REPUBLIQUE **A**LGERIENNE **D**EMOCRATIQUE **E**T **P**OPULAIRE

Ministère **D**e **L**'enseignement **S**upérieur **E**t **D**e **L**a **R**echerche Scientifique

Pole Universitaire DR. YAHIA FARES De MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Génie Civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Licence (LMD)

en Génie Civil

Option : STRUCTURES

THEME

Conception et Calcule d'un bâtiment

A usage d'habitation (R+7)Contreventé

Par des Voiles en Béton

Dirigé par :

Mr KHLLADI Mohamed

Etudier par :

Ain Gheza Amira

Osmani Soumia

Juin 2013

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à réaliser ce travail.

Nos remerciements nos parents, pour leur soutien et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous remercions très sincèrement notre promoteur, monsieur ***Kheladi Mohammed*** *pour son dévouement, ses conseils et sess critiques tout au long de l'élaboration de ce mémoire.*

Nous remercions sincèrement tous les enseignants de l'université de MEDEA en particulier de Génie Civil qui ont participé à notre formation

Mes gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger mon travail.

Nous adressons les plus chaleureux remerciements et toute gratitude à : ***Messili Ikram , Ben Imam Hiba*** *pour leur aide et soutien.*

Ainsi que tous nos amis chacun par son nom.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui ont su planter en moi tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.

A ma ***très chère mère*** *que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices qu'elle a consentis pour moi.*

A ***mon très cher père*** *qui a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi que chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré.*

A mon mari Mohamed

A mes beaux parents

A mes beaux frères

A ma belle soeur

A mes ***grands parents****et à tonton* ***Aziz*** **.**

A mon petit frère ***Moumouh***

A mes sœurs et leurs époux

A ma binôme ***Otsmani soumia***

A mes amies intimes ***Messili Ikram,Ben Imam Hiba,Houda.K*** *et à toute ma promotion (2013) sans exception.*

Et à toute personne que j'ai connue et j'ai aimée.

Ain-Ghezal Amira

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui ont su planter en moi tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.

A ma ***très chère mère*** *que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices qu'elle a consentis pour moi.*

A ***mon très cher père*** *qui a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi que chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré.*

A mes soeurs : ***Ahlem , Souaad,Hadjer*** *,* ***Sihem*** *et son époux* ***mohamed .***

A ma nièce ***Assil,*** *et mon neveu* ***Abdelrahim***

A mes grandes mères

A mes oncles et tentes et toutes la famille Otsmani

Et à mon fiancé Mohamed

A ma binôme ***Ain ghezal Amira***

A mes amies intimes ***Messili Ikram,Ben Imam Hiba.***

et à toute ma promotion (2013) sans exception.

Et à toute personne que j'ai connue et j'ai aimée.

Otsmani Soumia

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة و دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من(طابق أرضي + سبعة طوابق) .و المقرر بنائها في العزيزية بالمدية .و المصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقة2)

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

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر :القواعد الجزائرية المضادة للزلازل : قانون الخرسانة المسلحة CBA93. 2003 V 99 RPA

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

Résumé :

Ce projet consiste à concevoir et étudier un bloc (RDC + 7 étages) en béton armé à usage d'habitation dans le cadre de la construction de 40 logements à AZIZIA Wilaya de Médéa, Région classée dans une zone de sismicité élevée (zone II a).

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

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

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

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

Abstract

This project involves the design and study a block (GF + 7 floors) reinforced concrete for residential use as part of the construction of 40 housing AZIZIA wilaya of Médéa, an area classified as high seismic zone (Zone II a).

