)	σ_m(MPa)	vérification
G + Q + Ex	960.83	7.31	7.61	0.1551	**C.V**
G + Q + Ey	935.19	3.19	3.41	0.1502	**C.V**
0.8 G + Ex	666.15	7.68	11.52	0.1080	**C.V**
0.8 G + Ey	640.52	4.59	7.17	0.1033	**C.V**

- **Calcul ferraillage de la semelle :**
  - **Vérification à A l'ELU :**

Nu =1359.52 KN Mu =12.60 KN.m

$e_0 = \frac{Mu}{Nu}$=0.01m=1.00cm

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow$ 1.00cm≤ 13.88cm **(C.V)**

Donc la méthode des bielles est applicable.

$N'_u = N_u(1+3\frac{e0}{B}) \Rightarrow N'_u$=1982.46 kN

Hauteur totale: h = d + c ⇒ **h = 68 cm**

Hauteur du patin :$\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$et e ≥ 6 ϕ + 6 ⇒ e **=25 cm**

$A_a = \frac{N'_u(A-a)}{8da.\sigma_s} \Rightarrow A_b = A_a = 32.56cm^2$

- **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée préjudiciable.

$A_b = \frac{\mathbf{Nser(B-b)}}{\mathbf{8db.\sigma_s}} = \mathbf{23.14cm^2}$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S,

S1: $A=23.14cm^2 \Rightarrow$ **Aadop= 21T12=23.75**$cm^2 \Rightarrow$ **esp=13 cm**

Les même étapes Pour les semelles**s2**et après le calcule on adoptera le ferraillage suivant:

S2: $A=18.61cm^2 \Rightarrow$ **Aadop= 17T12=19.23**$cm^2 \Rightarrow$ **esp=14 cm**

Tableau VI.8: Ferraillage de la semelle isolée (bloc A).

semelle	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adop}	Esp(cm)
S1(2.5*2.5*0.55)	23.14	**21T12=23.75**	13
S2(2.5*2.5*0.55)	18.61	**17T12=19.23**	14

- **Calcul de longueur des barres :**

La longueur des barres suivant A et égale suivant B puisque on a (A=B):

La contrainte admissible d'adhérence est : τ_s= 2.8 MPa

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s} \rightarrow l_s = \frac{1.2*400}{4*2.8}$ =**42.85 cm**

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.$\Rightarrow \frac{260}{8} = 32.5 \leq 42.85 \text{ cm} \leq 75cm$
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Bloc B :

- **Prédimentionnement :**

S1 (2.2*2.2*0.50) m^3 ; S4 (2.4* 2.4 *0.55) m^3.

- **Calcul ferraillage de la semelle :**

Nser= 1037.99kN

Mser= 1.42kN.m.

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} = 1.36$

$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 1.36mm \leq 36.66mm$ **(C.V)**

On doit vérifier que : $\sigma m \leq \sigma sol$ Où $\sigma 1 = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2}$; $\sigma 2 = (1+6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2}$

$\sigma_m = \frac{3\sigma 1+\sigma 2}{4} = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2} \leq \sigma sol \Rightarrow \sigma_m B^3 - NB - 3e0N \geq 0$

A.N : $240\ B^3 - 782.1B - 8.791 \geq 0 \Rightarrow B = 1.97m$, Donc, on prend : **B = 2.20m**.

On a **A=B = 2.20 m.**

- **Vérification de la capacité portante :**

Il faut vérifier que : $\sigma_m = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2} \leq \sigma sol = 0.24MPa$

$\sigma 1 = 0.15$ MPa

$\sigma 2 = 0.16$ MPa

Tableau VI.9:Vérification de la capacité portante pour la semelle "

Combinaisons	N (kN)	M (kN.m)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q + Ex	987.83	6.61	7.61	0.145	**C.V**
G + Q + Ey	985.65	3.19	3.11	0.178	**C.V**
0.8 G + Ex	556.15	7.68	13.52	0.108	**C.V**
0.8 G + Ey	640.12	4.59	7.45	0.130	**C.V**

$N_u = 1354.8$ KN $M_u = 10.67$KN.m

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.01m = 1.00cm$

$e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 1.00cm \leq 13.88cm$**(C.V)**

Donc la méthode des bielles est applicable.

