REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEYAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment contreventé par des voiles en béton armé à usage d'habitation, en Sous-Sol + RDC + 6 Etages, implanté dans une zone de forte sismicité

Etudié par:

BENROUISSI Mohamed Abdellah

YOUSFI Mohamed Imed Eddine

Encadré par :

DR. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2019

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. ……6

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux). …8

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux). …9

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine). …9

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine). …9

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 10

Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison. ……..10

Tableau II.7 : Evaluation de la charge exploitation. 10

Tableau II.8 : Prédimensionnement des poutres. ……...11

Tableau II.9 : Capacité portante $\overline{N}$ pour chaque section de poteau……12

Tableau.II.10 : Charges permanentes cumulées des surfaces reprises. …….13

Tableau II.11 : Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises. ……...14

Tableau II.12 : Vérification de l'effort normal des poteaux. ……15

Tableau II.13 : Vérification des sections selon le RPA99 version2003.....15

Tableau II.14 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.....16

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté. ……...18

Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées…….21

Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée. …….22

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS. ……....22

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU. …….23

Tableau III.6 : Vérification de la flèche. ……..23

Tableau III.7 : Combinaisons des charges de la dalle pleine. ……25

Tableau III.8 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine. ……...25

Tableau III.9 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine……...26

Tableau III.10 : Vérification contrainte du béton à ELS……26

Tableau III.11 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELU……..26

Tableau III.12 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine. ……..26

Tableau III.13 : Charges permanentes de la dalle machine. ……...27

Tableau III.14 : Les charges concentrées. ……..27

Tableau III.15 : Combinaisons des charges de la dalle machine. …….28

Tableau III.16 : Calcul de ferraillage de la dalle machine……..28

Tableau III.17 : Vérification contrainte du béton à ELS. …….29

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELU. ……...29

Tableau III.19 : Charges permanentes de la paillasse. ……..30

Tableau III.20 : Charges permanentes du palier repos. ……..30

Tableau III.21 : Combinaisons des charges de l'escalier. ……31

Tableau III.22 : Calcul les armatures longitudinales de l'escalier. ……..…31

Tableau III.23 : Calcul des armatures de répartitions de l'escalier……....32

Tableau III.24 : Vérification des contraintes pour escalier à ELS. ……...32

Tableau III.25 : Vérification des contraintes de cisaillement pour escalier à ELS. ……..32

Tableau III.26 : Vérification de la flèche escalier. ……....32

Tableau III.27 : la nouvelle Vérification de la flèche escalier. ……32

Chapitre IV

Etude dynamique

Tableau VI.1 : Centre de masse et centre de torsion. ……...34

Tableau VI.2 : Excentricité suivant les deux directions. ……...35

Tableau VI.3 : Facteur de qualité. ……37

Tableau VI.4 : Comportement des trois premiers modes……...37

Tableau VI.5 : Dissipation d'énergie de la structure. ……38

Tableau VI.6 : Les valeurs de la force sismique. 39

Tableau VI.7 : Vérifications de la résultante des forces sismiques de calcul. ……..39

Tableau VI.8 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement. ……40

Tableau VI.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X. ……41

Tableau VI.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. ……....42

Tableau VI.11 : Vérification de l'effet P-Δ. ……....42

Tableau VI.12 : Vérification de cisaillement des poutres. …….....43

Tableau VI.13 : Vérification de cisaillement des voiles. ……43

Tableau VI.14 : Vérification de l'effort normal réduit. Suivant X. ……44

Tableau VI.15 : Vérification de l'effort normal réduit. Suivant Y. ……44

Tableau VI.16 : Dimensions finales des éléments. …….....45

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : La section calculée d'armatures des poutres. …….....46

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres. …….....46

Tableau V.3 : La section calculée et choisie d'armatures de poutre principal. ……...47

Tableau V.4 : vérification des contraintes des poutres à L'ELS. ……....47

Tableau V.5 : vérification de section d'armature. ……...47

Tableau V.6 : vérification de la fléché pour la poutre principale. ……...48

Tableau V.7 : vérification de la fléché pour la poutre secondaire (porteuse). ……48

Tableau V.8 : vérification de la fléché pour la poutre secondaire. ……..……...48

Tableau V.9 : vérification des contraintes de cisaillement. ……48

Tableau V.10 : La section d'armatures transversales. …….....49

Tableau V.11 : La section d'armatures des poteaux. …….....52

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à L'ELS …….....53

Tableau V.13 : La section d'armatures transversales des poteaux et l'espacement.....54

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X)……57

Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y) 58

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X) 59

Tableau V.17 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y) …...60

Tableau V.18 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X). ……61

Tableau V.19 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)……..62

Tableau V.20 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X)…….....63

Tableau V.21 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y). ……64

Tableau V.22 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X). …..65

Tableau V.23 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y). …..66

Tableau V.24 : Choix de la méthode de calcul (Suivant X). …….68

Tableau V.25 : Choix de la méthode de calcul (Suivant Y). …….69

Tableau V.26 : La section d'armatures des linteaux (Suivant X)……...69

Tableau V.27 : La section d'armatures des linteaux (Suivant Y). …….69

Tableau V.28 : La section d'armatures des linteaux (Suivant X). …….70

Tableau V.29 : La section d'armatures des linteaux (Suivant Y). …….....70

Chapitre VI

Calcul des fondations

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. ……..74

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Sens-Y).……...75

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS (Sens- X). ……75

Tableau V.4 : La section calculée et choisie des armatures de la semelle filante……..76

Tableau V.5 : La section calculée et choisie des armatures de la poutre de libage……77

Tableau V.6 : vérification des contraintes de la poutre de libage à L'ELS……78

Tableau V.7 : vérification la section minimale de la poutre de libage. …….78

Tableau V.8 : vérification des contraintes de cisaillement de la poutre de libage…….78

Tableau V.9 : vérification de la fléché pour la poutre de libage……78

Tableau V.10 : La section d'armatures transversales de la poutre de libage…….78

Tableau V.11 : La section calculée et choisie des armatures de rideau…….82

Tableau V.12 : vérification des contraintes de rideau à L'ELS……82

Tableau V.13 : vérification des contraintes de cisaillement de rideau……..82

Tableau V.14 : La section calculée et choisie des armatures de la semelle……...83

Tableau V.15 : vérification des contraintes de cisaillement de la semelle……...83

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures des poutres…….……...84

Tableau V.17 : vérification des contraintes des poutres à L'ELS……..……...84

Tableau V.18 : Calcul des armatures et leur espacement dans les longrines…….…...85

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié….....02

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité……..13

Figure II.2 : Dimensions à respecter par les poutres……...16

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent…….....18

Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère……..18

Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles et les dimensions des travées…..20

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC……....20

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher : terrasse et EC…..20

Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC……...20

Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC. ……..21

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse et EC.....21

Figure III.9 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.....21

Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.....22

Figure.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse.....23

Figure.III.12 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant.....23

Figure III.13 : Disposition des armatures de la dalle de compression…..…….24

Figure III.14 : Les dimensions de la dalle pleine……..……..25

Figure III.15 : Les dimensions de la dalle machine. ……..27

Figure III.16 : Ligne de rupture pour la dalle machine. …….28

Figure III.17 : Dimensions de l'escalier. …….....29

Figure III.18 : chargement de l'escalier. ……31

Figure III.19 : Diagrammes des moments à ELU et à ELS avec l'effort tranchant.....31

Chapitre IV

Etude dynamique

FigureIV.1 : Disposition des voiles avec le centre de masse et le centre de rigidité.....35

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Dessin de ferraillages des poutres principales…….....49

Figure V.2 : Dessin de ferraillages des poutres secondaires.....50

Figure V.3 : Dessin de ferraillages des poutres secondaires (porteuse).....50

Figure V.4 : Zone nodale.....51

Figure V.5 Ferraillages des poteaux.....55

Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....57

Figure V.7 : Armatures du linteau selon RPA99.....68

Chapitre VI

CACLCUL DES FONDATIONS

Figure VI.1 : regroupement des semelles.....73

Figure VI.2 : sens des semelles filantes avec leur dimensionnement.....76

Figure VI.3 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage.....79

Figure VI.4 : Dimensionnement mur de soutènement.....79

Figure VI.5 ferraillage des longrines.....84

ABREVIATIONS ET NOTATIONS

MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_t : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d'armature horizontales.

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

A_d : Section d'armature diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : 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.

I_e: Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : poids.

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.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature transversale.

S_v : Espacement de cours d'armature transversale.

MAJISCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

MINUSCULES ROMAINES :

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 vérifié.

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي +ستة طوابق) ذات إستعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية الجزائر (الابيار) المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة. قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية بإستعمال تقنية حساب الهياكل بإستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage habitation, en sous-sol + RDC + 6 étages, qui sera implanté à la willaya d'Alger (El Biar), classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basé sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «SAP2000 V20.2.0»

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

Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project consists in studying a reinforced concrete structure for residential use of (underground + ground floor + 6 floors) which will be implanted in the province of Medea, classified as a zone of high seismicity (Zone III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The dimensioning and calculation of the reinforcement of all resistant elements was established in accordance with the Algerian current regulations (RPA version 2003) and (CBA 93) .

The dynamic study was established according to the numerical method based on the finite element method with the help of software «SAP2000 V20.2.0».
Finally we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

INTRODUCTION GENERALE

La conception parasismique d'une structure est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements. En revanche, il ne faut pas oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins de structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en sous-sol+RDC+6étages, implanté à Alger (El Biar) classée comme une zone de haute sismicité (zone III), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier les poutrelles et les dalles pleine).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé ou en charpente métallique est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. A cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation avec un parking. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un sous-sol + Un rez-de-chaussée (RDC) + six étages. Il sera implanté à Alger (El Biar), classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2], ainsi qu'au RPA99 [1].

I.3. Dimensions du bâtiment

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

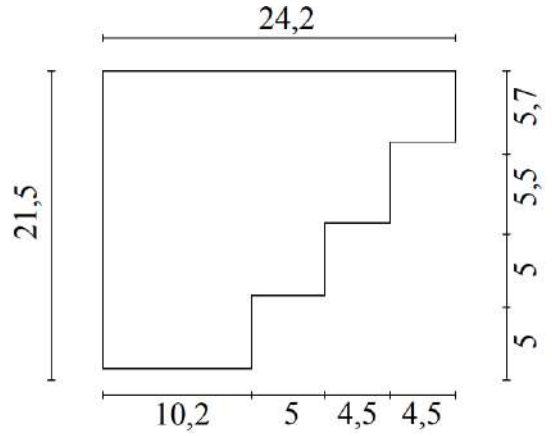


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur du sous-sol : **4,08 m**
- Hauteur de RDC et des étages courants : **3,06 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **25,50 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors les RPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier à trois volets .

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. 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 à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. 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.

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

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

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \qquad \text{Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 500	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA *« fe* = 400*MPa »*
  - Transversales : RL *« fe*=235 *MPa »* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe* = 500*MPa »*

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT DE LA STRUCTURE

II.1. Introduction

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A 93.

II.2. Prédemensionnement du plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle préfabriquées) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression. Il est prédimensionnemenné par la condition suivante :

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

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

Pour notre cas : L= 510 cm.

$$20{,}4 \leq \text{ht} \leq 25{,}5$$

On prend : ht = 24 cm

tel que $\text{ht} = \text{d} + \text{e} \Rightarrow$ ht = 20+4 cm.

d: l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

II.2.2. Planchers dalles pleines

a) Critère de résistance

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{\text{Lx}}{35} \leq \text{e} \leq \frac{\text{Lx}}{30}$$

Lx : la plus grande portée mesurée entre axe.

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure lx = 330 cm.

$$\frac{330}{35} \leq e \leq \frac{330}{30} \Rightarrow 9{,}42cm \leq e \leq 11\ cm$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{\text{Lx}}{45} \leq \text{e} \leq \frac{\text{Lx}}{40}$$

Avec : lx = 510 cm

$$\frac{510}{45} \leq e \leq \frac{510}{40} \Rightarrow 11{,}33\ cm \leq e \leq 12{,}75\ cm$$

b) Sécurité contre l'incendie

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

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

On choisit : e = 15 cm .

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Charge permanentes

II.3.1.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II.1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,04	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,20+0,04	3,20
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G =	**7,16**

b) Plancher courant

Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,20+0,04	3,20
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G =	**6,02**

II.3.1.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,05	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G =	**7,71**

b) Etage courant

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,04	0,40
3	Dalle pleine	0,15	3,75
4	Enduit de ciment	0,02	0,36
5	Mur simple cloison	0,10	1,62
		G =	**6,57**

II.3.1.3. Maçonnerie

II.3.1.3.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90
		G =	**1,62**

II.3.1.3.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90
3	Lame d'aire	-	-
		G =	**2,52**

II.3.2. Charges d'exploitations

Tableau II.7 : Evaluation de la charge exploitation.

№	Usage	Q (kN/m^2)	Article
1	Terrasse inaccessible	1	Art7 3,3 Dtr Bc2.2
2	Habitation	1,5	Art7 1 Dtr Bc2.2
3	Parking (Sous-sol)	2,5	Art7 3 Dtr Bc2.2

II.4. Prédimensionnement des poutres

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Tableau II.8 : Prédimensionnement des poutres.

	Poutre principale (cm)	Poutre secondaire (cm)
Conditions de résistance	L= 540 cm ⇒ 36cm ≤ h ≤ 54cm On adopte : **h = 40cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm On adopte : **b=30cm**	L= 480 cm ⇒ 32cm ≤ h ≤ 48cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 10,5cm ≤ b ≤ 24 ,5cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

- Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².
- Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.5. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, son rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations).

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

Selon l'Article B.8.4.1 du CBA93, 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 devienne :

$$N_u{}^* = 1.1N_u$$

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Calcul de la capacité portante $\overline{N}$ du poteau. - Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau. - Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 8.4.1].

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9 . \gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

Avec :

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000.

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau.

l_f: longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3,06 m pour tous les étages. Sauf Sous-sol , l_0=4,08 m.

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau.

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa , f_e=400 MPa , Situation durable (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15).

II.5.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

Tableau II.9 : Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Etage	Dimension *(cm²)*	B_r *(cm²)*	L_0(m)	l_f(m)	i (m)	λ	α	A_s *(mm²)*	$\bar{N}$
6éme	30x30	784	3,06	2,14	0,09	23,78	0,78	90	1156,86
5éme	35x35	1089	3,06	2,14	0,11	19,45	0,80	122,5	1647,42
4éme	35x35	1089	3,06	2,14	0,12	19,45	0,80	122,5	1647,62
3éme	40x40	1444	3,06	2,14	0,12	17,83	0,81	160	2211,08
2éme	40x40	1444	3,06	2,14	0,12	17,83	0,81	160	2211,08
1er	45x45	1849	3,06	2,14	0,13	16,46	0,81	202,5	2830,55
Rdc	45x45	1849	3,06	2,14	0,13	16,46	0,81	202,5	2830,55
Sous-sol	50x50	2304	4,08	2,86	0,14	20,42	0,91	250	3961,80

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

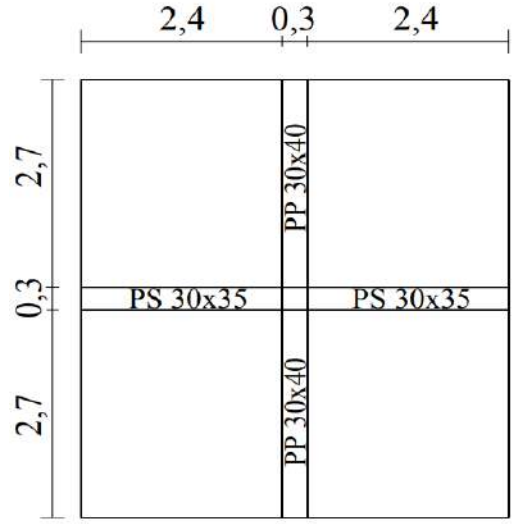


Figure II.1 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

- **Calcul de la surface reprise par le poteau :**

$S_{totale} = (2{,}40 + 0.30 + 2{,}40) * (2{,}70 + 0.3 + 2{,}70) \Rightarrow S_{totale} = 29{,}70\ m^2$

$S_{plancher} = (2{,}70 + 2.70) * (2{,}40 + 2{,}40) \Rightarrow S_{plancher} = 25.92\ m^2$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

II.5.1.3. Charges permanentes

$G_{étage} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

$Avec$: $G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$ Et : $G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25 kN/m^3$.

$G_{plancher}$= la charge permanente du plancher *$S_{plancher}$

Tableau.II.10 : Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

№ Etage	Gplancher (kN)	Gpp (kN)	Gps (kN)	Gpot(kN)	Gétage(kN)	Gcumulée(kN)
6éme	224,13	16,20	12,60	6,89	259,82	259,82
5éme	190,98	16,20	12,60	9,37	229,15	488 ,97
4éme	190,98	16,20	12,60	9,37	229,15	718,12
3éme	190,98	16,20	12,60	12,24	232,02	950,14
2éme	190,98	16,20	12,60	12,24	232,02	1182,16
1er	190,98	16,20	12,60	15,49	235,27	1417,43
RDC	190,98	16,20	12,60	15,49	235,27	1652,7
Sous-sol	190,98	16,20	12,60	25 ,50	245,28	1897,98

II.5.1.4. Charges d'exploitations

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression selon le RPA99

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) .