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

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

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

Liste des figures

CHAPITRE I : GENERALITE

Figure.I.1: diagramme des contraintes déformation d'un béton comprimé 8

Figure .I.2 : Diagramme de déformation – contrainte 14

CHAPITRE II :PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1 .Plancher terrasse 15

Figure II.2.Plancher étage courant 16

Figure II.3. Cloison interieur 16

Figure.II.4.Double cloison 17

Figure II-5: representation du poteau le plus sollicite 20

Figure II.6.Coupe de voile en plan et voile en 3D.....24

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III-1 : L'acrotère 27

Figure III-2 : Section de B.A a l'ELU 29

Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère 34

Figure III-4 : schematisation de la poutrelle avant coulage 35

Figure III.5.Disposition des étaiements.....37

Figure III.6.Poutrelle à quatre travées. 38

Figure III.7.Diagramme des moments des poutrelles à neuf travées à l'ELU.....41

Figure III.8.Diagramme des E. tranchants des poutrelles à neuf travées à l'ELU ...41

Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à neuf travées a l'ELS.....42

Figure III.10.Diagramme des E. tranchants des poutrelles à neuf travées a l'ELS....42

Figure III.11. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages.....44

Figure III.12.Ferraillage des poutrelles 49

FigureIII-13 : Représentation d'un escalier 50

Figure III-14 :Dimensions de l'escalier 51

Figure III.15.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU et l'ELS .54

Figure III-16 : Dimensionnement de la poutre palière 58

Figure III-17 : ferraillage de la poutre palière 63

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV -1 : Le comportement du 1er mode (1er modèle).....69

Figure IV -2 : Le comportement du 2ème mode (1er modèle) 69

Figure IV.3 Disposition des voiles.....70

Figure IV -4 : Le comportement du 1er mode(2ème modèle).....75

Figure IV -5 : Le comportement du 2 ème mode(2ème modèle).....76

Figure IV -6 : Le comportement du 3ème mode(2ème modèle).....76

Figure IV.7. Les forces agissant sur la stabilité au renversement.....80

Figure IV.8. Distribution des forces sismiques 81

Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant x 82

Figure IV -10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 83

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres 98

Figure V.2.Ferraillage des poutres principales 99

Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires 100

Figure V -4 : Disposition des armatures dans les poteaux 109

Figure V.5.Ferraillage des poteaux 110

Figure V.6.Disposition des armatures dans les voiles d'epaisseur 15cm (L=4.15m).....117

Figure V.7.Disposition des armatures dans les voiles d'epaisseur 15cm (L=3.15m).....117

Figure V.8.Disposition des armatures dans les voiles d'epaisseur 15cm (L=3m).....117

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1. Choix des semelles 119

Figure VI.2.Bulbes de pression dans différents types de semelles 120

Figure. VI-3: Schéma équivalent d'une répartition trapézoïdale 124

Figure. VI-4 : Dimensions de la semelle 124

Figure. VI-5 :Ferraillage des semelles isolées 126

Figure VI-6 :Ferraillage des semelles fillantes 128

Liste des tableaux

CHAPITRE I : GENERALITE

Tableau I-1 Dimension du bloc 2

CHAPITRE II :PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : charge permanente et charge d'exploitation du plancher terrasse 14

Tableau II.2 :Charge permanente et charge d'exploitation du plancher E.courant.....15