$N'_u = N_u(1+3\frac{e0}{B}) \Rightarrow N'_u = 1379.92$ kN

Hauteur totale: h = d + c $\Rightarrow$ **h = 73cm**

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\phi + 6 \Rightarrow e =$ **25 cm**

$A_a = \frac{N'_u(A-a)}{8da.\sigma_s} \Rightarrow A_b = A_a =$ **17.45 cm²**

➢ **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée préjudiciable.

$A_b = \frac{Nser(B-b)}{8db.\sigma_s} = \mathbf{13.12cm^2}$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S,

S1: A=13.12cm^2 ⇒ **Aadop= 12T12=13.57**cm^2 ⇒ **esp=18cm**

Les même étapes Pour les semelles**s4**et après le calcule on adoptera le ferraillage suivant:

S2: A=19.15cm^2 ⇒ **Aadop= 17T12=19.23**cm^2 ⇒ **esp=14cm**

Tableau VI.10: Ferraillage de la semelle isolée (bloc B).

semelle	A_{cal}(cm²)	A_{adop}	Esp(cm)
S1 (2.2*2.5*0.55)	13.12cm	**12T12=13.57**	18
S2 (2.5*2.5*0.55)	19.15cm	**17T12=19.23**	14

➢ **Calcul de longueur des barres :**

La longueur des barres suivant A et égale suivant B puisque on a (A=B):

La contrainte admissible d'adhérence est : τ_s= 2.8 MPa

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s} \Rightarrow l_s = \frac{1.2*400}{4*2.8}$ =**42.85 *cm***

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.$\Rightarrow \frac{240}{8} = 30 \leq 42.85\ cm \leq 75cm$
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

VI.4.4.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.

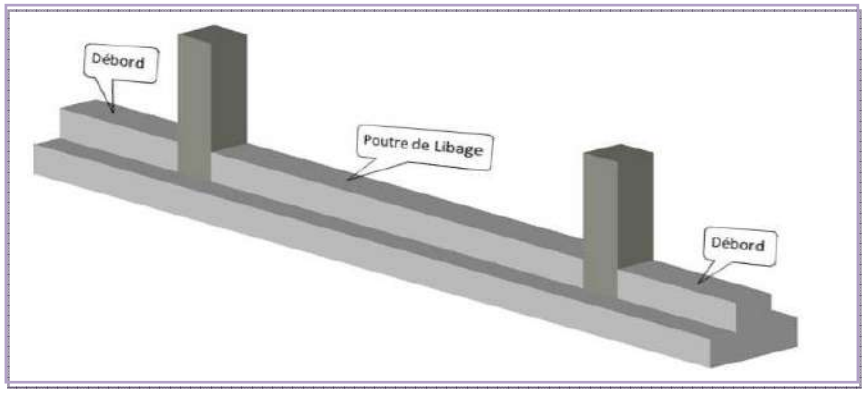


Figure VI.8: Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

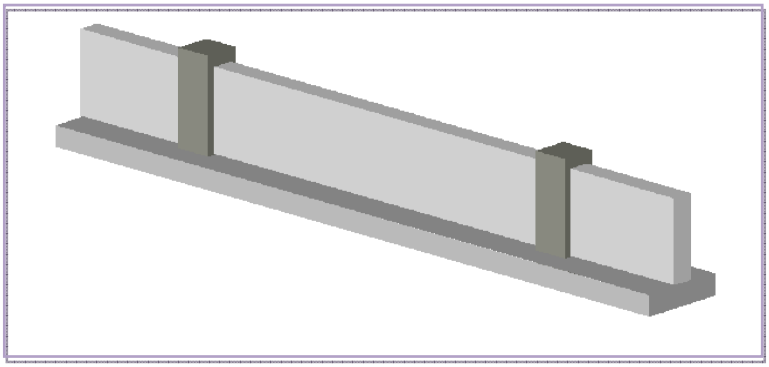


Figure VI.9: Schéma d'une semelle filante sous voile.