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$, =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations).

Q_7 = 2.5 kN/m² (étage à usage parking).

6émé étage : Q_0

5émé étage : $Q_0 + Q_1$

4émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

3émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

2émé étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

1ier étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous-sol : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Tableau II.11 : Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

№ Etage	Qplancher (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Qétage(kN)	Qcumulée(kN)
6éme	1	0	29,07	259,82
5éme	1,5	1	43,60	72,67
4éme	1,5	0,95	43,60	116,27
3éme	1,5	0,90	43,60	159,87
2éme	1,5	0,85	43,60	203,47
1er	1,5	0,80	43,60	247,07
RDC	1,5	0,75	43,60	290,67
Sous-sol	2,5	0,71	72,67	363,34

II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u

$N_u = 1.35G + 1.5Q$

$Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.12 : Vérification de l'effort normal des poteaux.

№ Etage	Dimension *(cm²)*	Gétage (kN)	Gcumulée (kN)	Qétage (kN)	Qcumulée (kN)	N_u (kN)	$1{,}1N_u$ (kN)	$\overline{N}$ (kN)
6éme	30x30	259,82	259,82	29,07	29,07	394,36	433,80	1156,86
5éme	35x35	229,15	488,97	43,60	72,67	769,12	516 ,03	1647,42
4éme	35x35	229,15	718,12	43,60	116,27	1143,87	1258,26	1647,62
3éme	40x40	232,02	950,14	43,60	159,87	1522,50	1674,75	2211,08
2éme	40x40	232,02	1182,16	43,60	203,47	2078,45	2286,30	2211,08
1er	45x45	235,27	1417,43	43,60	247,07	2284,14	2512,55	2830,55
RDC	45x45	235,27	1652,7	43,60	290,67	2545,65	2800,22	2830,55
Sous-sol	50x50	245,28	1897,98	72,67	363,34	3107,28	3418,01	3961,80

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003

a) Vérification des sections : (RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1)

Tableau II.13 : Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Zone III Min (b, h) ≥ 30 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (306-40) /20 = 13,3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	CV

b) Vérification aux zones nodales : (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Il nous reste à vérifier :

$$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$$

$$d \leq \text{Max}\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$$

Tableau II.14 : Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

№	b_{max} *(cm)*	h_1(cm)	b_1(cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	d(cm)	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
6éme	30	30	30	cv	2,5	15	CV
5éme et 4éme	30	35	35	cv	5	17,5	CV
3éme et 2éme	30	40	40	cv	7,5	20	CV
1er et RDC	30	45	45	cv	10	22,5	CV
Sous-sol	30	50	50	cv	15	25	CV

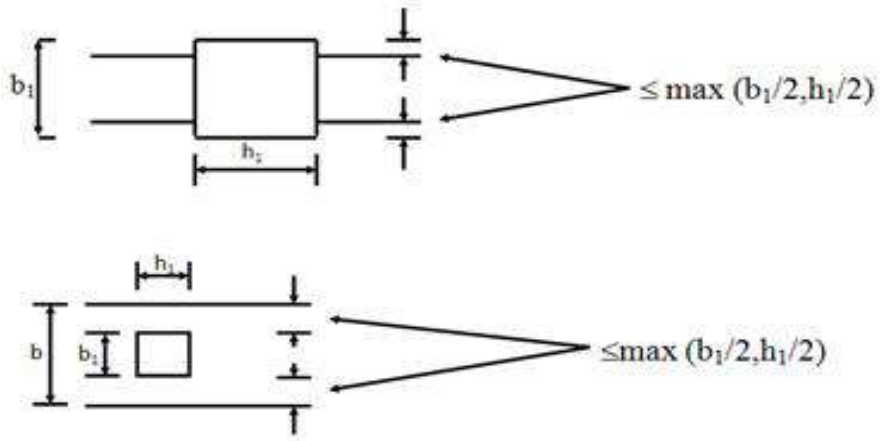


Figure II.2 : Dimensions à respecter par les poutres.

Conclusion :

Les sections de prédimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.6. Predimensionnement des voiles

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

Dans notre structure on a deux différents hauteurs :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}, \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}, \frac{306}{25} = 12{,}24\text{cm}\right]$$

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}, \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}, \frac{408}{25} = 16{,}32\text{cm}\right]$$

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 20 cm pour l'étage de parking et 15cm pour les autres étages, pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 6 niveaux).

CHAPITREIII : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1 m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul Socotec, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

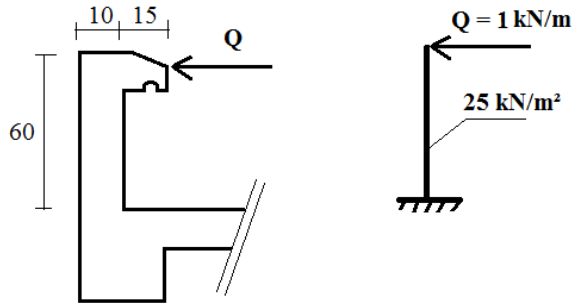


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section(cm²) 100x10	1,875	0,60	0,17	0	2x5H8 =2x2,51	2x4HA8 = 2x2,01	25	20

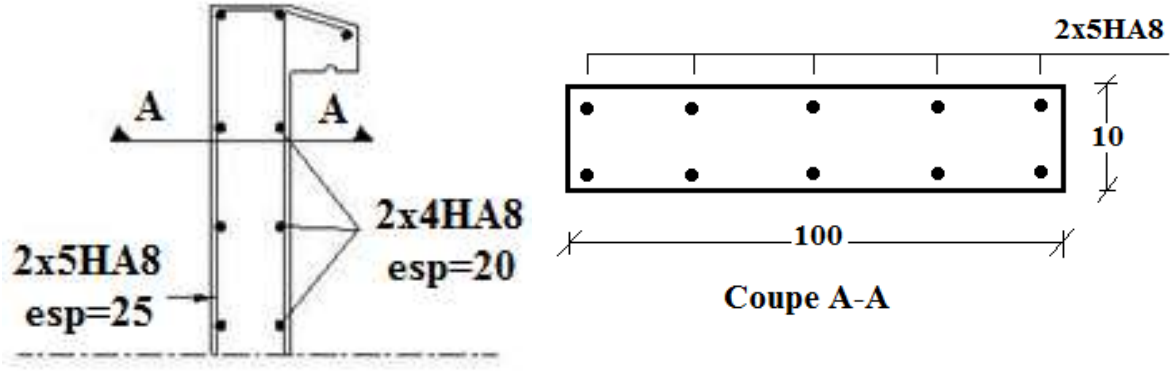


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHER CORPS CREUX

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

- Poutrelles en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

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

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d.: (2x (0,60/2) xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.1.1. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G.
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une charge d'exploitation.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en annexe A. Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,02 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 5 travées.
- Poutrelle à 2 travées.

Pour étudier les poutrelles, on doit vérifier la méthode forfaitaire exposée en annexe C.

- ***Type 1 : poutrelle à 5 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***

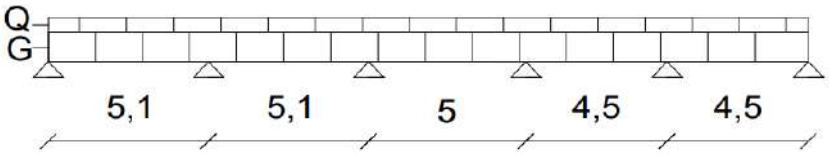
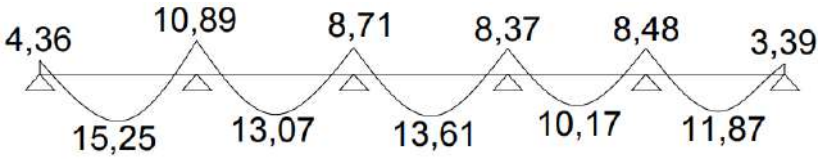
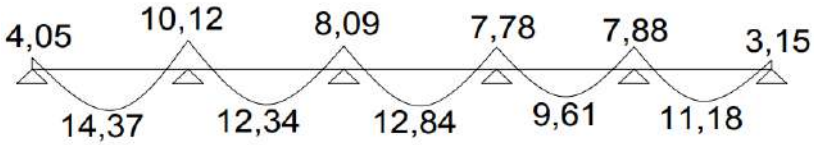


Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées.

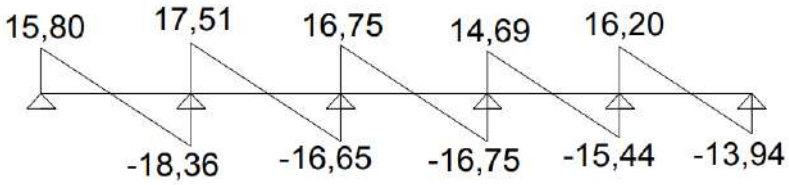


a)

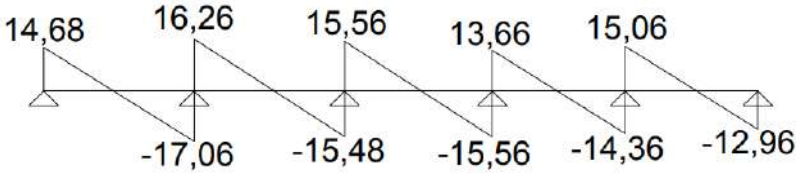


b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.

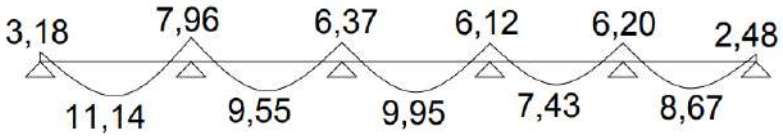


a)

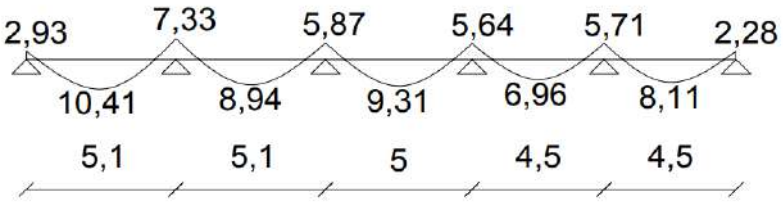


b)

Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.



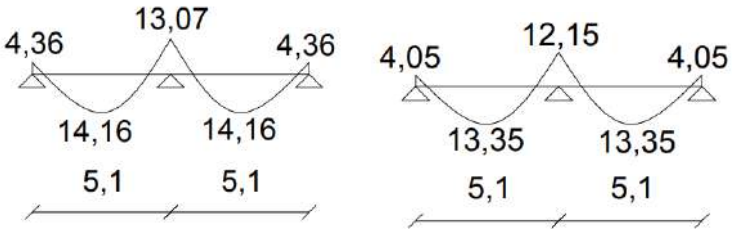
a)



b)

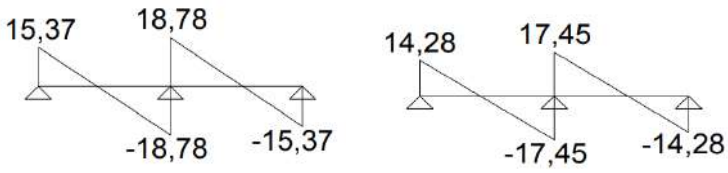
Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.

- ***Type 2 : poutrelle à 2 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***



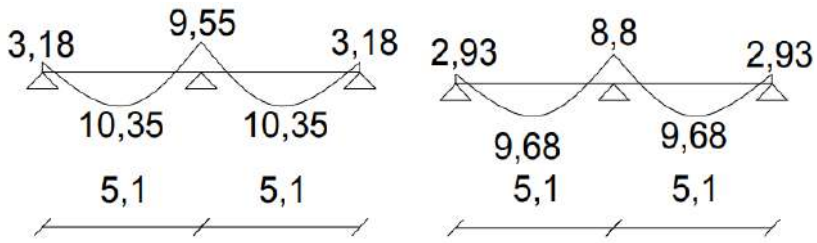
a) b)

Figure III.7 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.



a) b)

Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.



a) b)

Figure III.9 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III.2 : Les moments maximums aux appuis et en travées.

Etage	Moment Max en appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
courant	12,15	8,8	14,37	10,41
terrasse	13,07	9,55	15,25	11,14

a) Calcul de ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10 :

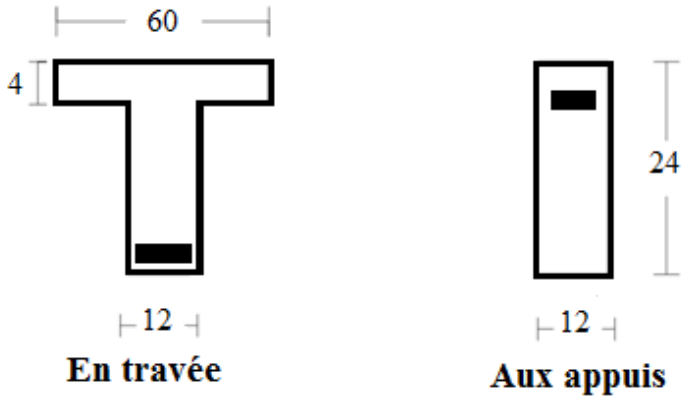


Figure III.10 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.

Tableau III.3 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée.

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisié}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	13,07	0,79(500) 0,80(400)	1HA10+1HA12 = 1,92
	EC	12,15	0,79(500) 0,67(400)	1HA10+1HA10 = 1 ,57
En travée	Terrasse	15,25	1,57 (E500) 0,46 (E400)	2HA10+1HA8 = 2,07
	EC	14,37	1,53 (E500)	2HA10 = 1 ,57

b) vérification à L'ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.4 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

Etages	Sollicitation à l'ELS (kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	10,41	8,8	3,7	11	15	CV
Courant	11,14	9,55	4,4	12,7	15	CV

c) vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec La contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas

De fissuration peu nuisible.

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	17,55	0,99	3,33	CV
Courant	18,78	1,07	3,33	CV

D)Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe C). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe C dont les résultats sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6 : Vérification de la flèche.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
2,07	11,14	0,15	261,63	0,015	12,21	72159,4
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
64186,82	72511,97	1,3908	3,6934	2,302	10,1	CV

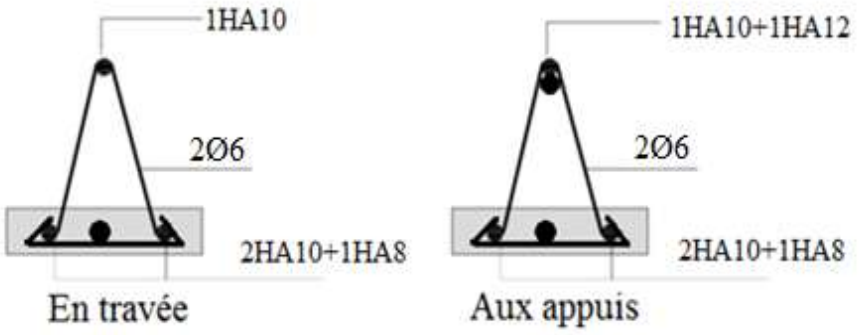


Figure.III.11 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse.

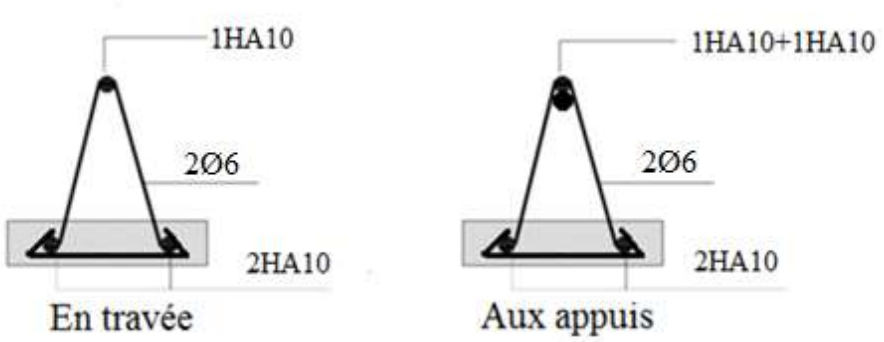


Figure.III.12 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant.

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm.
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : \ L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\ L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\ L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0{,}48cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}48}{2} = 0{,}24cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}80 cm^2$ avec un éspacement de 15 cm.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 4{,}5 = 0{,}64\ cm^2$ avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15 cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en annexe D).

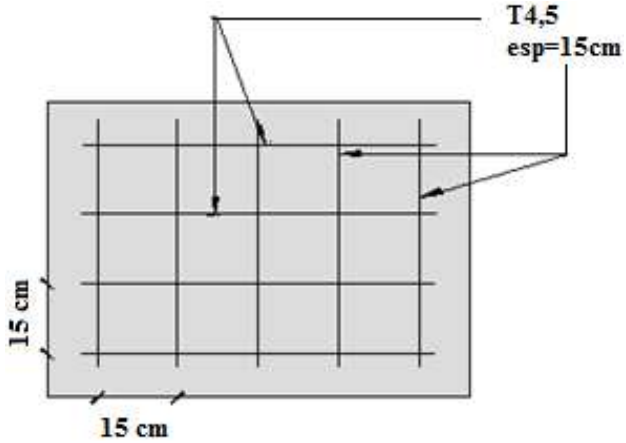


Figure III.13 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et

l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

- On va utiliser la méthode des lignes de rupture, Les principes de la méthode sont toutes remplies pour notre cas (voir Annexe E).