Tableau II.3 : charges permanentes du mur simple 16

Tableau II.4 : charges permanentes du mur double cloison 17

Tableau II.5 : predimensionnement des poteaux 18

Tableau II.6: determination de la longueur de flambement 18

Tableau II.7: calcule de $\overline{Nu}$ 20

Tableau II-8 : Tableau des charges permanentes 21

Tableau II-9 : Tableau des charges d'exploitation 22

Tableau II -10 : Determination de l'effort normal ultime de chaque niveau 23

Tableau II.11.Verifications des conditions de l'RPA99v2003 23

Tableau II.12.Vérifications aux zones nodales 24

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III-1 : Les charges 27

Tableau III-2 : Les efforts 27

Tableau III-3 : Les données 28

Tableau III.4: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles....36

Tableau III-5 : Calcul des moments 36

Tableau III.6:Determination du nombre d'etaiements 37

Tableau III. 7:Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS 38

Tableau III. 8 : Moments en appuis et en travées des poutrelles 40

Tableau III. 9 : Moments en appuis et en travées des poutrelles 42

Tableau III.10.Calcul des armatures 45

Tableau III.11.Récapitulation 46

Tableau III-12 : Poids propre du palier de repos de l'escalier 52

Tableau III-13 : Poids propre de la paillasse de l'escalier 52

Tableau III-14 : Combinaison des charges de l'escalier 53

Tableau III-15 : Les moments à l'ELU et à l'ELS 53

Tableau.III.16.Les données 54

Tableau.III.17.les Résultats du ferraillage 54

Tableau.III.18.Verification de l'espacement 55

Tableau.III.20.Verification a l'ELS 56

Tableau.III.21.Résultats de la vérification de la flèche.....57

Tableau III.22 : Les efforts agissants sur une poutre palière 60

Tableau III-23 : les données 60

Tableau III-24 : Calcul des sections d'acier de la poutre paliere 60

Tableau III.25: Vérification à l'E.L.S 60

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV-1: Récapitulation des résultats du 1er modèle.....68

Tableau IV-2 Périodes et coefficients de participation massique (1er modèle).....68

Tableau IV -3 : Calcule du centre de masse.....71

Tableau IV -4 : Calcul du centre de torsion.....71

Tableau IV -5 : Calcul de l'excentricité théorique.....71

Tableau IV -6 : Calcul de l'excentricité accidentelle.....72

Tableau IV -7 : Calcul de l'excentricité totale 72

Tableau IV-8 Périodes et coefficients de participation massique(2eme modèle).....77

Tableau IV -9 : vérification des périodes 77

Tableau IV -10 : Calcul de la force sismique.....79

Tableau IV -11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....79

Tableau IV -12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X 81

Tableau IV -13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 82

Tableau IV -14 : calcul du moment de renversement 83

Tableau IV -15 : calcul du moment stabilisant 84

Tableau IV -16 : Vérification de stabilisation 84

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x 85

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y 86

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens x 87

Tableau IV -20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y 87

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V -1 : Les données de calcul 89

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales 90

Tableau V -3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 91

Tableau V -4 : Vérification des contraintes a l'ELS des poutres principales.....92

Tableau V -5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 92

Tableau V -6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA.....93

Tableau V -7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA.....93

Tableau V -8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA.....94

Tableau V -9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA.....94

Tableau V -10 : Calcul de $\overline{\tau u}$ 95

Tableau V -11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....95

Tableau V -12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 96

Tableau V -14 : Vérification de la flèche des poutres 97

Tableau V -15: Efforts et sections d'acier adopté 103

Tableau V -16 : Choix finale de section des poteaux 104

Tableau V -17: Vérification des contraintes a l'ELS des poteaux 105

Tableau V -18**:** Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....107

Tableau V -19 : les armatures transversales et leurs espacements 108

Tableau V -20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales 108

Tableau V.21. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm,(L= 4.15m).....114

Tableau V.22. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm (L=3.15m).....114

Tableau V.23. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm (L=3m) 114

Tableau V.24. Vérification des contraintes a l'état limite de service. 115

Tableau . V.25. Vérification des voiles a l'effort tranchant 116

Tableau . V.26.Détermination des armatures horizontales 116

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1.Dimensionnement des semelles isolées 119

Tableau VI.2.Vérification du chevauchement entre les semelles isolées 119

Tableau VI.3.Dimensionnement des semelles filante 120

Tableau VI.4.Vérification du chevauchement entre les semelles 120

Tableau VI-3: Vérification de la capacité portante pour la semelle 123

majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Zmin : hauteur minimale.

Ce : coefficient d'exposition au vent.

Cr : est le coefficient de rugosité.

Cpe,10 : coefficient de pression intérieur des toitures plates.

Cpe,1 : coefficient de pression intérieur des toitures plates.

Cpi : coefficient de pression intérieur.

Cp : coefficient de pression de vent.

W : Pression nette exercee sur l'element

q j : la pression due au vent

R : force résultante

Fw : la résultante des forces horizontales

Fu : une force de soulèvement.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

ct : coefficient de topographie

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

ε : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

CHAPITRE 1

I.1. Introduction:

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à « AZIZIA », région correspondant à la zone (IIa),de moyenne sismicité selon le RPA version2003.