VI.4.4.1. Semelles filantes sous voile :

- **Dimensionnement:**

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme :

$$\mathbf{N = \frac{\sum N}{L}} \quad ; \quad \mathbf{M = \frac{\sum M}{L}}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux ;
- ∑M : est la somme des moments ;
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$\mathbf{B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}} \quad ; \mathbf{d \geq \frac{B-b}{4}} \quad ; \mathbf{h = d + c + \frac{\emptyset}{2}}$$

Bloc A :

Suivant X :

Tableau VI.11: Détermination de dimension des semelles suivant X (bloc A).

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$(m)	B_{choisi}(m)	d(m)	h (cm)
SFv1	5.75	1140.16	15	2.260	2.4	0.47	50
SFv2	5.86	1070.725	15	2.281	2.4	0.47	50

Suivant Y :

Tableau VI.12:Détermination de dimension des semelles suivant Y (bloc A).

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$(m)	B_{choisi}(m)	d(m)	h (cm)
SFv1	5.7	712.875	15	1.45	1.8	0.32	35
SFv2	5.7	1483.35	15	2.58	2.9	0.62	65

Bloc B :

Suivant X :

Tableau VI.13 : Détermination de dimension des semelles suivant X(bloc B).

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$(m)	B_{choisi}(m)	d(m)	h (cm)
SFv1	6.17	755.22	15	1.182	1.4	0.27	30
SFv2	5.89	1291.09	15	2.211	2.5	0.52	55

Suivant Y :

Tableau VI.14 : Détermination de dimension des semelles suivant Y (bloc B).

Semelle	L(m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	B calculée(m)	B_{choisi}(m)	d (m)	h (cm)
SFv1	6.19	566.18	15	0.973	1.3	0.22	25
SFv2	5.2	1041.45	15	1.899	2.1	0.42	45
SFv3	5.5	962.05	15	1.485	1.9	0.37	40

- **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Bloc A

Suivant X :

Tableau VI. 15 : Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (bloc A)

Semelle	L(m)	B(m)	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ voiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{cal} (MPa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SFv1	5.75	2.4	1140.16	172.5	10.587	201.373	0.219	0.24	**C.V**
SFv2	5.86	2.4	1070.725	175.8	10.587	201.373	0.232	0.24	**C.V**

Suivant Y :

Tableau VI. 16: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (bloc A) .

Semelle	L(m)	B(m)	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ voiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{cal} (MPa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SFv1	5.7	1.8	712.875	89.775	12.856	183.393	0.220	0.24	**C.V**
SFv2	5.7	2.9	1483.35	268.612	8.318	191.184	0.234	0.24	**C.V**

Bloc B

Suivant X :

Tableau VI.17:Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (bloc B).

Semelle	L (m	B (m)	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ voiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{cal} (MPa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SFv1	6.17	1.4	754.37	64.785	11.25	151.029	0.208	0.24	**C.V**
SFv2	5.89	2.5	1291.09	202.468	8.125	194.780	0.235	0.24	**C.V**

Suivant Y :

Tableau VI.18 : Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous voile (bloc B).

Semelle	L (m	B (m)	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ voiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{cal} (MPa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SFv1	6.19	1.3	566.18	50.293	11.875	148.033	0.233	0.24	**C.V**
SFv2	5.2	2.1	1041.45	122.85	9.375	188.787	0.236	0.24	**C.V**
SFv3	5.5	1.9	962.05	104.5	10	182.194	0.235	0.24	**C.V**

- **Ferraillage des semelles filantes :**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

VI.4.4.2. Armatures principales :

$A=N\ (1+\frac{3e_{0b}}{B})\ (\frac{B-b}{8.d.\sigma_s})$; $ESP = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$

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 :

BlocA :

R=5 ⇒M≠0

$e_0a \leq$ A/18 **C.V**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles a l'ELU et L'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Armatures de répartition : Arép $= \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$ ESP $= \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Bloc A :

Suivant X :

Tableau VI.19: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocA).

	Nser (kN)	N'ser (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	1140.16	1147.29	C.V	2.34
SFv2	1070.725	1088.52	C.V	2.23

Tableau VI.20: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocA).

	Nu (kN)	N'u (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	1682.71	1698.81	C.V	3.20
SFv2	1598.11	1554.67	C.V	2.59

Suivant Y :

Tableau VI.21: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocA).