III.3.1. Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à deux cotés (voir Figure III.14)

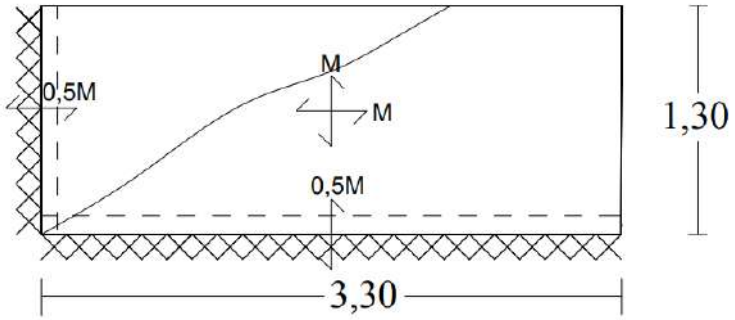


Figure III.14 : Les dimensions de la dalle pleine avec la représentation de ligne de rupture.

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{330}{35} = 9{,}42cm \leq e \leq \frac{330}{30} = 11cm \Rightarrow \ on\ adopte\ e = 15cm$$

III.3.2. Déterminations des sollicitations

Tableau III.7 : Combinaisons des charges de la dalle pleine.

Etage	Q(kN/m^2)	G(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
Terrasse	1	7,71	11,91	8,71
Courant	1,5	6,57	11,12	8,07

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle étage terrasse.

III.3.3. Calcul de ferraillage

III.3.3.1. Armatures longitudinales

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

b=100cm, h=15 cm , d=13cm , σ_b=14.20MPa , σ_s=348 MPa.

Tableau III.8 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine.

	M_{max}(kN .m)	μ	β	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	7,49	0,031	0,984	1,68	5HA10=3,93	25	33	cv
En appuis	3,74	0,015	0,992	0,84	5HA10=3,93	25	33	cv

- **Condition de non fragilité**

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

En travée et aux appuis : $A = 3{,}93(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow$ CV

III.3.3.2. Armatures de répartitions

Tableau III.9 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine.

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0,98	4HA8=2,01	30	45	CV
En appuis	0,98	4HA8=2,01	30	45	CV

III.3.4. Verification à l'ELS

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $avec$ $\overline{\sigma_b} = 0.6x25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Tableau III.10 : Vérification contrainte du béton à ELS.

	A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,93	5,47	1,3	15	cv
En appuis	3,93	2,74	0,6	15	cv

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

on doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.11 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELU.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	19,65	0,15	1,17	cv

III.3.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe C). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe B dont les résultats sont présentés dans le tableau III.12.

Tableau III.12 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,93	5,47	0,3	110,37	0	7,71	29840,8
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
63857,17	40745,16	0,29	1,35	1,06	6,6	cv

III.4. La dalle machine

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

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

III.4.1. Prédimensionnement

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

Nous avons deux conditions a vérifié :

- Résistance de la flexion :

$$\frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} = 3{,}8cm \leq e \leq \frac{190}{40} = 4{,}75cm$$

- Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle soit $e \geq 25cm$

Donc, on prend : e = 25cm.

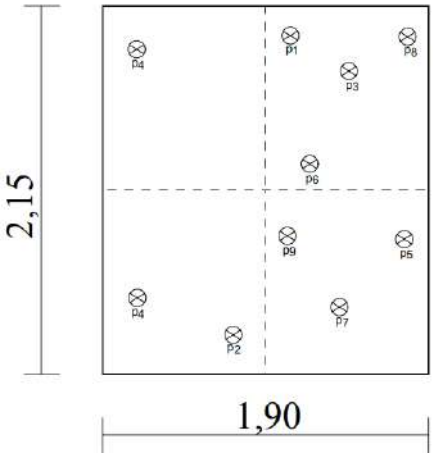


Figure III.15 : Les dimensions de la dalle machine.

III.4.2. Déterminations les charges

III.4.2.1. Charges permanentes

Tableau III.13 : Charges permanentes de la dalle machine.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Dalle pleine	0,25	25	6 ,25
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		Total =	6,61

III.4.2.2. Poids de la machine supportée

Tableau III.14 : Les charges concentrées.

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

$$q = \frac{\sum p}{S} = \frac{17300}{4,085} = 4235,01 \text{ kg}/m^2 = 42,35 \text{ kN}/m^2$$

⇒ G_{tot} = 6 ,61+ 42,35 = 48,96 kN$/m^2$

III.4.2.3. Charges exploitations

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que les terrasses inaccessibles Q =5 kN$/m^2$.

Tableau III.15 : Combinaisons des charges de la dalle machine.

Q(kN/m^2)	G(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
5	48,96	73,60	53,96

$$p = \frac{\text{Lx}}{\text{Ly}} = \frac{1,9}{2,15} = 0,88$$

⇒ Donc la dalle travaille suivant deux directions.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour notre cas, Les principes de la méthode sont toutes remplies en annexe E.

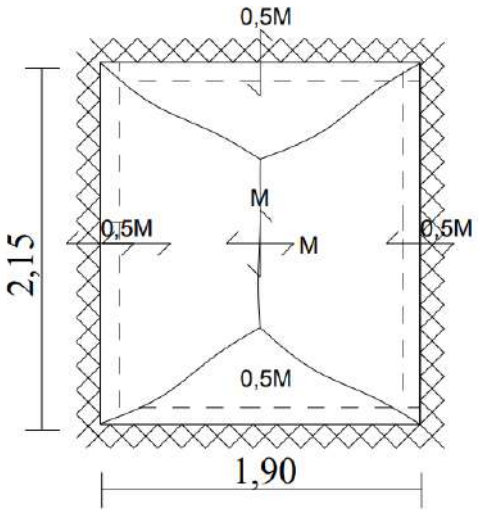


Figure III.16 : Ligne de rupture pour la dalle machine.

III.4.3. Calcul de ferraillage

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

b=100cm, h=25 cm , d_x =22,4 cm , d_y=21,2 cm, σ_b=14.20MPa , σ_s=348 MPa.

Tableau III.16 : Calcul de ferraillage de la dalle machine.

		M_u $(kN.m)$	μ	β	$A_{calculée}$ (cm^2)	A′ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sens X	En travée	8,29	0,012	0,994	1,07	0	2,5	3HA12=3,39
	Aux Appius	4,14	0,006	0,997	0,53	0	2,5	3HA12=3,39
Sens Y	En travée	8,29	0,013	0,993	1,13	0	2,5	3HA12=3,39
	Aux Appius	4,14	0,006	0,997	0,56	0	2,5	3HA12=3,39

- Conditions d'espacement :

$\overline{S_t} =$ [2h= 50cm , 22 cm]= 22cm ⇒ On prend S = 25cm.

III4.4. Vérification à l'ELS

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $avec$ $\overline{\sigma_b} = 0.6x25$ ⇒ $\overline{\sigma_b} = 15MPa$.

Tableau III.17 : Vérification contrainte du béton à ELS.

		A(cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Sens X	En travée	3,39	6,08	1,37	15	CV
	Aux appuis	3,39	3,04	0,67	15	CV
Sens Y	En travée	3,39	6,08	1,5	15	CV
	Aux appuis	3,39	3,04	0,75	15	CV

III.4.5. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

on doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELU.

Sens	T_u(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	48,49	0,21	1,17	CV
Y	46,61	0,22	1,17	CV

III.4.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe C).

III.5. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.5.1. Prédimensionnement

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à trois volées), avec deux paliers intermédiaires.

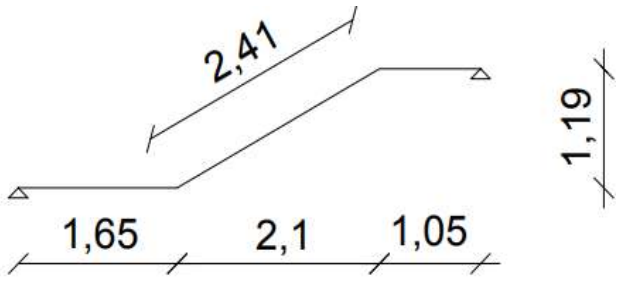


Figure III.17 : Dimensions de l'escalier.

- Vérification de la formule de Blondel :

g + 2h ≤ 66 cm ⇒ 30+2(17) = 64 cm ≤ 66 cm ⇒ CV.

- Détermination l'épaisseur de l'escalier :

$\text{Tan } \alpha = \frac{h}{l} = \frac{2{,}19}{2{,}10} = 0{,}567 \Rightarrow \text{donc } \alpha = 29{,}53°$

$L_0 = \sqrt{1{,}19^2 + 2{,}10^2} = 2{,}41$ m ⇒ $L_T = L_0 + 1{,}05 + 1{,}65 = 5{,}11$ m

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 14{,}6\ cm \leq e \leq 17{,}03 cm \Rightarrow$ on adopte e = 15cm.

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges

A) Charges permanents

Tableau III.19 : Charges permanentes de la paillasse.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,13
Poids propre de la paillasse	0,15/cos α	25	4,30
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		Total =	7,63

Tableau III.20 : Charges permanentes du palier repos.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		Total =	4,95

B) Charges d'exploitations

Pour le palier de repos et la paillasse Q= 2,5 kN/m².

III.5.3. Déterminations des sollicitations

A l'ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$, a l'ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.21 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	Q(kN/m²)	G(kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_s(kN/m²)
Palier	2,5	4,95	10,43	7,45
Paillasse	2,5	7,63	14,05	10,13

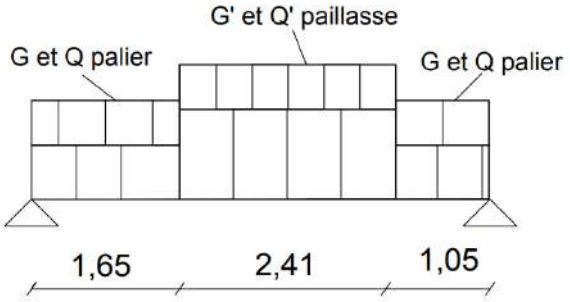
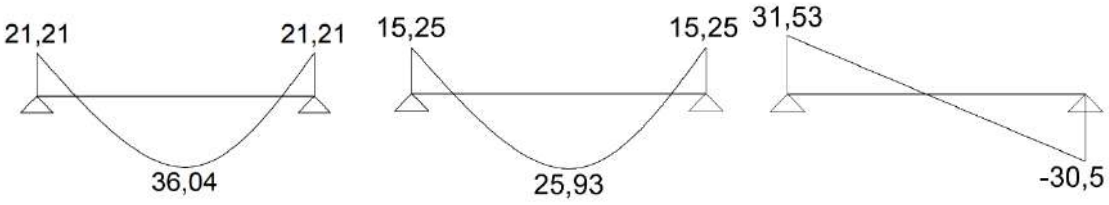


Figure III.18 : chargement de l'escalier.



a) b) c)

Figure III.19 : Diagrammes de : a) moments à ELU b) moments à ELS c) effort tranchant à l'ELU de l'escalier.

III.5.4. Calcul de ferraillage

III.5.4.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera pour une bonde de 1m.

Tableau III.22 : Calcul les armatures longitudinales de l'escalier.

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculé}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}				
travée	36,04	8,8	0	8HA12=9,05	15	33	cv
appuis	21,21	0	5	5HA12=5,65	25	33	cv

- **Condition de non fragilité**

en travée : $A = 8{,}8\ (cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{17 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow \text{CV}.$

en appuis : $A = 5\ (cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{17 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow \text{CV}.$

III.5.4.2. Armatures de répartitions

Tableau III.23 : Calcul des armatures de répartitions de l'escalier.

	$A_{rép}$(cm²)	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t\ (cm)$	$\overline{S_t}\ (cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	2,26	6HA10=3,02	20	45	cv
En appuis	1,41	6HA10=3,02	20	45	cv

III.5.5. Vérification à l'ELS

Tableau III.24 : Vérification des contraintes pour escalier à ELS.

	A(cm²)	Mser (kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	9,05	25,93	9,6	15	cv
En appuis	5,65	15,25	6,7	15	cv

III.5.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III.25 : Vérification des contraintes de cisaillement pour escalier à ELS.

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 X15	31,53	0,21	3,33	cv

III.5.7. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe C). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe C dont les résultats sont présentés dans le tableau III.26.

Tableau III.26 : Vérification de la flèche escalier.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
9,05	25,93	0,69	251,02	0,60	7,96	31890,6
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
12541,86	20409,37	16,63	30,66	14,03	10,22	cnv

La flèche ne pas vérifier donc on doit augmenter l'épaisseur jusqu'à 18 cm.

Tableau III.27 : la nouvelle Vérification de la flèche escalier.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
9,05	28,24	0,56	216,66	0,48	9,49	54785,2
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
21655,55	35177,52	10,49	19,37	8,88	10.22	cv

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristique géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. 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…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

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

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

IV.2.2. Centre de torsion

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale en se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements ; poteaux et voiles. Notre bâtiment est de forme irrégulière donc le centre de torsion d'axe verticale. Pour diminuer ce risque on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}.Y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_x, I_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau (m)	Masse et centre de masse			Inertie et centre d'inertie	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
0 ,00	5588,72	10,03	12,20	11,25	11,59
3,06	5120,93	9,69	12,18	10,90	11,83
6,12	5055,88	9,69	12,19	10,71	11,94
9,18	4970,37	9,54	12,12	10,65	11,98
12,24	4985,41	9,69	12,19	10,63	11,99
15,30	4954,02	9,70	12,19	10,64	12,00
18,36	4912,95	9,70	12,19	10,66	12,00
21,42	4176,05	9,79	12,12	10,70	11,99

IV.2.3. Excentricité

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,adm} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,adm} = 5\% * L_Y$$

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

Tableau VI.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau (m)	*Excentricité suivant X* (m)			*Excentricité suivant Y* (m)		
	E_X	E_{adm}	$E_X \leq E_{adm}$	E_Y	E_{adm}	$E_X \leq E_{adm}$
0,00	1,21	4,08	CV	0,61	3,60	CV
3,06	1,20	4,08	CV	0,34	3,60	CV
6,12	1,02	4,08	CV	0,24	3,60	CV
9,18	1,10	4,08	CV	0,14	3,60	CV
12,24	0,93	4,08	CV	0,19	3,60	CV
15,30	0,94	4,08	CV	0,19	3,60	CV
18,36	0,96	4,08	CV	0,19	3,60	CV
21,42	0,90	4,08	CV	0,12	3,60	CV

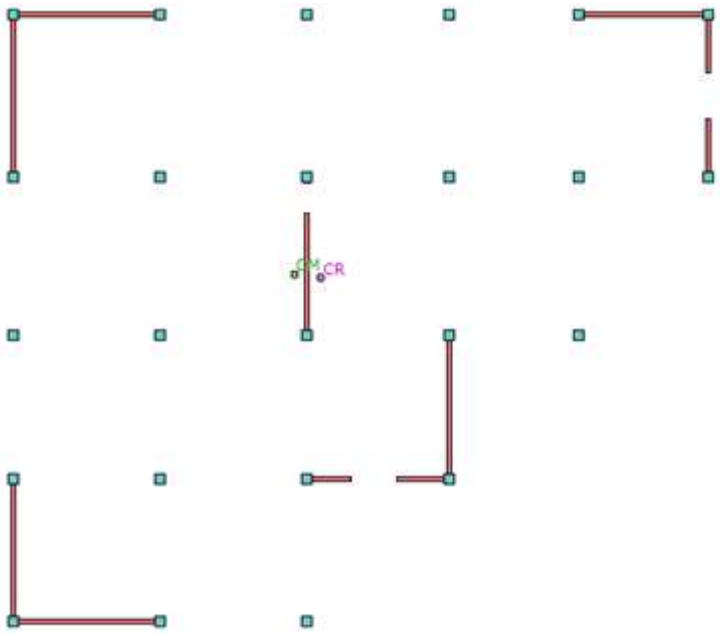


Figure IV.1 : Disposition des voiles avec le centre de masse et le centre de rigidité.

IV.3. Choix de la méthode de calcul

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.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20 ».

IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale RPA2003 « Art4.3 »

IV.3.1.1. Principe de la méthode

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

IV.3.1.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" est le diaphragme rigide la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné Par le mouvement du plancher.

IV.3.1.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)(\frac{T_2}{T})^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A :

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (Zone III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,25

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , avec : \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

c) Coefficient de comportement R :

S_t = 448,874 m^2 ⇒ 100 % S_v =55,37 m^2 ⇒ X

$$X = \frac{55{,}37 * 100}{448{,}874} = 12{,}33\ \%$$

S_t : Surface totale du plancher, Sv : Surface supporté par les voiles.

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer R=4.

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau VI.3 : Facteur de qualité.

Critère *(q)*	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	valeur	Observé	valeur
Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Q $_{Total}$ =	1,1		1,1	

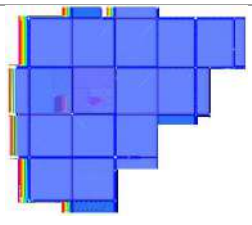
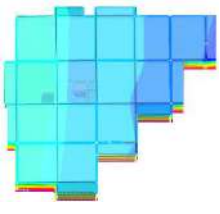
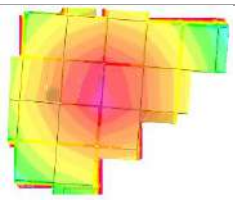
IV.3.1.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- Analyse modale.