I.2. Description du bâtiment :

-La bâtisse est composée d'un rez de chaussée et de « 07 » étages identiques à usage d'habitation .

Planchers :

-Le type de plancher à adopter pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux.

-La terrasse est inaccessible sauf uniquement pour les travaux d'entretien .

Escaliers :

-Les escaliers sont à 2 volées comprenants un palier de repos.(voir la vue en plan)

Revêtement :

Plancher :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Murs :

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées
  -Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  -L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.

-Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le batiment est entouré d'un acrotère réalisé en beton armé, d'une hauteur de 60cm et d'une épaisseur de 10 cm.

I.3. Caractéristiques dimensionnelles :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

Tableau 1-1 Dimension du bloc

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Largeur : 16.8 m Longueur :28.8 m	Hauteur totale du batiment: ht=25.92m Hauteur de l'etage courant: h =3.24m Hauteur de RDC: h =3.24m

I.4. Conception structurelle:

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé,les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il y'a lieu egalement de verifier les conditions suivantes :

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

I.5.Caractéristiques mécaniques de la structure :

I.5.1. Le béton :

a) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment selon les proportions appropriées , des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais sur des éprouvettes à la compression et à la traction aux laboratoire.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais elle est mauvaise à la traction, pour cela on introduit des armatures au niveau des parties tendus pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange et d'un procédé de fabrication.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
  - Sable de dimension 0/d inférieure à 5 mm.
  - Gravier de dimension d/D inférieure à 25 mm
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

c) Préparation du béton :

L'appel au laboratoire est obligatoire afin de prendre des échantillons de chaque matériau disponible sur chantier.

Le laboratoire doit établir un rapport sur la composition du béton et une courbe granulométriques des agrégats existant sur chantier.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

➢ La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350Kg/m^3 de ciment CEM II/ 32.5
- 400 L de sable Dg ≤ 5mm
- 800 L de gravillon Dg ≤ 25 mm
- 210 L d'eau.

Pourquoi les CEM II/32.5 ?

Les ciments Portland composés résultent du mélange de clinker en quantité au moins égale à 65 % et d'autres constituants tels que laitiers de haut fourneau, cendres volantes, pouzzolanes, fumée de silice, dont le total ne dépasse pas 35 %.

On a choisi les CEM II/32.5 parce que :

- Ils conviennent bien pour les travaux de maçonnerie.
- Ils conviennent pour les travaux de toute nature en béton armé.
- Ils sont bien adaptés pour les travaux massifs exigeant une élévation de température modérée.

d) <u>Caractéristiques physiques et mécaniques du béton</u> :

➡ **La masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m^3.Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

➥ **Le retrait :** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

➥ **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évaluer à 10^{-5}, pour une variation de ± 20°C on obtient : $\triangle L = \pm (2/1000) \times$ longueur

➥ **Le fluage :** C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.

➥ **La résistance :**

1-<u>Résistance du béton à la compression :</u>

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini parla valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm^2 de section d=16cm ; h=32cm

La résistance est mesurée à l'age de 28 jours

Selon les règles D.T.R B.C.2.2 la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $\mathbf{0.685 f_{c28} .log (j+1)}$

Si $\mathbf{j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}}$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$\mathbf{f_{c28} = 25MPA.}$ (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

2-<u>Résistance du béton à la traction :</u>

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j »jours notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :

$\mathbf{f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}}$ **pour** $\mathbf{f_{cj} \leq 40MPA.}$

$\mathbf{f_{c28} = 25MPA \rightarrow f_{t28} = 2.1MPA}$

➥ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{IJ} »est égale :

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3}$$

E_{ij} **=32164.2MPA ..... C.B.A. 93**

Le module de déformation différée « E_{vj} »à « j »jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

E_{vj} **=10721.398 MPA C.B.A.93**

et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

G= E **/2*(1+υ).**

υ : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles $[BAEL91]$ les valeurs de ce coefficient :

υ =0.20 ; dans le cas des états limites de service.