	Nser (kN)	N'ser (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	712.875	1104.59	C.V	2.22
SFv2	1483.35	1582.63	C.V	3.19

Tableau VI.22: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocA).

	Nu (kN)	N'u (kN)	$e_{0_{EIS}}$<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	1046.4	1198.123	C.V	2.56
SFv2	2221.68	2376.198	C.V	4.26

BlocB :

Suivant X :

Tableau VI.23: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocB).

	Nser (kN)	N'ser (kN)	$e_{0_{EIS}}$<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	754.37	1033.70	C.V	1.17
SFv2	1291.09	1300.38	C.V	2.98

Tableau VI.24: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocB).

	Nu (kN)	N'u (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	984.395	1045.789	C.V	2.90
SFv2	1656.03	1712.456	C.V	3.90

Suivant Y :

Tableau VI.25: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELS (blocB).

	Nser (kN)	N'ser (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm^2)
SFv1	566.18	589.65	C.V	1.20
SFv2	1041.45	1148.12	C.V	2.7
SFv3	962.05	1053.79	C.V	2.44

Tableau VI.26: Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU (blocB).

	Nu (kN)	N'u (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm2)
SFv1	693.975	723.345	C.V	1.81
SFv2	1269.48	1300.23	C.V	2.95
SFv3	1235.37	1289.34	C.V	1.89

VI.4.4.3.Armatures de répartition :

$A_{rép}$ =A.B/4

ESP = $\frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$

Récapitulation :

Bloc A :

Suivant X

Tableau VI.27: Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (bloc A).

	Aa (cm^2)	Aa final (cm^2)	$A_{rep\ final}$ (cm)	Sa (cm)	S rep (cm)
SFv1	3.20	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13
SFv2	2.59	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13

Suivant Y :

Tableau VI.28: Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (bloc A).

	Aa (cm^2)	Aa final (cm^2)	$A_{rep\ final}$ (cm)	Sa (cm)	S rep (cm)
SFv1	2.56	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13
SFv2	4.26	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13

BlocB :

Suivant X

Tableau VI.29: Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (blocB).

	Aa (cm^2)	Aa final (cm^2)	$A_{rep\ final}$ (cm)	Sa (cm)	S rep (cm)
SFv1	2.90	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13
SFv2	3.90	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13

Suivant Y :

Tableau VI.30: Ferraillage final des semelles filantes sous voile et leur espacement (bloc B).

	$A_a(cm^2)$	A_a final (cm^2)	$A_{rep\ final}$ (cm)	Sa (cm)	S rep (cm)
SFv1	1.81	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13
SFv2	2.95	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13
SFv3	2.44	8HA10=6.24	7HA10=5.46	12	13

VI.4.5.Poutre de libage :

- **Dimensionnement:**

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai 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 = 10818.87 MPa).

L : La plus grande travée dans la fille (bloc A et bloc B).

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

I : Moment d'inertie de la semelle,($I=b.hp^3/12$).

hp : la hauteur de la poutre de libage.

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Bloc A :

Tableau VI.31: Dimensionnement de la poutre de libage (blocA).

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL4	0.55	3.65	0.80	2346666.667	4.08	oui

Bloc B :

Tableau VI.32: Dimensionnement de la poutre de libage (blocB).

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I (cm^4)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL5	**0.50**	**3.89**	**0.80**	2133333.333	4.15	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 :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Bloc A :

Tableau VI.33:Détermination des valeurs de q de la poutre de libage (blocA).

Poutre de libage	∑ *N* (ELU) KN	∑ *N* (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL5	10638.85	7629.09	11.25	678.141	945.67

Bloc B :

Tableau VI.34:Détermination des valeurs de q de la poutre de libage (blocB).