1-1 Comportement modal

Tableau VI.4 : Comportement des trois premiers modes.

Modes	*1*	*2*	*3*
Période *(s)*	0,486	0,426	0,291
Participation massique suivant X *(%)*	68,02	0,30	0,01
Participation massique suivant Y *(%)*	0,30	66,89	0,46
Participation massique suivant Z *(%)*	0,02	0,49	67,07
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie) selon RPA « Art 4.3.4 »

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.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse total.

-Si les conditions décrite ci-dessus ne peuvent pas être satisfaite, le nombre des modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0{,}2\ sec$$

Avec : N : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K : La période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{7} = 7{,}93 \quad \Rightarrow \quad K = 8 \quad , \quad T_K = 0{,}099\ sec.$$

Tableau VI.5 : Dissipation d'énergie de la structure.

Mode N°	Période *(s)*	Cumule des périodes *(s)*	Cumules des masses modales effectives		
			U_X (%)	U_Y (%)	R_Z (%)
1	0,486	0,486	68,022	0,298	0,009
2	0,427	0,913	68,321	67,188	0,468
3	0,291	1,204	68,344	67,678	67,536
4	0,125	1,329	89,020	67,679	67,541
5	0,110	1,439	89,020	88,280	67,665
6	0,104	1,543	89,045	88,301	67,669
7	0,101	1,644	89,045	88,362	67,669
8	0,099	1,743	89,051	88,362	67,684
-	-	-	-	-	-
97	0,043	6,867	95,339	94,801	90,303

2- Analyse statique et dynamique

2-1 Stabilité de la structure

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : RPA « At4.3.6 »

La résultante des forces sismique à la base V_t 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 que : $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W \quad selon\ RPA2003\ «art4.2.3»$$

Avec : A=0,25 , $\eta = 0{,}88$, R = 4 $et\ Q_x = Q_y = 1{,}1$.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour:\ T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour:\ T \geq 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. On a un site ferme (Site 2) $\Rightarrow T_2 = 0{,}4\ sec$,et $\eta = 0{,}88$.

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow T_x = \frac{0{,}09 * 25{,}5}{\sqrt{24{,}45}} = 0{,}464 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 * 25{,}5}{\sqrt{21{,}45}} = 0{,}495$$

$$\text{Donc} \Rightarrow \quad D_x = 2{,}008 \quad , \quad D_y = 1{,}912$$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 42509{,}93\ kN$$

Tableau VI.6 : Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0,25	2,008	1,912	1,1	1,1	4	43086,57	5948,1	5663,72

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20 » sont :

$$V_{tx} = 4876{,}48\ kN \quad , \quad V_{ty} = 4938{,}41\ kN$$

Tableau VI.7 : Vérifications de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	5948,1	4876,48	0,820	CV
Sens Y	5663,72	4938,41	0,872	CV

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement

- Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\,T\,V_t \leq 0.25V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}464\ sec \quad , \quad T_y = 0{,}495\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

Tableau VI.8 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
25,5	4176,05	106489,2	910,87	922,44	23227,18	23522,22	40883,53	50613,73
22,44	4912,95	110246,5	943,01	954,99	21161,14	21429,98	47655,62	59888,86
19,38	4954,02	96008,90	821,23	831,66	15915,43	1617,57	48053,99	60389,5
16,32	4985,41	81361,89	694,91	703,73	11340,93	11484,87	48308,62	60772,15
13,26	4970,37	65907,10	563,75	570,90	7475,32	7570,13	47417,33	60240,88
10,2	5055,88	51569,97	441,11	446,71	4499,32	4556,44	48991,48	61631,18
7,14	5120,93	36563,44	312,75	316,72	2233,03	2261,38	49621,81	62372,93
4,08	5588,72	22801,97	195,04	197,51	795,76	805,84	56054,86	68182,38
Somme		570949,1	4882,67	4944,63	86648,11	87748,43	386987,2	484091,6

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{386987,2}{86648,11} = 4,47 \geq 1.5 \quad CV$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{484091,6}{87748,43} = 5,52 \geq 1.5 \quad CV$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage selon RPA2003 « Art 4.4.3 »

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Delta_{adm} = 0.01h_e$$

Tableau VI.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25,5	3,06	1,41468	5,65872	0,84444	3,06	CV
22,44	3,06	1,20357	4,81428	0,869556	3,06	CV
19,38	3,06	0,986181	3,944724	0,873236	3,06	CV
16,32	3,06	0,767872	3,071488	0,839824	3,06	CV
13,26	3,06	0,557916	2,231664	0,769956	3,06	CV
10,2	3,06	0,365427	1,461708	0,654192	3,06	CV
7,14	3,06	0,201879	0,807516	0,494912	3,06	CV
4,.08	4,08	0,078151	0,312604	0,312604	4,08	CV

Tableau VI.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25,5	3,06	1,092414	4,369656	0,66082	3,06	CV
22,44	3,06	0,927209	3,708836	0,678096	3,06	CV
19,38	3,06	0,757685	3,03074	0676836	3,06	CV
16,32	3,06	0,588476	2,353904	0,647104	3,06	CV
13,26	3,06	0,4267	1,7068	0,58918	3,06	CV
10,2	3,06	0,279405	1,11762	0,497468	3,06	CV
7,14	3,06	0,155038	0,620152	0,377592	3,06	CV
4,.08	4,08	0,06064	0,24256	0,24256	4,08	CV

2-1-4 Vérification de l'effet P-Δ.

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Tableau VI.11 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
25,5	4176,05	0,84444	0,66082	910,87	922,44	3,06	0,022	0,017	CV
22,44	4912,95	0,869556	0,678096	943,01	954,99	3,06	0,026	0,020	CV
19,38	4954,02	0,873236	0676836	821,23	831,66	3,06	0,025	0,018	CV
16,32	4985,41	0,839824	0,647104	688,69	697,44	3,06	0,022	0,017	CV
13,26	4970,37	0,769956	0,58918	563,75	570,90	3,06	0,020	0,015	CV
10,2	5055,88	0,654192	0,497468	441,11	446,71	3,06	0,017	0,013	CV
7,14	5120,93	0,494912	0,377592	312,75	316,72	3,06	0,015	0,011	CV
4,.08	5588,72	0,312604	0,24256	195,04	197,51	4,08	0,013	0,010	CV

2-2 Résistance des éléments :

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

A) Les poutres

On doit verifier que : $\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$ avec $\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$

Tableau VI.12 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	*Section (cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	*Type de fissurations*	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	171,74	ELU	Peu nuisible	1,527	3,33	CV
Poutres secondaires	30x35	68,67	ELU	Peu nuisible	0,704	3,33	CV
Longrines	30x30	32,93	ELU	Préjudiciable	0,399	2,5	CV

B) Les voiles

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale : $\tau = \frac{1.4|V_u|}{b . d}$

V_u: L'effort tranchant.

b : L'épaisseur de voile. Et d = 1,9*L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau} = 0.2 . f_{c28}$

Tableau VI.13 : Vérification de cisaillement des voiles.

Directions	*Voile*	*b*	*L*	$\lvert V_u \rvert$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	20	5,10	1282	G+Q+Edx	1,39	5	CV
	2	20	5,10	1290	G+Q+Edx	1,41	5	CV
	3	20	5,00	1323	0,8G+Edx	1,47	5	CV
	4	20	4,50	1040,5	0,8G+Edx	1,28	5	CV
Suivant Y	1	20	5,00	1003,5	G+Q+Edy	1,12	5	CV
	2	20	5,00	990,8	G+Q+Edy	1,11	5	CV
	3	20	5,50	909,22	0,8G+Edy	0,92	5	CV
	4	20	5,70	1117,9	0,8G+Edy	1,09	5	CV
	5	20	5,70	1379,4	0,8G+Edy	1,34	5	CV

C) Les poteaux

2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$

N_d: Effort normal réduit .Et B_c: Section brute du béton.

Tableau VI.14 : Vérification de l'effort normal réduit. Suivant X.

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
6éme	35	35	258,16	108900	G+Q+Edx	0,095	CV
5éme	40	40	522,19	144400	G+Q+Edx	0,145	CV
4éme	40	40	786,01	144400	G+Q+Edx	0,218	CV
3éme	45	45	1068,94	184900	G+Q+Edx	0,231	CV
2éme	45	45	1366,70	184900	G+Q+Edx	0,296	CV
1ier	50	50	1675,84	230400	G+Q+Edx	0,291	CV
RDC	55	55	1985,61	280900	G+Q+Edx	0,283	CV
Sous-sol	60	60	2322,48	336400	G+Q+Edx	0,276	CV

Tableau VI.15 : Vérification de l'effort normal réduit. Suivant Y.

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
6éme	35	35	261,63	108900	G+Q+Edy	0,096	CV
5éme	40	40	540,38	144400	G+Q+Edy	0,150	CV
4éme	40	40	819,73	144400	G+Q+Edy	0,227	CV
3éme	45	45	1103,01	184900	G+Q+Edy	0,239	CV
2éme	45	45	1386,64	184900	G+Q+Edy	0,300	CV
1ier	50	50	1680,89	230400	G+Q+Edy	0,292	CV
RDC	55	55	1989,82	280900	G+Q+Edy	0,283	CV
Sous-sol	60	60	2333	336400	G+Q+Edy	0,277	CV

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivants :

Tableau VI.16 : Dimensions finales des éléments.

Eléments		*Section*
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	*6éme*	35x35
	4éme, 5éme	40x40
	2éme ,3éme	45x45
	1er	50x50
	RDC	55x55
	Sous-sol	60x60

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Avec : G : charges permanentes. Q : charges d'exploitation. E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales poutres secondaires).

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1 : La section calculée d'armatures des poutres.

Eléments	(bxh)	M_t(kN.m)	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	M_a(kN.m)	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x40	87,36	1,35 G +1,5 Q	7,29	-155,81	1,35 G +1,5 Q	14,21
Poutres secondaires (porteuse)	30x35	52,27	1,35 G +1,5 Q	4,94	-84,42	G +Q + Edx	7,06
Poutres secondaires	30x35	/	/	/	-62,08	G +Q + Edy	5,07

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres.

Eléments	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	7,29	14,21	3HA16+1HA14 = 7,57	3HA16+2HA16+3HA14 =14,67
Poutres secondaires (porteuse)	4,94	7,06	2HA14+2HA12 = 5,34	2HA14+4HA12= 7,60
Poutres secondaires	$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$	
	5,07		2HA14+2HA12= 5,34	

Pour éviter le chevauchement dans l'aciers on augmente la section de béton 30x45 cm^2 .

Tableau V.3 : La section calculée et choisie d'armatures de poutre principal.

Eléments	(bxh)	M_t(kN.m)	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	M_a(kN.m)	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x45	87,36	1,35 G +1,5 Q	6,39	-155,81	1,35 G +1,5 Q	11,96

Eléments	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6,39	11,96	1HA16+3HA14 = 6,63	3HA16+3HA16 =12,06

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.4 : vérification des contraintes des poutres à L'ELS.

Eléments	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	63,9	-113	6,51	201,6	77,4	11,7	/	/	15	201,6	CV
Poutres secondaires (porteuse)	38,29	-41,19	6,50	/	/	6,5	193	75,4	15	201,6	CV
Poutres secondaires	/	-40,47	/	/	/	7,2	201	78,6	15	201,6	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ RPA2003 (Art. 7.5.2.1).

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ CBA93 (Art. B. 6.4).

Tableau V.5 : vérification de section d'armature.

Eléments	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	12,66	17,15	6,75	1,35	CV
Poutres secondaires (porteuse)	9,55	11,81	5,25	1,05	CV
Poutres secondaires	8,42	10,68	5,25	1,05	CV

V.2.1.2 Vérification de la fléché

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe C). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe C dont les résultats sont présentés dans le tableau V.6.

Tableau V.6 : vérification de la flèche pour la poutre principale.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
12,66	63,9	0,99	137,14	0,51	24,96	294405
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
155318,3	225831	4,12	8,49	4,38	11,4	CV

Tableau V.7 : Vérification de la flèche pour la poutre secondaire (Porteuse).

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
9,55	38,29	0,96	136,21	0,50	19,36	137471
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
72376,84	105325,4	4,26	8,77	4,51	10,2	CV

Tableau V.8 : Vérification de la flèche pour la poutre secondaire.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
8,42	20,79	0,86	79,97	0,24	19,11	132553
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
91481,58	117821,3	1,42	3,30	1,88	9	CV

V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.9 : vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	163,15	1,35 G +1,5 Q	1,27	3,33	CV
Poutres secondaires (porteuse)	30x35	63,16	1,35 G +1,5 Q	0,65	3,33	CV
Poutres secondaires	30x35	49,42	1,35 G +1,5 Q	0,51	3,33	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.10 : La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm²)
		S(ZN)	S′(ZC)	
Poutres principales	1,27	10	15	4Ø8 = 2,01
Poutres secondaires (porteuse)	0,65	10	15	348 = 2,01
Poutres secondaires	0,51	10	15	4Ø8 = 2,01

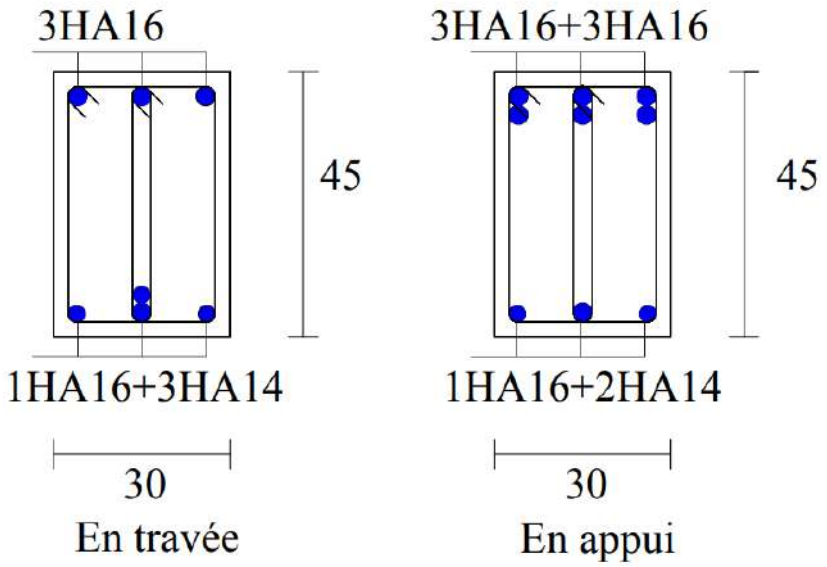


Figure V.1 : Dessin de ferraillages des poutres principales.

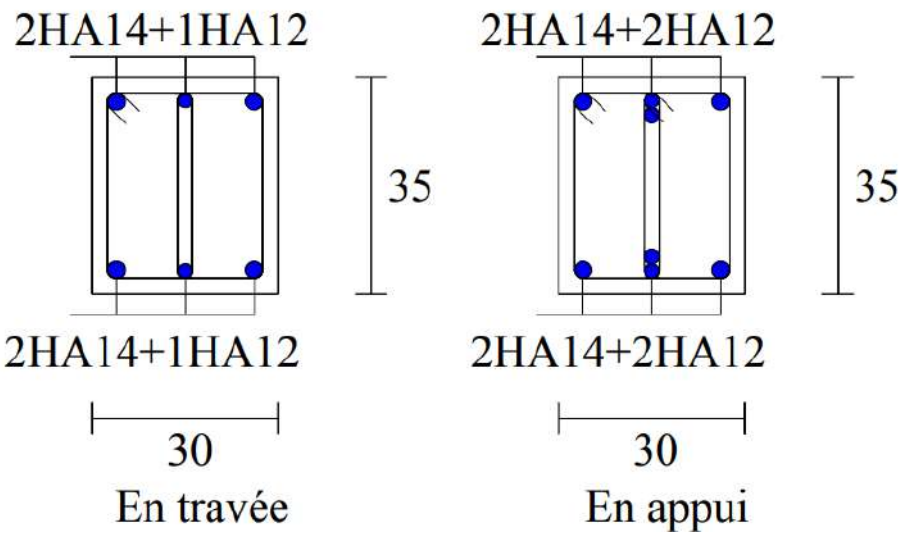


Figure V.2 : Dessin de ferraillages des poutres secondaires.

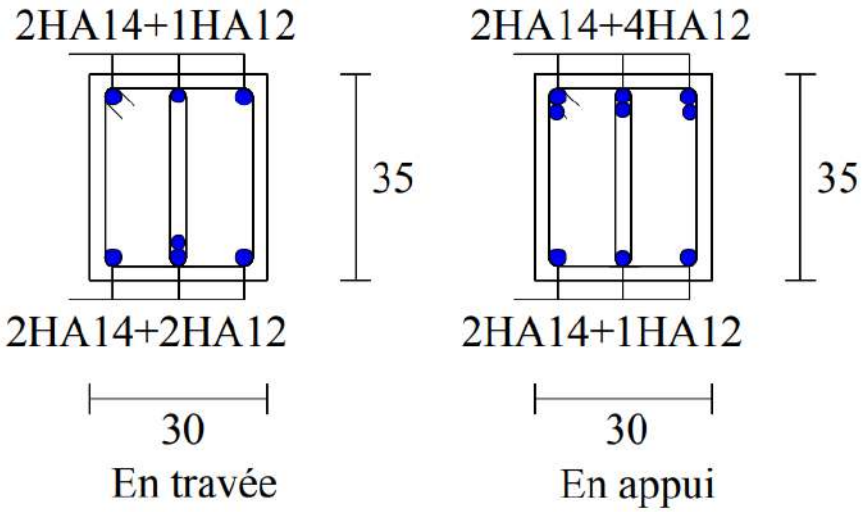


Figure V.3 : Dessin de ferraillages des poutres secondaires(porteuse).