υ=0.00 ; dans L'E.L.U.

e) <u>Caractéristiques limites du béton</u> :

1-<u>Contrainte ultime du béton en compression :</u>

On a **:** $f_{bu}=0.85f_{cj}/\gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj}=f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b=1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow$ $f_{bu}=18.47$MPA.

γ_b= 1.50 ; pour les situations durables.

$\Rightarrow$ f_{bu}=14.2MPA.

2-<u>Contrainte ultime du béton au cisaillement :</u>

On a :

$\bar{\tau}_u$ **=min (0.2$f$cj/γ_b ; 5 Mpa) ;** si la fissuration non préjudiciable**.**

$\bar{\tau}_u$ **=min (0.15f_{cj}/γ_b ; 4 Mpa**) ; si la fissuration préjudiciable.

3- <u>Contrainte de service du béton en compression :</u>

$\overline{\sigma_{bc}}$ **=0.6f_{c28}** pour $\overline{\sigma_{bc}}$ =25MPA

4-<u>Diagramme contrainte déformation :</u>

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un chargement et un déchargement afin de déterminer la contrainte élastique qui est le module d'Young de notre béton.

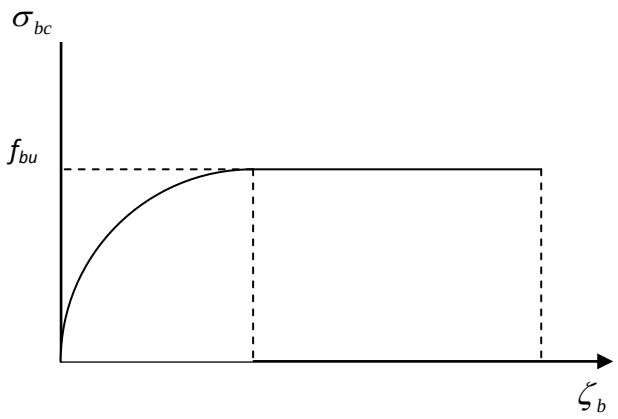


Fig.I.1: diagramme des contraintes déformation d'un béton comprimé

I.5.2. L'acier :

a) Définition :

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E_s =200 000 MPa.

b) Types d'acier :

- Barres lisses (RL) ⟶ Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) ⟶ Fe E 40
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences ⟶ Fe E 215

c) Caractèrestiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)
Ronds lisses	F_eE 215 F_eE 235	215 235
Barre HA	F_eE 400 F_eE 500	400 500
Treillis soudé	TLE 520	520

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE40 type 1, f_e =400 MPa

d) <u>Contraintes limites</u> :

1. Contraintes limites à l 'ELU :

$\overline{\sigma s} = fe / \gamma_S$ ⟶ aciers naturels (résiste à 2400 kg / cm²)

$\overline{\sigma s} = 1.1\ fe / \gamma_S$ ⟶ aciers écrouis (résiste à 2800 kg / cm^2)

Avec : γ_S : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$\gamma_S = 1.15$ en situation courante $\sigma_S = 348$ MPa

$\gamma_S = 1$ en situation accidentelle $\sigma_S = 400$ MPa

2. Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_S sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte..... Aucune verification a effectuer

Fissuration préjudiciable ..... $\overline{\sigma s} = Min[\ 2\ f_e / 3;\ 110\ \sqrt{ftj\ \eta}\ ]$ [MPa]

Fissuration très préjudiciable …… $\overline{\sigma s} = Min[\ f_e /2\ ;\ 90\ \sqrt{ftj\ \eta}\ ]$

μ : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence ŋ : 1 pour les aciers (RL).

ŋ : 1,6 pour les aciers (HA).