Poutre de libage	∑ N(ELU) KN	∑ *N* (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2	q_{ser} (KN/m^2)
PL4	2396.905	1815.33	3.89	616.170	466.665

VI.4.5.1.Calcul des moments :

- **En appuis :**

À l'ELU:

$$\mathbf{Ma} = -\frac{\mathbf{q_u} * (\mathbf{l_w'^2} + \boldsymbol{\gamma}\mathbf{l_e'^2})}{\mathbf{8.5} * (\mathbf{1} + \boldsymbol{\gamma})}$$

À l'ELS :

$$\mathbf{Ma} = -\frac{\mathbf{q_{ser}} * (\mathbf{l_w'^2} + \boldsymbol{\gamma}\mathbf{l_e'^2})}{\mathbf{8.5} * (\mathbf{1} + \boldsymbol{\gamma})}$$

- **En travées :**

À l'ELU:

$$\mathbf{Mt} = \mathbf{M_0} - \frac{\mathbf{M_e} + \mathbf{M_w}}{\mathbf{2}}$$

À l'ELS :

$$\mathbf{Mt} = \mathbf{M_0} - \frac{\mathbf{M_e} + \mathbf{M_w}}{\mathbf{2}}$$

Bloc A

Tableau VI.35:Détermination des moments de la poutre de libage (blocA).

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL5	598.36	419.070	580.22	340.11

Bloc B

Tableau VI.36:Détermination des moments de la poutre de libage (blocB).

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL4	500.18	396.71	416.93	301.96

VI.4.5.2.Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A

Tableau VI.37: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU (blocA).

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	choix
PL1	**Travée**	419.070	72	16.4	10HA16=20.11
	appui	598.36	72	24	12HA16=24.15

Bloc B

Tableau VI.38: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU (bloc B).

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	choix
PL1	**Travée**	396.71	72	15.6	8HA16=16.08
	appui	500.18	72	19.9	10HA16=20.11

Bloc A

Tableau VI.39: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS (blocA).

élément		Mser (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	choix
PL5	**Travée**	340.11	72	12.1	8HA14=12.32
	appui	580.22	72	21.1	12HA16=24.13

Bloc B

Tableau VI.40: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS (bloc B).

élément		Mser (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	choix
PL4	**Travée**	301.96	72	10.7	6HA16=12.06
	appui	416.93	72	16.08	8HA16=16.08

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

$[\sigma_b]$= 15Mpa

$[\sigma_s]$= 202Mpa

Bloc A :

Tableau VI.41:Vérification des contraintes à l'E.L.S (bloc A).

Elément	A_{ELU} (cm2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Appui	24.13	580.22	12.7	202	**C.V**
Travée	20 .11	340.11	7.4	202	**C.V**

Bloc B:

Tableau VI.42:Vérification des contraintes à l'E.L.S (bloc B) .

Elément	A_{ELU} (cm2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Appui	20.11	416.93	9.7	202	**C.V**
Travée	16.08	301.96	7.6	202	**C.V**

VI.4.5.3.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.4.5.4.Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Bloc A :

Tableau VI.43: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (bloc A).

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	A_t (cm^2)	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	1031.37	0.34	2.5	6HA8=3.02	10	15

Bloc B:

Tableau VI.44:Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (bloc B).

Elément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	A_t (cm^2)	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	1198.45	0.33	2.5	6HA8=3.02	10	15

VI.5.5 Semelles filantes sous poteau :

- **Dimensionnement:**

Bloc A :

Tableau VI.45: Dimensionnement des semelles filantes sous poteau (bloc A).

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$ (m)	B_{choisi} (m)	d (m)	h (cm)
SFp1	4.7	2656.41	55	2.498	2.7	0.53	60
SFp2	4.7	2018	55	1.791	2.1	0.39	45
SFp3	4.7	1780.22	55	1.071	1.1	0.14	20
SFp4	3.85	1966.48	55	2.264	2.5	0.48	55
SFp5	13.35	7629.09	55	2.507	2.7	0.54	60

Bloc B :

Tableau VI.46:Dimensionnement des semelles filantes sous poteau (bloc B).