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

V.3 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée (N, M).

V.3.1 Armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 : « Art 7.1.2.1 » :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 4\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité:} \quad A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage

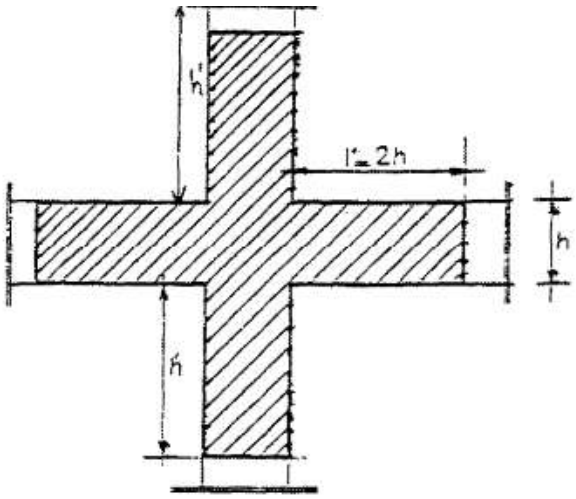


Figure V.3 : Zone nodale .

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les deux cas extrêmes suivant :

- $M_{max}\ et\ N_{correspendent}$
- $N_{max}\ et\ M_{correspendant}$
- $N_{min}\ et\ M_{correspendent}$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	Sollicitations					$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
		Moment (kN) Et effort (kN)				Combinaison			
Sous sol	60x60	M_{max}	63,17	N_{cor}	2265,9	1,35G+1,5Q	0	32,4	33,18= 8HA20+ 4HA16
		N_{max}	3084	M_{cor}	8,76	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	758,4	M_{cor}	7,39	0,8G+Edy	0		
RDC	55x55	M_{max}	84,96	N_{cor}	1986,7	1,35G+1,5Q	0	27,23	28,65= 4HA20+ 8HA16
		N_{max}	2629	M_{cor}	22,83	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	644,3	M_{cor}	10,65	0,8G+Edy	0		
1er	50x50	M_{max}	80,92	N_{cor}	1652,6	1,35G+1,5Q	0	22,5	24,13= 12HA16
		N_{max}	2222	M_{cor}	19,67	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	536,1	M_{cor}	7,36	0,8G+Edy	0		
2éme	45x45	M_{max}	68,37	N_{cor}	1356,2	1,35G+1,5Q	0	18,23	20,36= 4HA16+ 8HA14
		N_{max}	1820	M_{cor}	16,36	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	434,6	M_{cor}	4,99	0,8G+Edy	0		
3éme	45x45	M_{max}	86,47	N_{cor}	1356,2	1,35G+1,5Q	0	18,23	18,47= 12HA14
		N_{max}	1433,8	M_{cor}	16,36	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	336,45	M_{cor}	4,49	0,8G+Edy	0		
4éme	40x40	M_{max}	66,09	N_{cor}	772,30	1,35G+1,5Q	0	14,4	18,47= 12HA14
		N_{max}	1062	M_{cor}	13,58	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	245,4	M_{cor}	2,6	0,8G+Edy	0		
5éme	40x40	M_{max}	76,12	N_{cor}	492,43	G+Q+Edx	0	14,4	18,47= 12HA14
		N_{max}	700,2	M_{cor}	18,74	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	153,1	M_{cor}	5,01	0,8G+Edy	0		
6éme	35x35	M_{max}	83,54	N_{cor}	201,76	G+Q+Edx	5,75	11,03	18,47= 12HA14
		N_{max}	344,2	M_{cor}	6,23	1,35G+1,5Q	0		
		N_{min}	66,29	M_{cor}	6,67	0,8G+Edy	0		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à L'ELS

Etage	Section	Sollicitations				Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
		Moment (kN) Et effort (kN)									
Sous sol	60x60	M_{max}	46,01	N_{cor}	1657,6	préjudiciable	5,14	75,9	15	201,6	CV
		N_{max}	2246	M_{cor}	6,38	Peu nuisible	5,72	/	15	/	CV
		N_{min}	1109	M_{cor}	8,91	préjudiciable	2,95	44,1	15	201,6	CV
RDC	55x55	M_{max}	61,88	N_{cor}	1454	préjudiciable	6,14	89,7	15	201,6	CV
		N_{max}	1916	M_{cor}	16,62	Peu nuisible	6,23	/	15	/	CV
		N_{min}	1031	M_{cor}	13,4	préjudiciable	3,48	51,6	15	201,6	CV
1er	50x50	M_{max}	58,94	N_{cor}	1209	préjudiciable	6,7	97,1	15	201,6	CV
		N_{max}	1619	M_{cor}	14,38	Peu nuisible	6,47	/	15	/	CV
		N_{min}	867	M_{cor}	12,12	préjudiciable	3,63	53,8	15	201,6	CV
2éme	45x45	M_{max}	49,79	N_{cor}	992,16	préjudiciable	7,06	101,5	15	201,6	CV
		N_{max}	1326	M_{cor}	11,94	Peu nuisible	6,55	/	15	/	CV
		N_{min}	708,8	M_{cor}	9,42	préjudiciable	3,66	54,1	15	201,6	CV
3éme	45x45	M_{max}	60,18	N_{cor}	776,4	préjudiciable	6,77	96,1	15	201,6	CV
		N_{max}	1045	M_{cor}	12,73	Peu nuisible	5,42	/	15	/	CV
		N_{min}	552	M_{cor}	9,5	préjudiciable	3,01	44,3	15	201,6	CV
4éme	40x40	M_{max}	48,14	N_{cor}	565	préjudiciable	6,9	96,6	15	201,6	CV
		N_{max}	774,7	M_{cor}	9,94	Peu nuisible	5,16	/	15	/	CV
		N_{min}	402	M_{cor}	7,21	préjudiciable	2,83	41,5	15	201,6	CV
5éme	40x40	M_{max}	54,15	N_{cor}	354,8	préjudiciable	6,94	93,3	15	201,6	CV
		N_{max}	511,3	M_{cor}	13,68	Peu nuisible	3,95	/	15	/	CV
		N_{min}	251	M_{cor}	8,32	préjudiciable	2,06	29,7	15	201,6	CV
6éme	35x35	M_{max}	61,03	N_{cor}	147,7	préjudiciable	11,3	132,6	15	201,6	CV
		N_{max}	252,2	M_{cor}	3,73	Peu nuisible	2,28	/	15	/	CV
		N_{min}	106,6	M_{cor}	1,37	préjudiciable	0,94		15	201,6	CV

V.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{a} \; ou \; \frac{L_f}{b}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.
h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet : $4éme\ , 5éme\ et\ 6éme\ on\ \lambda > 5$

$$Et : \ sous - sol\ , RDC\ ,1\text{er}\ ,2\text{éme}\ et 3éme : \ 3 < \lambda < 5$$

Tableau V.13 : La section d'armatures transversales des poteaux et leur espacement.

Etage	Section	t en Zone nodale (cm)	t en Zone courante (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol	60x60	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
RDC	55x55	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
1er	50x50	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
2éme	45x45	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
3éme	45x45	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
4éme	40x40	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
5éme	40x40	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$
6éme	35x35	10	15	$4Ø8 = 2{,}01$

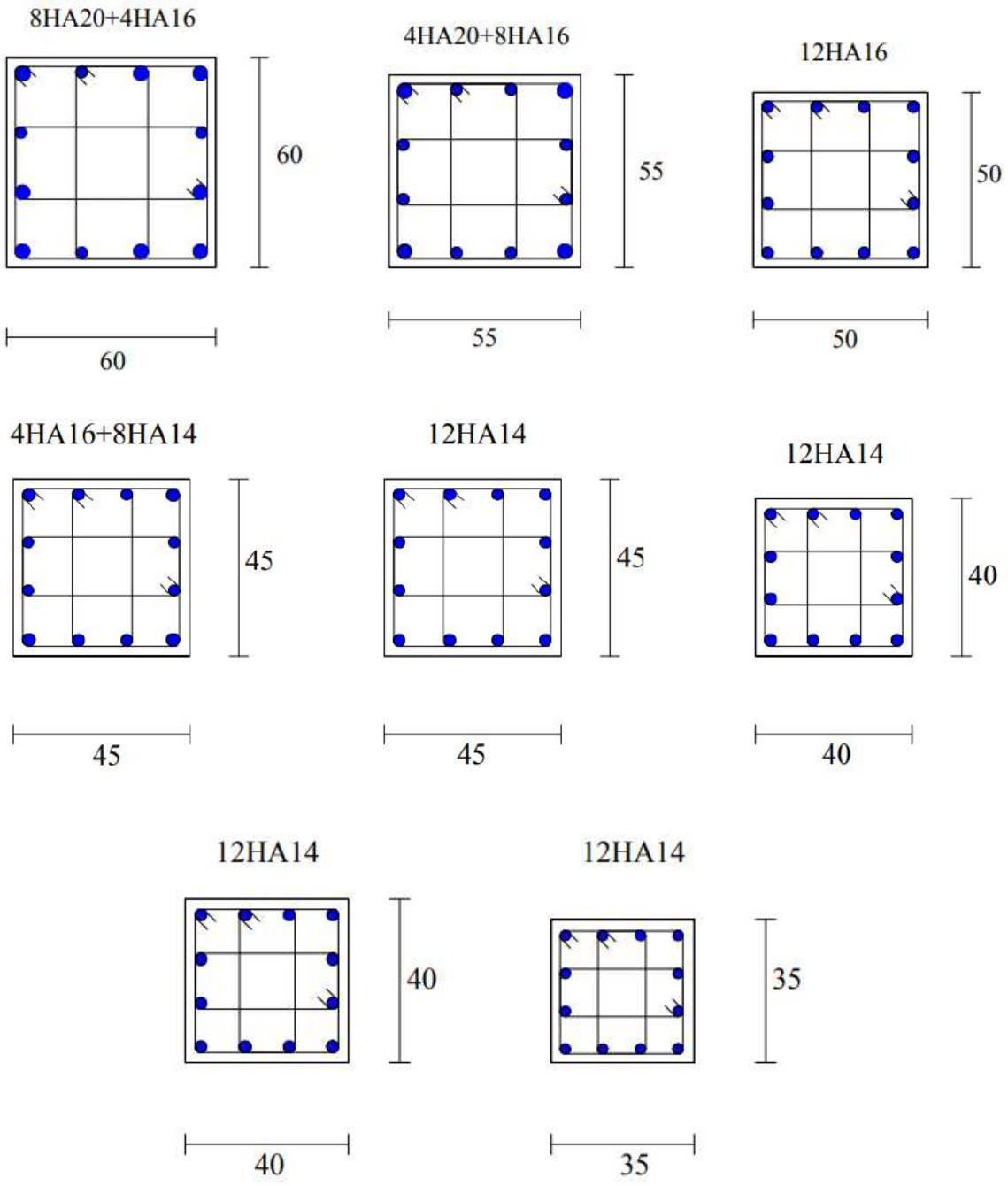


Figure V.5 : Ferraillages des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir 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.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales

- **Exposé de la méthode des contraintes :**

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * L_t} \leq 0.5\%$$

$$\Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\%B_t$$

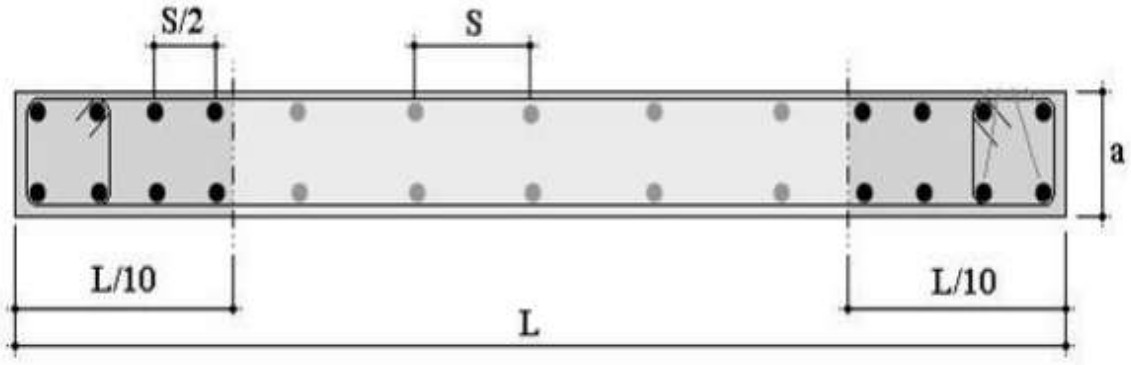


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Etage	Voiles	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (cm)	N_t (MPa)	A_{vt} (cm^2)
Sous-Sol Et RDC	V_1	5,1	250,2	6015,03	0,8G-Edx	-7,18	6,69	2,64	1894,98	47,37
	V_2	4,5	380,4	4249,80	0,8G-Edx	-6,68	5,91	2,38	1597,07	39,93
	V_{3d}	1,85	392,4	787,25	0,8G-Edx	-7,79	10,62	0,78	457,16	11,43
	V_{3g}	1,55	392,5	612,4	0,8G-Edx	-11,88	8,51	0,90	805,18	20,13
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	5,1	62,02	3862,62	0,8G-Edx	-6,02	5,86	2,58	1167,29	29,18
	V_2	4,5	98,56	1345,74	0,8G-Edx	-5,77	5,48	2,31	998,50	24,96
	V_{3d}	1,85	325,7	601,95	0,8G-Edx	-5,93	8,28	0,77	343,52	8,59
	V_{3g}	1,55	467,7	487,49	0,8G-Edx	-10,13	6,10	0,97	734,59	18,36
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	5,1	170,3	899,56	0,8G-Edx	-1,16	1,61	2,14	186,30	4,66
	V_2	4,5	111,9	736,66	0,8G-Edx	-1,29	1,62	1,99	192,77	4,82
	V_{3d}	1,85	131,2	335,72	0,8G-Edx	-3,45	4,40	0,81	210,57	5,26
	V_{3g}	1,55	60,02	308,43	0,8G-Edx	-5,39	4,88	0,81	329,24	8,23

Si :

$\sigma_t > \sigma_c$ *La section est partiellement tendue*

$\sigma_c > \sigma_t$ *La section est partiellement comprimé*

Tableau V.15 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Etage	Voiles	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (cm)	N_t (MPa)	A_{vt} (cm^2)
Sous-Sol Et RDC	V_1	5,7	44,69	6130,88	0,8G-Edy	-5,62	5,70	2,83	1591,12	39,78
	V_2	5	20,21	4645,53	0,8G-Edy	-5,55	5,59	2,49	1383,57	34,59
	V_3	4,3	1628,4	2651,11	0,8G-Edy	-3,02	8,07	1,17	264,71	6,62
	V_4	5	43,31	5943,73	0,8G-Edy	-7,09	7,18	2,48	1761,53	44,04
	V_{5d}	2,05	305,94	913,26	0,8G-Edy	-7,70	9,69	0,91	524,02	13,10
	V_{5g}	2,05	572,39	7169,52	0,8G-Edy	-7,12	6,12	3,07	2183,76	54,59
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	5,7	157,35	4078,93	0,8G-Edy	-4,84	5,21	2,75	996,17	24,90
	V_2	5	138,04	2769,44	0,8G-Edy	-4,25	4,62	2,40	763,25	19,08
	V_3	4,3	1447,46	2037,35	0,8G-Edy	-2,16	6,65	1,06	171,22	4,28
	V_4	5	467,7	487,49	0,8G-Edy	-1,4	0,16	4,5	473,58	11,84
	V_{5d}	2,05	241,95	771,41	0,8G-Edy	-6,56	8,13	0,92	449,95	11,25
	V_{5g}	2,05	846,90	682,90	0,8G-Edy	-9,25	3,75	1,46	1012,84	25,32
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	5,7	203,71	1337,4	0,8G-Edy	-1,41	1,88	2,44	257,46	6,44
	V_2	5	172,53	653,90	0,8G-Edy	-0,82	1,28	1,95	119,39	2,98
	V_3	4,3	572,37	445,37	0,8G-Edy	-0,08	1,85	0,17	0,97	0,02
	V_4	5	60,02	308,43	0,8G-Edy	-0,57	0,41	2,91	124,97	3,12
	V_{5d}	2,05	89,11	400,68	0,8G-Edy	-3,52	4,10	0,95	250,32	6,26
	V_{5g}	2,05	177,02	315,91	0,8G-Edy	-3,52	2,43	1,22	328,14	8,20

Si :