3. Diagramme de déformation - contrainte :

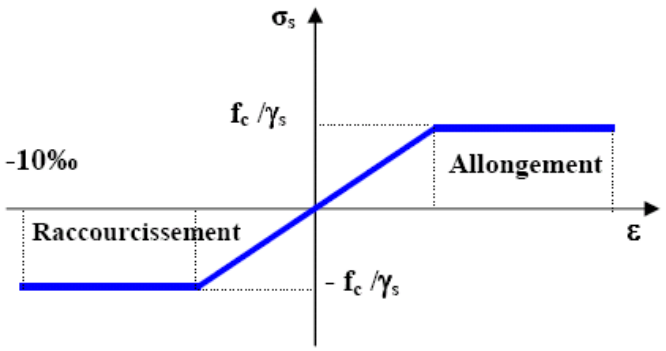


Figure 1-2 Diagramme de déformation - contrainte

- L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} =25MPa

f_{t28} =2.1MPa

E_{i28} =32164.2MPa

E_{v28} =10721.398 MPa

σ_{bc} = { 18.48 Mpa .....situation accidentelle
σ_{bc} { 14.2 Mpa .....situation durable

$\bar{\tau}_u$ { =3,33 MPa **.....** Fissuration peu nuisible
{ =2.5 MPa ..... Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable

FeE 400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE 235 , fe =235 MPa : Pour les armatures transversales

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

II.1 .Introduction :

*Le prédimensionnement a pour but " le pré calcul "des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du C.B.A93 et le RPA 99 modifié en **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être revus.*

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers a corps creux sont constitues de poutrelles prefabriquees associees a des corps creux, l'epaisseur du plancher se calcule a l'aide des deux formules suivantes:
La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

- ✓ $L/20 \geq ht \geq L/25$ ..... CBA 93
- ✓ et $ht \geq L/22.5$ ..... (Calcul des ouvrages en BA)

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

Dans notre cas : L = 3.30 m

- ✓ $330/20 \geq ht \geq 330/25 \Rightarrow 13.2\ cm \geq ht \geq 16.5\ cm.$
- ✓ et $ht \geq 330/22.5 \Rightarrow ht \geq 14.66\ cm.$

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (16+4) cm

$\Rightarrow$ **h_t= 20 cm**

dont : **h=16 cm** qui est la dimention de notre poutrelle .

e=4 cm comme table de compression.

II.3 Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le prédimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

❖ **Selon C.B.A93**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h. \end{cases}$$

❖ ***Vérification d'après RPA99 version 2003 : (Article 7.5.1)***

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec: *L*: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

II.3.1) Les poutres principale: $L = L_{1max} = 3.85m$

❖ Par C.B.A93 :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 25.66 \leq h \leq 38.5 \quad \text{on prend : } h=35\ cm \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend : } b = 30\ cm \end{cases}$$

❖ ***Vérification d'après RPA99 version 2003 : (Article 7.5.1)***

$$\begin{cases} b = 30\ cm > 20\ cm, \ldots \text{vérifier} \\ h=35cm \ldots \geq 30cm \ldots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1.06 \leq 4 \ldots \text{vérifier} \end{cases}$$

$\Rightarrow$ Donc on opte pour une poutre de section ''**35x30**''

II.3.2) Les poutres secondaire: L= L_{max} = 3.30.m

❖ **Par C.B.A93 :**

$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 22 \leq h \leq 33$ *on prend : h=30 cm*

$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21$ *on prend : b = 25cm*

❖ ***Vérification d'après RPA99 version 2003 : (Article 7.5.1)***

b = 25 cm > 20 cm,……. vérifier

h=30 cm…≥30cm …….. vérifier

h/b = 30/20= 1.5 ≤ 4 ……...vérifier

$\Rightarrow$ Donc on opte pour une poutre de section ''**30x25**''

Conclusion :

Toutes des vérifications sont satisfaites donc :



b= 30cm b= 25cm

Poutre principale Poutre secondaire

II.4. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.4.1. Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de touts les éléments porteurs de charges des planchers.

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présente le poids mort.