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	b (cm)	$B_{calculée}$ (m)	B_{choisi} (m)	d (m)	h (cm)
SFp1	3.52	1011.67	50	1.198	1.5	0.25	30
SFp2	4.77	1343.705	50	1.791	2.1	0.40	45
SFp3	4.7	1208.25	50	1.071	1.3	0.20	25
SFp4	5.89	1815.33	50	1.284	1.5	0.25	30
SFp5	4.17	1708.83	50	1.707	2.00	0.38	45

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\sigma \leq \sigma_{sol}$ Avec :

$$\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$$

Bloc A :

Tableau VI.47: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux (Bloc A)

Semelle	L (m)	B (m)	Nser (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ (Mpa)	σ_{adm} MPa	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SFp1	4.7	2.7	2656.41	190.35	9 .075	194.181	0 .240	0.24	C.V
SFp2	4.7	2.1	2018	111.03	11.34	188 .787	0.236	0.24	C.V
SFp3	4.7	1.1	1780.22	25.85	15 .12	131.851	0.235	0.24	C.V
SFp4	3.85	2.5	1966.48	132.34	9.831	194.780	0.239	0.24	C.V
SFp5	13.3	2.7	7629.09	340.67	18 .15	194.181	0 .238	0.24	C.V

Bloc B :

Tableau VI.48:Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux (Bloc B).

Semelle	L (m)	B (m)	Nser (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ (Mpa)	σ_{adm} MPa	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SFp1	3.52	1.5	1011.67	39.6	11.25	161.81	0.232	0.24	C.V
SFp2	4.77	2.1	1343.70	112.69	9.375	188 .78	0.236	0.24	C.V
SFp3	4.7	1.3	1208.25	38.187	11.875	148.03	0.230	0.24	C.V
SFp4	5.89	1.5	1815.33	66.262	11.25	161.81	0.233	0.24	C.V
SFp5	4.17	2.00	1708.83	93 .825	9.375	179.79	0.240	0.24	C.V

- **Vérification du chevauchement des semelles filantes :**

Bloc A :

Tableau VI.49:Vérification du chevauchement entre les semelles filantes sous poteaux (Bloc A).

Suivant	L(m)	B1	B2	L-[(B1+B2)/2](cm)	L-[(C1+C2)/2]>50(cm)
SFp1-SFp2	4.7	2.7	2.1	230	C.V
SFp2-SFp3	4.7	2.1	1.1	310	C. V
SFp1-SFp5	5.25	2.7	2.7	255	C. V

- **Calcul du ferraillage :**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et L'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Bloc A :

Tableau VI.50: Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS (blocA) .

Suivant	Nser (kN)	N'ser (kN)	$e_{0_{EIS}}$<A/18	Aa (cm^2)
SFp1	2656.41	2662.51	C.V	5.62
SFp2	2018	2113.04	C.V	4.18
SFp3	1780.22	1787.13	C.V	3.66
SFp4	1966.48	1978.50	C.V	4.16
SFp5	7629.09	7823.20	C.V	15.84

Tableau VI.51: Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU (blocA).

Suivant	Nu(KN)	N'u (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm2)
SFp1	3672.23	3781.19	C.V	7.76
SFp2	2864.23	2950.18	C.V	5.94
SFp3	1471.71	1481.26	C.V	2.87
SFp4	2721.36	2845 .11	C.V	5.81
SFp5	10638.85	10646.09	C.V	18.35

Bloc B :

Tableau VI.52: Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELS (blocB).

Suivant	Nser (kN)	N'ser (kN)	$e_{0_{EIS}}$<A/18	Aa (cm²)
SFp1	1011.67	1030.75	C.V	2.11
SFp2	1343.705	1354.18	C.V	2.47
SFp3	1208.25	1221.32	C.V	2.04
SFp4	1815.33	1876.06	C.V	3.72
SFp5	1708.83	1720.43	C.V	3.18

Tableau VI.53. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à l'ELU (blocB).

Suivant	Nu(KN)	N'u (kN)	e_{0EIS}<A/18	Aa (cm2)
SFp1	1310.54	1325.18	C.V	2.56
SFp2	2709.78	2720.73	C.V	5.45
SFp3	1595.92	1600.01	C.V	2.90
SFp4	2396.90	2402.81	C.V	5.22
SFp5	2206.14	2220.15	C.V	5.09

Récapitulation :

Bloc A :

Tableau VI.54:Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux (bloc A).