$\sigma_t > \sigma_c$ *La section est partiellement tendue*

$\sigma_c > \sigma_t$ *La section est partiellement comprimé*

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Etage	voiles	L_t (cm)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	$A_{t\,min}$CBA (cm²)	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$Av_{globale}$ (cm²)
Sous-Sol Et RDC	V_1	2,64	47,37	10,56	5,28	33,18	12	21HA12 =23,75	/	2x42HA12 =95,00
	V_2	2,38	39,93	9,54	4,76	33,18	12	19HA12 = 21,49	/	2x38HA12 =85,95
	V_{3d}	0,78	11,43	2,35	1,17	28,65	12	7HA12 = 7,92	1HA12 = 1,13	2x15HA12 =33,93
	V_{3g}	0,90	14,13	2,71	1,35	28,65	12	7HA12 = 7,92	/	2x12HA12 =29,41
1er ,2éme 3éme et 4éme	V_1	2,58	29,18	7,75	3,87	18,23	12	21HA10 = 16,49	/	2x42HA10 =65,97
	V_2	2,31	24,96	6,93	3,47	18,23	12	19HA10 = 14,92	/	2x38HA10 =59,69
	V_{3d}	0,77	8,59	2,32	1,16	18,23	12	6HA10 = 4,71	3HA10 = 2,36	2x15HA10 =23,56
	V_{3g}	0,97	18,36	2,90	1,45	18,23	12	8HA10 = 6,28	/	2x13HA10 =20,42
5éme et 6éme	V_1	2,14	4,66	6,42	3,21	18,23	12	18HA8 = 9,05	6HA8 = 3,02	2x42HA8 = 42,22
	V_2	1,99	4,82	5,98	2,98	18,23	12	17HA8 = 8,55	4HA8 = 2,01	2x38HA8 = 38,20
	V_{3d}	0,81	5,26	2,44	1,22	18,23	12	7HA8 = 3,52	1HA8 = 0,50	2x15HA8 = 15,08
	V_{3g}	0,81	8,23	2,44	1,22	18,23	12	7HA8 = 3,52	/	2x13HA8 = 13,07

Tableau V.17 : La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Etage	Voiles	L_t (cm)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{t\,min}$RPA (cm²)	$A_{t\,min}$CBA (cm²)	A_{ptx} (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$Av_{globale}$ (cm²)
Sous-Sol Et RDC	V_1	2,83	39,78	11,32	5,66	33,18	12	23HA12 = 26,01	/	2x46HA12 = 104,05
	V_2	2,49	34,59	9,96	4,98	33,18	12	20HA12 = 22,62	/	2x40HA12 = 90,48
	V_3	1,17	6,62	3,51	2,34	33,18	12	9HA12 = 10,18	17HA12 = 19,23	2x35HA12 = 79,17
	V_4	2,48	44,04	9,94	4,96	33,18	12	20HA12 = 22,62	/	2x40HA12 = 90,48
	V_{5d}	0,91	13,10	2,72	1,37	28,65	12	7HA12 = 7,92	/	2x16HA12 = 38,45
	V_{5g}	1,32	27,11	3,96	1,98	28,65	12	10HA12 = 11,31	/	2x16HA12 = 38,45
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	2,75	24,90	8,24	4,12	14,40	12	22HA10 = 24,88	2HA10 = 2,26	2x46HA10 = 72,26
	V_2	2,40	19,08	7,19	3,60	14,40	12	19HA10 = 21,49	2HA10 = 2,26	2x40HA10 = 62,83
	V_3	1,06	4,28	3,17	1,59	14,40	12	9HA10 = 7,07	17HA10 = 13,35	2x35HA10 = 42,41
	V_4	4,50	11,84	13,5	6,75	14,40	12	37HA10 = 29,09	/	2x40HA10 = 62,83
	V_{5d}	0,92	11,25	2,75	1,38	14,40	12	7HA10 = 5,50	2HA10 = 1,57	2x16HA10 = 26,70
	V_{5g}	1,46	25,32	4,38	2,19	14,40	12	12HA10 = 9,42	/	2x16HA10 =26,70
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	2,44	6,44	7,31	3,66	11,03	12	20HA8 = 10,05	6HA8 = 3,02	2x46HA8 = 46,24
	V_2	1,95	2,98	5,85	2,92	11,03	12	16HA8 = 8,04	8HA8 = 4,02	2x40HA8 = 40,21
	V_3	0,17	0,02	0,51	2,55	11,03	12	1HA8 = 0,50	33HA8 = 16,59	2x35HA8 = 27,14
	V_4	2,91	3,12	8,72	4,36	11,03	12	24HA8 = 12,06	/	2x40HA8 = 40,21
	V_{5d}	0,95	6,26	2,84	1,46	11,03	12	8HA8 = 4,02	/	2x16HA8 = 17,09
	V_{5g}	1,22	8,20	3,66	1,83	11,03	12	10HA8 = 5,03	/	2x16HA8 = 17,09

V.4.1.2. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon D.T.R.-B.C.-2.42 art 2.233-b :

$$A_h = Max\left[\frac{2}{3} * A_{Vch}\ ;\ 0{,}15\% * a * h_e\right]$$

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35};\ \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ; 30cm]$$

Tableau V.18 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Etage	Voiles	h_e (cm)	a (cm)	A_{Vch} (cm²)	A_h (cm²)	A_{hch} (cm²)	S_h (cm)
Sous-Sol Et RDC	V_1	373	20	95,00	63,33	2x 30HA12 = 67,86	12
	V_2	373	20	85,95	57,3	2x 30HA12 = 67,86	12
	V_3	271	15	63,34	42,22	2x 22HA12 = 49,76	12
1er ,2éme 3éme et 4éme	V_1	271	15	65,97	43,98	2x 28HA10 = 43,98	10
	V_2	271	15	59,69	39,79	2x 28HA10 = 43,98	10
	V_3	271	15	43,98	29,32	2x 28HA10 = 43,98	10
5éme et 6éme	V_1	271	15	42,22	28,13	2x 28HA8 = 28,15	10
	V_2	271	15	38,20	25,47	2x 28HA8 = 28,15	10
	V_3	271	15	28,15	18,77	2x 28HA8 = 28,15	10

Tableau V.19 : La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Etage	Voiles	h_e (cm)	a (cm)	A_{Vch} (cm^2)	A_h (cm^2)	A_{hch} (cm^2)	S_h (cm)
Sous-Sol Et RDC	V_1	363	20	104,05	69,36	2x 31HA12 = 70,12	12
	V_2	363	20	90,48	60,32	2x 31HA12 = 70,12	12
	V_3	261	15	79,17	52,78	2x 24HA12 = 54,29	12
	V_4	363	20	90,48	60,32	2x31HA12 = 70,12	12
	V_5	261	15	76,9	51,26	2x 24HA12 = 54,29	12
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	261	15	72,26	48,17	2x 31HA10 = 48,69	10
	V_2	261	15	62,83	41,88	2x 27HA10 = 42,41	10
	V_3	261	15	42,41	28,27	2x 27HA10 = 42,41	10
	V_4	261	15	62,83	41,88	2x 27HA10 = 42,41	10
	V_5	261	15	53,40	35,6	2x 27HA10 = 42,41	10
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	261	15	46,24	30,82	2x 31HA8 = 31,16	10
	V_2	261	15	40,21	26,81	2x 27HA8 = 27,14	10
	V_3	261	15	27,14	18,09	2x 27HA8 = 27,14	10
	V_4	261	15	40,21	26,81	2x 27HA8 = 27,14	10
	V_5	261	15	34,12	22,74	2x 27HA8 = 27,14	10

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.

Tableau V.20 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Etage	Voiles	L (m)	N (kN)	M ser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Sous-Sol Et RDC	V_1	5,1	1809,47	106,40	1,89	15	CV
	V_2	4,5	1459,82	1,14	1,62	15	CV
	V_{3d}	1,85	675,24	24,52	2,72	15	CV
	V_{3g}	1,55	626,20	88,02	4,15	15	CV
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	5,1	1342,16	48,16	1,83	15	CV
	V_2	4,5	1133,51	58,86	1,79	15	CV
	V_{3d}	1,85	619,89	4,70	2,29	15	CV
	V_{3g}	1,55	570,51	44,24	3,19	15	CV
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	5,1	473,76	202,12	0,93	15	CV
	V_2	4,5	409,37	94,55	0,79	15	CV
	V_{3d}	1,85	214,21	66,03	1,54	15	CV
	V_{3g}	1,55	211,60	112,24	2,78	15	CV

Tableau V.21 : Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Etage	Voiles	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Sous-Sol Et RDC	V_1	5,7	2116,51	61,02	1,91	15	CV
	V_2	5	1696,05	7,40	1,71	15	CV
	V_3	4,3	1892,5	31,46	2,5	15	CV
	V_4	5	2245,7	66,40	2,32	15	CV
	V_{5d}	2,05	598,13	31,70	2,25	15	CV
	V_{5g}	2,05	568,41	2,86	1,87	15	CV
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	5,7	1595,11	171,50	2,08	15	CV
	V_2	5	1288,31	99,61	1,87	15	CV
	V_3	4,3	1472,76	121,67	1,92	15	CV
	V_4	5	1555,13	101,62	2,24	15	CV
	V_{5d}	2,05	537,45	43,25	2,16	15	CV
	V_{5g}	2,05	507,75	2,31	1,67	15	CV
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	5,7	549,89	318,69	1,04	15	CV
	V_2	5	461,22	175,78	0,89	15	CV
	V_3	4,3	654,67	167,17	1,04	15	CV
	V_4	5	523,40	179,42	0,98	15	CV
	V_{5d}	2,05	198,48	50,95	1,13	15	CV
	V_{5g}	2,05	187,81	29,95	0,89	15	CV

V.4.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.22 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

Etage	Voiles	d (cm)	b_0 (cm)	T (kN)	τ (MPa)	Type de fissuration	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Sous-Sol Et RDC	V_1	507,5	18	1235,87	1,88	Préjudiciable	5	CV
	V_2	447,5	18	1097,46	1,90	Préjudiciable	5	CV
	V_{3d}	182,5	13	536,40	3,01	Préjudiciable	5	CV
	V_{3g}	152,5	13	482,99	3,23	Préjudiciable	5	CV
1er ,2^{éme} 3^{éme} et 4^{éme}	V_1	507,5	13	1264,30	2,57	Préjudiciable	5	CV
	V_2	447,5	13	973,72	2,24	Préjudiciable	5	CV
	V_{3d}	182,5	13	458,28	2,57	Préjudiciable	5	CV
	V_{3g}	152,5	13	369,07	2,47	Préjudiciable	5	CV
5^{éme} et 6^{éme}	V_1	507,5	13	433,85	0,88	Préjudiciable	5	CV
	V_2	447,5	13	425,46	0,98	Préjudiciable	5	CV
	V_{3d}	182,5	13	311,77	1,75	Préjudiciable	5	CV
	V_{3g}	152,5	13	273,51	1,83	Préjudiciable	5	CV

Tableau V.23 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).

Etage	Voiles	d (cm)	b_0 (cm)	T (kN)	τ (MPa)	Type de fissuration)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sous-Sol Et RDC	V_1	567,5	18	1174,44	1,60	Préjudiciable	5	CV
	V_2	497,5	18	914,55	1,42	Préjudiciable	5	CV
	V_3	427,5	18	986,32	1,28	Peu nuisible	4,3	CV
	V_4	497,5	18	807,01	1,26	Préjudiciable	5	CV
	V_{5d}	202,5	13	608,29	3,08	Préjudiciable	5	CV
	V_{5g}	202,5	13	562,21	2,84	Préjudiciable	5	CV
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_1	5,7	13	1181,24	2,15	Préjudiciable	5	CV
	V_2	497,5	13	771,90	1,60	Préjudiciable	5	CV
	V_3	427,5	13	763,32	1,37	Peu nuisible	4,3	CV
	V_4	497,5	13	836,62	1,84	Préjudiciable	5	CV
	V_{5d}	202,5	13	576,59	2,92	Préjudiciable	5	CV
	V_{5g}	202,5	13	493,98	2,50	Préjudiciable	5	CV
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_1	5,7	13	671,99	1,22	Préjudiciable	5	CV
	V_2	497,5	13	286,17	0,59	Préjudiciable	5	CV
	V_3	427,5	13	219,39	0,39	Peu nuisible	4,3	CV
	V_4	497,5	13	403,24	0,84	Préjudiciable	5	CV
	V_{5d}	202,5	13	353,31	1,79	Préjudiciable	5	CV
	V_{5g}	202,5	13	276,28	1,40	Préjudiciable	5	CV

V.4.2. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

- **Linteau long :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

- **Linteau court :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$ moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction/compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

1) Aciers diagonales :

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

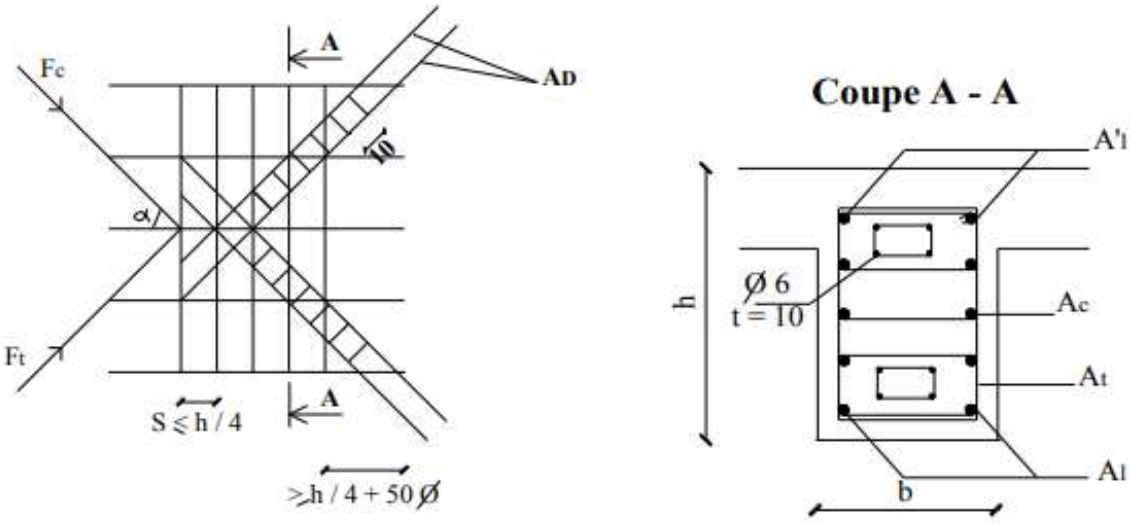


Figure V.7 : Armatures de linteau selon RPA99.

2) Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres.

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.24 : Choix de la méthode de calcul (Suivant X).

Etage	Voiles	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	τ $\leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
RDC	V_3	1,6	0,86	565,90	6,82	1,5	Non	Traction/Compression
1^{er} ,$2^{éme}$ $3^{éme}$ et				574,62	6,93	1,5	Non	Traction/Compression
$5^{éme}$ et $6^{éme}$				397,45	4,79	1,5	Non	Traction/Compression

Tableau V.25 : Choix de la méthode de calcul (Suivant Y).

Etage	Voiles	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	$\tau \leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
RDC	V_3	1,2	0,86	221,46	2,67	1,5	Non	Traction/Compression
	V_5	1,60	0,86	604,09	7,28	1,5	Non	Traction/Compression
1^{er},$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_3	1,2	0,86	260,23	3,14	1,5	Non	Traction/Compression
	V_5	1,60	0,86	648,79	7,82	1,5	Non	Traction/Compression
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_3	1,2	0,86	160,70	1,94	1,5	Non	Traction/Compression
	V_5	1,60	0,86	343,12	4,14	1,5	Non	Traction/Compression

Tableau V.26 : La section d'armatures des linteaux (Suivant X).

Etage	Voiles	Armatures longitudinales				Armatures transversales				
		M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	L (m)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
RDC	V_3	0,09	0,81	1,94	4HA12=4,52	1,86	15	1,60	0,56	2HA12=2,26
1^{er},$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_3	0,17		1,94	4HA10=3,14	1,86	10		0,38	2HA10=1,75
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_3	0,06		1,94	4HA8=2,01	1,86	10		0,38	2HA8=1,01

Tableau V.27 : La section d'armatures des linteaux (Suivant Y).

Etage	Voiles	Armatures longitudinales				Armatures transversales				
		M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	L (m)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
RDC	V_3	146,69	0,81	1,94	4HA12=4,52	1,39	15	1,20	0,56	2HA12=2,26
	V_5	417,28		1,94	4HA12=4,52	1,86		1,60	0,56	2HA12=2,26
1^{er},$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_3	168,89	0,81	1,94	4HA10=3,14	1,39	10	1,20	0,38	2HA10=1,75
	V_5	442,24		1,94	4HA10=3,14	1,86		1,60	0,38	2HA10=1,75
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_3	105	0,81	1,94	4HA8=2,01	1,39	10	1,20	0,38	2HA8=1,01
	V_5	183,18		1,94	4HA8=2,01	1,86		1,60	0,38	2HA8=1,01

Tableau V.28 : La section d'armatures des linteaux (Suivant X).

Etage	Voiles	Armatures diagonales				Armatures de peaux			
		V (kN)	α	A_D (cm^2)	$A_{D\,ch}$ (cm^2)	A_C (cm^2)	S (cm)	L (m)	$A_{C\,ch}$ (cm^2)
RDC	V_3	565,9	26,85	14,94	8HA16=16,08	2,58	15	1,60	8HA12= 9,05
1^{er},$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_3	574,6	26,85	15,17	8HA16=16,08	2,58	10		8HA10=6,28
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_3	397,4	26,85	10,49	8HA14=12,32	2,58	10		8HA8=4,02

Tableau V.28 : La section d'armatures des linteaux (Suivant Y).

Etage	Voiles	Armatures diagonales				Armatures de peaux			
		V (kN)	α	A_D (cm^2)	$A_{D\,ch}$ (cm^2)	A_C (cm^2)	S (cm)	L (m)	$A_{C\,ch}$ (cm^2)
RDC	V_3	221,46	34	4,75	8HA12=9,05	2,58	15	1,20	8HA12= 9,05
	V_5	604,09	26,8	15,95	8HA16=16,08	2,58		1,60	8HA12= 9,05
1^{er},$2^{éme}$ $3^{éme}$ et $4^{éme}$	V_3	260,23	34	5,58	8HA12=9,05	2,58	10	1,20	8HA10=6,28
	V_5	648,79	26,8	17,13	4HA20+ 4HA16 =20,6	2,58		1,60	8HA10=6,28
$5^{éme}$ et $6^{éme}$	V_3	160,70	26,8	3,45	8HA12=9,05	2,58	10	1,20	8HA8=4,02
	V_5	343,12	34	9,06	8HA12=9,05	2,58		1,60	8HA8=4,02

CHAPITRE VI : CACLCUL DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol, D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bar$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques du sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2\,m$$

Vue qu'on a un niveau de sous-sols, l'ancrage exigé par le rapport géotechnique est atteint donc, on va poser nos fondations avec un ancrage de 0,90m sous le niveau de sous-sol (-4,08m) donc : D= 5,00 m.

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 18{,}20\ kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 21°$$

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton de 10cm.

VI.4. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.5. Semelle isolée sous poteau

Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A * B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) * B^2}\left(1 + \frac{3 * e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N * B - (3 * e_{0b} * N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N * A - (3 * e_{0a} * N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bar = 0{,}2MPa \quad , \quad a = b = 60cm \quad , \quad c = 3cm$$

Avant de commencer le calcul on a regroupé les semelles en trois familles selon les efforts de chaque poteau, la figure suivant représente le détaille de regroupement :

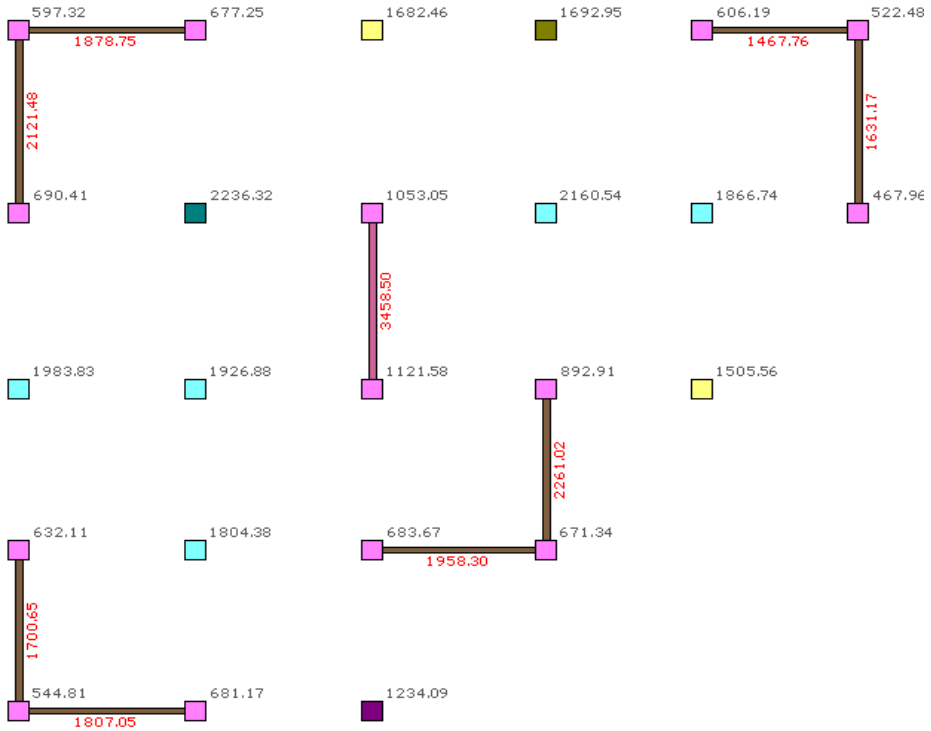


Figure VI.1 : regroupement des semelles.

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N(kN)	M_x(kN.m)	M_y(kN.m)	A(m)	B(m)	A_{ch}(m)	B_{ch}(m)	d(cm)	h(cm)
S1	2236,32	-3,98	6,41	3,34	3,34	3,60	3,60	77	80
S2	1692,95	22,40	1,53	2,91	2,91	3,10	3,10	62	65
S3	1234,09	-4,63	7,33	2,48	2,48	2,60	2,60	52	55

- **Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :**

a) Suivant X :

$$l \geq \frac{1,5}{2}(B + B')$$

On a : $l = 5,1m \quad \Rightarrow \ \frac{1.5}{2}(2,60 + 2,60) = 3,90\ m$

$$l = 5,10 > 3,90$$

b) Suivant Y :

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

On a : $l = 5,1m \quad \Rightarrow \ \frac{1.5}{2}(3,60 + 3,60) = 5,03\ m$

$$l = 5,10 < 5,40$$

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant l'axe Y, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes par une seule direction.

VI.6. Semelle filante (continue)sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

a) Transversalement :

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs $N\ et\ M_b$, on déterminera si la répartition de la contrainte du sol est trapézoïdale ou triangulaire, puis on détermine la largeur B de la semelle.

On déterminera ensuite la hauteur utile « d » et la hauteur totale « h » de la semelle.

b) Longitudinalement :

Les efforts pris en considération se limitent aux efforts normaux N_i, les moments n'aurait aucun effet à cause de la grande rigidité de la poutre de libage.

VI.6.1. dimensionnement de la semelle filante

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS(SENS-Y).

Semelle	∑ N_{pot}(kN)	∑ N_{voile}(kN)	L (m)	B (m)	B_{ch} (m)	H (cm)	h_{ch} (m)	σ	$\overline{\sigma_{sol}}$	σ < $\overline{\sigma_{sol}}$
Filante 1	4448,48	3822,13	23,80	1,74	1,90	39,25	40	1,93	2	CV
Filante 2	7326,00	0	23,80	1,54	1,70	34,25	35	1,90	2	CV
Filante 3	5774,85	3458,50	24,10	1,92	2,10	44,25	45	1,94	2	CV
Filante 4	5417,74	2261,02	19,10	2,01	2,20	45	45	1,94	2	CV
Filante 5	3978,49	0	14,10	1,41	1,60	30	30	1,84	2	CV
Filante 6	990,44	1631,17	8,30	1,58	1,70	34,25	35	1,95	2	CV

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.SENS X juste pour voiles.

Semelle	∑ N_{pot}(kN)	∑ N_{voile}(kN)	L(m)	B(m)	B_{ch}(m)	h(cm)	h_{ch}(m)	σ	$\overline{\sigma_{sol}}$	σ < $\overline{\sigma_{sol}}$
Filante 1	637,29	1878,75	6,90	1,77	1,90	39,25	40	1,96	2	CV
Filante 2	613,00	1807,05	6,90	1,75	1,90	39,25	40	1,95	2	CV
Filante 3	676,85	1958,30	7,15	1,84	2,00	40	40	1,94	2	CV
Filante 4	564,34	1467,76	6,15	1,65	1,80	35	35	1,92	2	CV

- **Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :**

Suivant Y :

$$l \geq \frac{1}{2}(B + B')$$

On a : $l = 5m \quad \Rightarrow \ \frac{1}{2}(2{,}20 + 2{,}10) = 2{,}15m$

$$l = 5 > 2{,}15$$

Donc il n'a pas un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles.

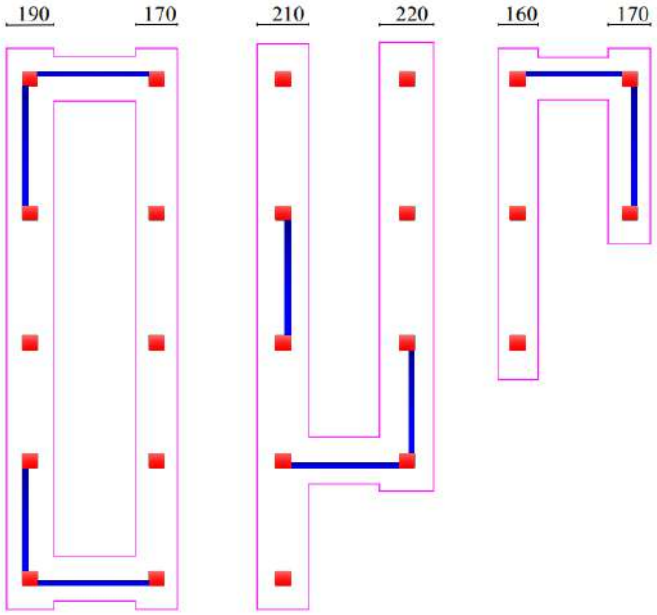


Figure VI.2 : sens des semelles filantes avec leur dimensionnement.

VI.6.2. Calcul de ferraillage de la semelle filante

Le calcul de ferraillage pour une semelle filante se fait comme une semelle isolée, mais avec l'effort normal max dans cette file avec :

$$A_b = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b\,, \quad A_{rép} = \frac{A_b}{4}\,.B$$

$$A = \frac{5{,}7 + 5{,}5}{2} = 5{,}60m \quad , N = 3069{,}5\ kN \quad et\ B = 1{,}7m$$

Tableau V.4 : La section calculée et choisie des armatures de la semelle filante.

Section (cm^2)	A (m)	B (m)	N_u (kN)	$A_{b.calculé}$ (cm^2)	$A_{b\,choisié}$ (cm^2)	$A_{rép.calculé}$ (cm^2)	$A_{rép.choisié}$ (cm^2)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x40	5,6	1,7	3069,5	39,29	37HA12 = 41,85	3,36	6HA12 = 6,79	15	20

VI.7. Poutre de libage

VI.7.1. Prédimensionnement

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{0{,}5.K.lmax^4}{E}}$$

Avec K : raideur du sol $K = \begin{cases} 0{,}5 & pour\ un\ mauvais\ sol \\ 4 & pour\ un\ sol\ moyen \\ 12 & pour\ un\ bon\ sol \end{cases}$, et lmax =Max($l_i$,$l_{i+1}$).

Dans notre cas on a un sol moyen K= 4 kg/cm3, E=32164,19 MPa et lmax=5,7m.

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.4.5700^4}{32164{,}19}} = 0{,}74\text{m}.$$

Donc on prend : h_p =0,95m et b=0,6m.

VI.7.2. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage selon CBA91 Art 5.2.4.2

$$N_u \leq N_{limite} = 0{,}045.u_c.hp\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$u_c = \big((a+b)+(2h)\big).2 = \big((60+60)+(2x95)\big).2 = 6{,}2m$$

$$N_u = 3069{,}50kN \leq N_{limite} = 4417{,}50\ kN \Rightarrow CV$$

Pas de risque de poinçonnement de la poutre de libage.

VI.7.3. Calcul de ferraillage de la poutre libage

Le calcul se fait comme une poutre continue chargé par une charge uniformément repartie.

VI.7.3.1. Calcul des armatures longitudinal à l'ELU

- Evaluations charges :

$F_u = \sigma_u$.B $\Rightarrow 454{,}19\ kN$, Fser = σ_{ser}.B $\Rightarrow 324{,}20\ kN$

Tableau V.5 : La section calculée et choisie des armatures de la poutre de libage.

Elémen	(bxh)	M_t(kN.m)	Combinaison	$A_{S1}(cm^2)$	M_a(kN.m)	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
Poutre de libage	60x95	913,59	1,35 G +1,5 Q	30,4	-1050,82	1,35 G +1,5 Q	35,4
	Section calculée		Section choisie				
	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}'(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$		$A_{S2}(cm^2)$		
	30,4	35,4	5HA20+8HA16=31,79		5HA20+10HA16=35,81		

VI.7.3.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.6 : vérification des contraintes de la poutre de libage à L'ELS.

Eléments	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN. m)	$M_{a\,ser}$ (kN. m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutre de libage	653,6	-755,7	6,3	201,6	84,7	7,2	201,6	98,7	15	201,6	CV

- **Section minimale :**

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ RPA2003 (Art. 7.5.2.1).

Section tendue: $A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ CBA93 (Art. B. 6.4).

Tableau V.7 : vérification la section minimale de la poutre de libage.

Eléments	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutre de libage	47,50	51,52	28,5	5,7	CV

VI.7.3.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.8 : vérification des contraintes de cisaillement de la poutre de libage.

Elément	Section	V_{max}(kN)	b_0(cm)	d(cm)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre de libage	60x95	1308,09	60	92,5	2,35	2,5	CV

VI.7.3.1.3. Vérification de la fléché

Tableau V.9 : vérification de la fléché pour la poutre de libage.

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
47,50	653,6	0,85	169,67	0,53	52,55	559803
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
2658747	4034151	2,37	4,69	2,32	11,2	CV

VI.7.3.2 Ferraillage transversal de la poutre

Tableau V.10 : La section d'armatures transversales de la poutre de libage.

Elément	τ_u(MPa)	$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\,choisie}$ (cm²)
		S(ZN)	S′(ZC)	
Poutres principales	2,35	10	15	$4Ø10 = 3,14$

VI.7.3.3. Armature de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur 95cm, le CBA93 Art 7.3 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/1ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Donc on adopte A_P=4HA12=4,52cm².

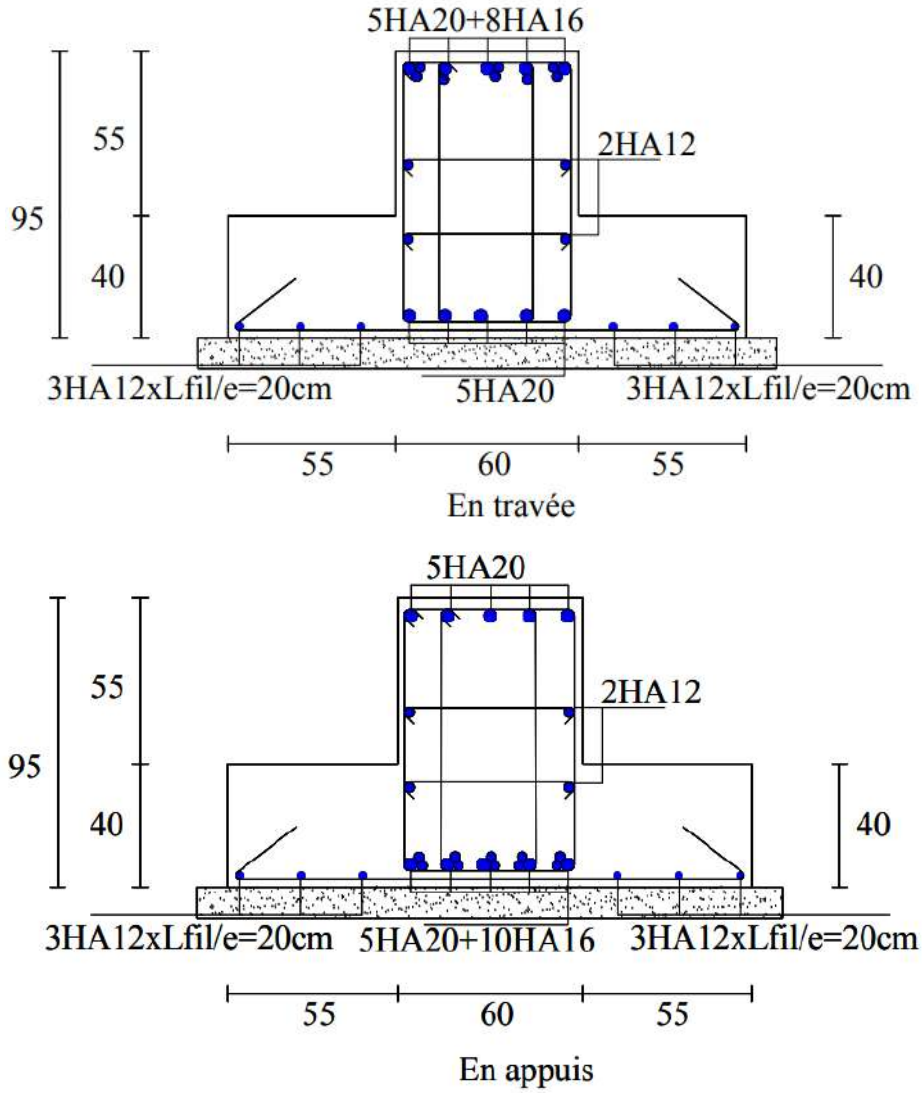


Figure VI.3 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage et la semelle.

VI.8. Mur de soutènement

Un mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres sur une surface réduite, La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des pentue et limiter l'érosion par ruissellement.

VI.8.1. Règle de dimensionnement des murs en béton armé

La hauteur de mur : H=5m.