Suivant	Aa (cm²)	Aa final (cm2)	$A_{rep\ final}$	Esp (cm)
SFp1	7.76	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp2	5.94	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp3	2.87	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp4	5.81	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp5	18.35	17HA12=19.23	5HA12	15

Bloc B:

Tableau VI.55: Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux (bloc A).

Suivant	A_a (cm^2)	A_a final (cm2)	$A_{rep\ final}$	Esp (cm)
SFp1	2.56	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp2	5.45	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp3	2.90	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp4	5.22	7HA12=7.92	5HA12	15
SFp5	5.09	7HA12=7.92	5HA12	15

VI.6.Ferraillage des longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

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 :

$F= (N/ \alpha) \geq 20$ KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas α=12(Zone II)

❖ **La section choisie :** 30*30 cm^2

Situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

VI.6.1.Recommandation des règlements :

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►►** [Art 10.1.1] **◄◄** [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

❖ **Selon le CBA93 ►►** [A.7.1.2] **◄◄** [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\,(cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Bloc A :

Tableau VI.56: Ferraillage longitudinal des longrines (blocA).

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	**2458.8**	**204.9**	**5.88**	6HA12=6.78	**0.9**	**4.5**	C.V

Bloc B :

Tableau VI.57: Ferraillage longitudinal des longrines (blocB).

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	**1654.59**	**137.88**	**3.96**	6HA12=6.78	**0.9**	**4.5**	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 M_{ser} :

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 202Mpa,

et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Bloc A :

Tableau V.58:Vérification de contrainte à l'ELS des longrines (blocA).

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	1760.54	146.71	6.78	201.6	202	C.V

***Bl*oc B :**

Tableau V.59:Vérification de contrainte à l'ELS des longrines(bloc B).

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	1244.72	103.72	6.78	201.6	202	C.V

- **Armatures transversales** :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par [1] : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄qui doit être inférieur au Min (20cm, 15 Φ).

Pour les deux blocs A et B on a :

- **section**

$\Phi_t \geq \frac{\Phi 1}{3} = \frac{12}{3} = 4mm$

On adopte $\Phi_t = 8mm$

At = 4ϕ8 = 2.01 cm.

- **Escarpement**

S_t=min [20cm ; 15Φ_1] = min [20cm ;18cm]

On adopte St = 15 cm.

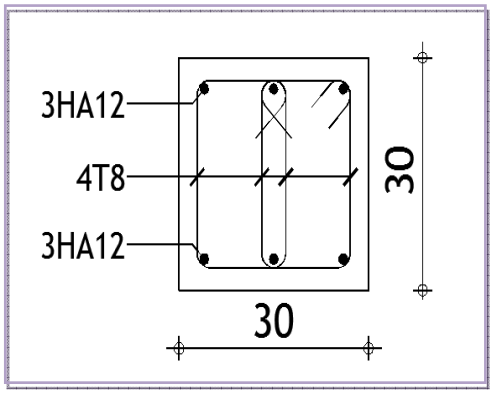


Figure VI.10: Ferraillage des longrines du bloc A et B.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, en l'occurrence la préparation d'un diplôme de master, nous a autorisé à mettre en pratique toutes nos perceptions acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les données de la documentation technique et réglementaire, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception nouvelle des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il souhaitable de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très utile que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration. dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée afin de parvenir à résoudre les difficultés rencontrées sur le terrain et afin d'arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

En définitive, la visée essentielle et l'objectif principal de l'ingénieur inventeur est de diminuer le risque sismique à un degré minimal et de rendre accessible l'exécution de l'ouvrage en optant une conception optimale qui enchante les nécessités architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on ferra autant que possible pour avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Référence bibliographique

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne **R.P.A99.**
  (Document Technique Réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures **CBA93.**
  (Document Technique Réglementaire **D.T.R-B.C.2.41**).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations **D.T.R -B.C.22.**
- [4] :**BAEL 91**

Manuels techniques :

- cours de formation et cous Béton Armé de monsieur «**BOUKENDAKDJI** »
- cours de Béton Armé IUP GCI3 option OS Année 2004/05Olivier Gagliardini

Logiciels :

- AUTOCAD 2010
- Microsoft Excel 2010
- SAP 2000 v17
- ROBOT EXPERT 2010