$B = \left(\frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3}\right).H \Rightarrow B = 2{,}5 \text{ à } 3{,}3 \Rightarrow on\ prend\ B = 2{,}5\ m$

$t = \frac{H}{12}, min = 30 \Rightarrow t = 40cm$

$d = \frac{H}{12} \Rightarrow D = 40cm$

$a = \frac{H}{24} \Rightarrow a = 20cm$

$d_1 = \frac{H}{6} \Rightarrow d_1 = 80cm$

$h_1 = H - t \Rightarrow h_1 = 4{,}6m$

$d_2 = B - (1+1) \Rightarrow d_2 = 1{,}3m$

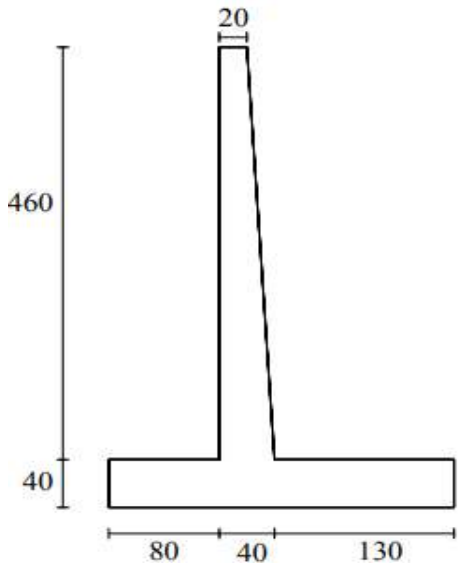


Figure VI.4 : Dimensionnement mur de soutènement.

VI.8.2. Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2}\gamma_s * K_p * h^2$$

Avec :

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta).\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta).\cos(\beta - \delta)}}\right]^2}$$

ET: $\gamma_s = 18{,}20\ kN$, $\varphi = 21°$, $\lambda = 2{,}48°$, $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 14°, \beta = 18° \Rightarrow K_p = 0{,}673$,c=0,20 bar

$Donc:\ P = \frac{1}{2}18{,}20.0{,}673.5^2 = 153{,}11kN/ml$

- Décomposition de la force :

$P_{1x} = P.cos\lambda$=152,96kN/ml

$P_{1y} = P.sin\lambda$=6,63kN/ml

- Le moment de renversement :

$M_{1x} = -P_{1x}.A$=152,96x1,67=254,93 $kN.m/ml$

$M_{1y} = -P_{1y}.B$=6,63x1,13=7,51 $kN.m/ml$

VI.8.3. Calcul de cohésion C

$C_1 = K_{cl}.c.L$,Avec $K_{cl} = 2.\sqrt{K_p} \Rightarrow C_1 = 2.\sqrt{0,673}x20x5$

Donc : C_1 =164,07 kN/ml

- Le moment: $M_1 = C_1.L.B$=164,07x2,5x1 =410,18 $kN.m/ml$

VI.8.4. Calcul le poids et le moment correspondant

a) 1-Poids de mur

$P_{mur} = V_{mur}.\gamma_b$

Avec : $V_{mur} = (b_r.h_r.l) + (b_s.h_s.l) \Rightarrow (0,4 + 0,2)x\frac{5}{2}x1 + (0,4x2,5x1)$=2,5$m^3$

$P_{mur} = 2,5x25 = 62,5\ kN/ml$

2-moment de mur

$$M_{mur} = P_{mur}.B \Rightarrow 62,5x1,083 = 67,7kN.m/ml$$

b) 1-Poids des terres

$$W_1 = V_1.\gamma_s$$

Avec : $V_1 = (b_{rem}.h_{rem}.l) + \left(\frac{1}{2}b_{rem}.h_{rem}.l\right) + + \left(\frac{1}{2}b_r.h_r.l\right)$

$\Rightarrow V_1 = (1,3x4,6x1) + \left(\frac{1}{2}x0,2x4,6x1\right) + \left(\frac{1}{2}x0,55x1,50x1\right)$ =6,85m^3

$\Rightarrow W_1 = 6,85x18,20 = 124,67\ kN/ml$

2-moment de la terre

$$M_{ter} = W_1.B \Rightarrow 124,72x1,811 = 225,85kN.m/ml$$

VI.8.5. Calcul de stabilité

- **Stabilité au glissement**

$$F_s = \frac{c.B + Ntg(\delta)}{T} = \frac{20x2,5 + 193,80xtg(18,20)}{11,11} = 6,18 > 1,5$$

- **Stabilité au renversement**

$$F_R = \frac{M_s}{M_R} = \frac{711,24}{254,93} = 2,79 > 1,5$$

Donc le mur est stable vis-à-vis de glissement et de renversement.

VI.8.6. Calcul de ferraillage

VI.8.6.1. Ferraillage du rideau

a) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le rideau est considéré comme un consol encastré dans la semelle, le moment à l'encastrement c'est le résultant du moment du au poussée des terres P et ou surcharge Q plus la cohésion C, le ferraillage sera fait en flexion composé avec (bxh)=(100x40) cm² pour une bonde de 1 mètre.

Tableau V.11 : La section calculée et choisie des armatures de rideau.

Section (cm^2)	N (kN. m)	M (kN. m)	$A_{s1.calculé}$ (cm^2)	$A_{s2.calculé}$ (cm^2)	$Av_{choisié}$ (cm^2)	$A_{rép.calculé}$ (cm^2)	$A_{rép.choisié}$ (cm^2)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x40	93,33	209,58	15,6	15,6	2x 8HA16 = 32,17	21,45	2x18HA12 = 40,72	15	25

b) Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.12 : vérification des contraintes de rideau à L'ELS.

Eléments	Sollicitation à l'ELS		Contraintes			Contraintes admissibles		Vérification
	M_{ser} (kN. m)	N_{aser} (kN)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutre de libage	155,3	69,13	7,00	201,6	79,5	15	201,6	CV

c) Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.13 : vérification des contraintes de cisaillement de rideau.

Elément	Section	V_{max}(kN)	b_0(cm)	d(cm)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	100x40	11,11	100	37,5	0,03	2,5	CV

VI.8.6.2. Ferraillage de la semelle

a) Vérification de contraintes sous-semelles

$M_e = M_s + M_r$ =711,24 + (−254,93) = 456,31

$$d = \frac{M_e}{N} = \frac{456,31}{193,80} = 2,35m \text{ , } et \;\; e = |\frac{B}{2} - d| = |\frac{2,5}{2} - 2,35| = 1,1m$$

$$e = 1,1 >= \frac{B}{6} = 0,416 \Rightarrow \;\; Donc\ diagrammes\ des\ contraintes\ est\ trapézoidale$$

$$\sigma_A = \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{B}}.\left(1+\frac{6.\mathrm{e}}{B}\right) = \frac{193{,}80}{2500}.\left(1+\frac{6\mathrm{x}1100}{2500}\right) = 0{,}078 \;\; MPa < 0.25\, MPa$$

$$\sigma_B = \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{B}}.\left(1-\frac{6.\mathrm{e}}{B}\right) = \frac{193{,}80}{2500}.\left(1-\frac{6\mathrm{x}1100}{2500}\right) = 0{,}077 \;\; MPa < 0.25\, MPa$$

$$\sigma = \left(\frac{\sigma A - \sigma B}{B}\right) = \left(\frac{0{,}078 - 0{,}077}{2500}\right) = 0{,}0004\, MPa$$

$$\sigma_1 = \frac{W_1}{d_2} = \frac{124{,}67}{1300} = 0{,}096\, MPa$$

b) Calcul le moment maximal

$$M_{max} = \left|-((\sigma 1 - \sigma) + 2(\sigma 1 - \sigma B)\right).\frac{(d_2 + \mathrm{a})^2}{2500}$$

$$M_{max} = \left|-((0{,}096 - 0{,}0004) + 2(0{,}096 - 0{,}077)\right).\frac{(1300+400)^2}{6} = 64{,}40 \text{ kN. m}$$

Pour le ferraillage de la semelles , on prendre le moment max (M_{max})

c) Calcul des armatures à l'ELU

La semelles arrière et avant sont considérées comme des console encastrées dans le rideau, les moments à l'encastrement sont produits par la soustraction des moments dues aux poids des terres au-dessus de la semelle et les moments de la contrainte sous la semelle, le ferraillage sera fait en flexion simple avec (bxh)=(100x40).

Tableau V.14 : La section calculée et choisie des armatures de la semelle.

Section (cm^2)	M (kN. m)	$A_{b.calculé}$ (cm^2)	type de fissuration	$A_{bchoisié}$ (cm^2)	$A_{rép.calculé}$ (cm^2)	$A_{rép.choisié}$ (cm^2)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x40	86,94	6,8	Préjudiciable	7HA12= 7,92	4,95	12HA12 = 13,57	15	20

d) Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.15 : vérification des contraintes de cisaillement de la semelle.

Elément	Section	V_{max}(kN)	b_0(cm)	d(cm)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Semelle de mur	100x40	15,12	100	37,5	0,041	2,5	CV

VI.9. Ferraillage des longrines

VI.9.1. Prédimensionnement

Les dimensions minimales de la section des longrines sont : B=25x30cm² selon RPA2003 Art 10.1.1

On a un site ferme (site2) on prend B = 30x30 cm².

VI.9.2. Calcul Ferraillage à l'ELU

Les longrines doivent calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

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, α=12

- **Section minimale :**

$A_{min} = 0{,}6\%\ b.h\ (cm^2)$ RPA2003 (Art. 10.1.1).

Section tendue: $A_{tmin} = 0{,}1\%\ b.h\ (cm^2)$ CBA93 (Art. B. 6.4).

Les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : La section calculée d'armatures des poutres.

Section	$N_{u\ max}$ (kN)	F_u (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$ RPA	$A_{min}(cm^2)$ CBA	Vérification
30x30	3069,50	255,80	7,35	6HA14=9,24	4,50	0,9	CV

VI.9.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitunales, il nous reste à vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.17 : vérification des contraintes des poutres à L'ELS.

Section	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$\sigma_s\ (MPa)$	$\overline{\sigma_s}\ (MPa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	2136,32	178,03	9,24	192,67	201,63	CV

VI.9.4. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

Elément	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	S(ZN)	S′(ZC)	
Longrine	10	15	$2Ø8 = 1{,}01$

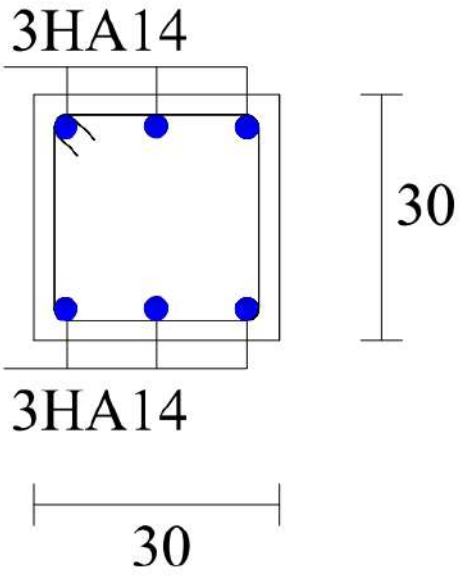


Figure VI.5 : Ferraillage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0 %), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0 %).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de (0,486s) et un nombre des modes élevé (97 modes) avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause principale de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x45 cm²) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA14 et HA16) et même acceptable sur le plan exécution.

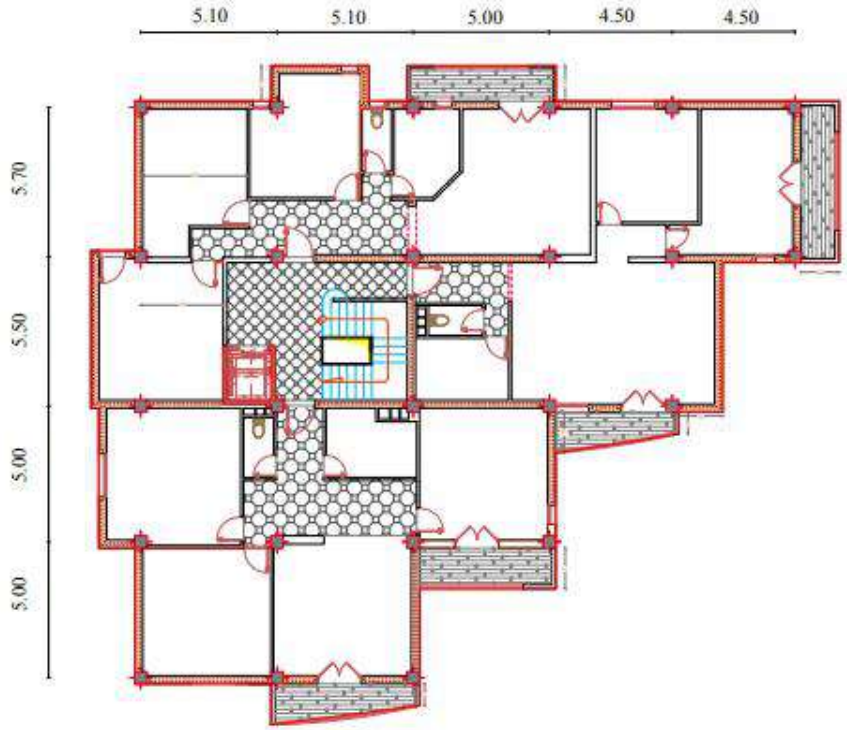
- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté sur le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, notamment le dernier étage dont la section d'armature calculée était de 5,75 cm². Ce point révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et le sens des exigences réglementaires d'éviter les formes irrégulières même avec la présence des voiles de contreventement.

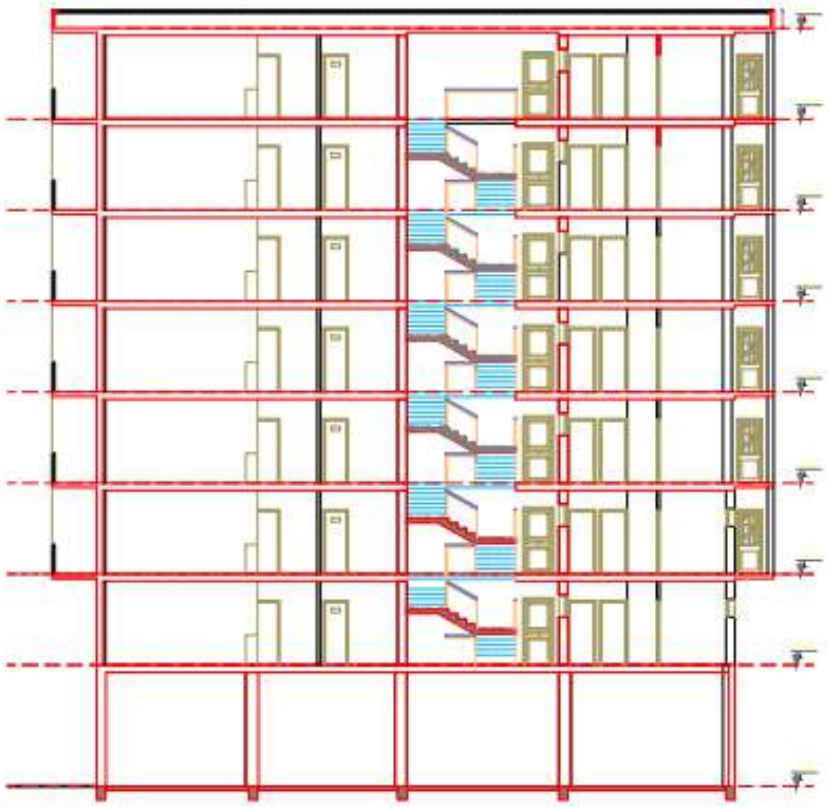
- Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était la meilleure solution pour satisfaire les conditions de stabilité.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

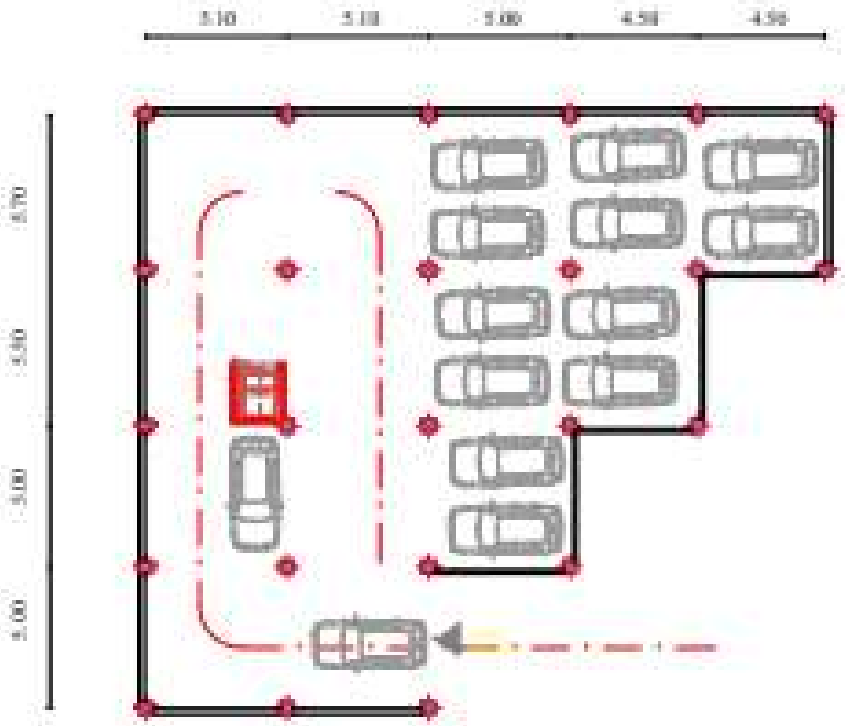
plan d'étages courants



Coupe A-A



plan de Sous-sol



plan de terrasse