- Les charges d'exploitation ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour le calcul du bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher autre que

II.4.2. Evaluation des charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.4.2.1) Les planchers :

➢ ***Plancher terrasse : (inaccessible)***

Tableau II.1 : charge permanente et charge d'exploitation du placher terrasse

Matériaux	*Epaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m^3)*	*Poids (KN/m^2)*
1-Gravillon de protection	**0.04**	***18***	***0.72***
2-Etanchéité multi couche	***0.02***	***6***	***0.12***
3- Papier kraft	-	-	***0.05***
4- Forme de pente	***0,10***	***22***	***2.2***
5- Film polyane	-	-	***0.01***
6- Plaque de liège	***0.04***	***4***	*0,16*
7- Pare vapeur	***0.01***	***6***	***0.06***
8-plancher corps creux	***16+4***	-	***2.80***
9-Enduit de plâtre	**0.02**	***10***	***0.20***

Charge permanente et charge d'exploitation

G =	**6.32**	**(KN/m²)**
Q =	**1**	**(KN/m²)**

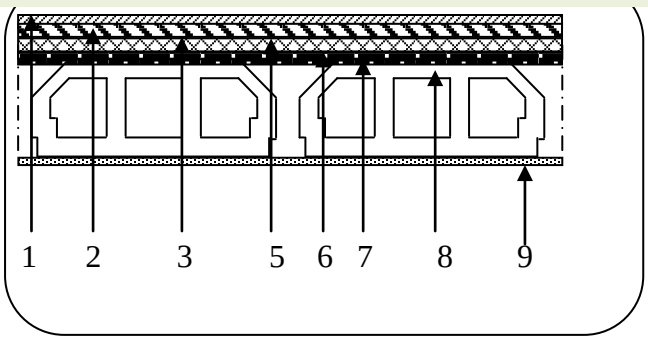


Figure II.1 .Plancher terrasse

Plancher étage courant :

Charge permanente et charge d'exploitation :

Tableau II.2 : Charge permanente et charge d'exploitation du plancher étage courant

Matériaux	*Epaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids (KN/m²)*
1-Carrelage	**0.02**	***22***	***0.44***
2-Mortier de pose	***0.02***	***20***	***0.40***
3- lit de sable	***0.03***	***18***	***0.54***
4- plancher à corps creux	***16+4***	**-**	***2.80***
5- Enduit de plâtre	***0.02***	***10***	***0.2***
6-Brique creux	***0,1***	**-**	***1.62***

G =	**6**	**(KN/m²)**
Q =	**1.5**	**(KN/m²)**

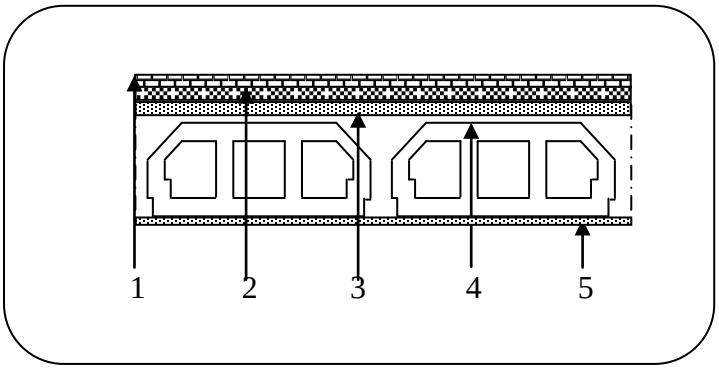


Figure II.2.Plancher étage courant

II.4.2.2)les murs :

a).Cloison interieur:

Tableau II.3 : charges permanentes du mur simple

Matériaux	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m³)*	*Poids (KN/m²)*
G =	**1.62**	**(kN/m²)**	
1-Enduit de ciment	0,02	***18***	***0.36***
2-Brique creuse	*0.10*	***9***	***0.9***
4-Enduit en ciment	***0.03***	***18***	***0.36***

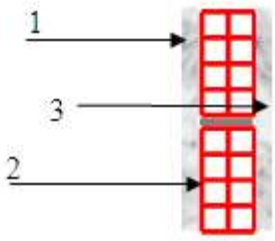


Figure II.3. Cloison interieur

b). Cloison exterieur : (double cloison)

Tableau II.4 : charges permanentes du mur double cloison

Matériaux	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids (KN/m^2)*
1-Enduit de ciment	***0.02***	***18***	***0.36***
2-Brique creuse	***0.10***	***9***	***0.9***
3-Ame d'air	***0.10***	***-***	***-***
4-Brique creuse	***0.10***	***9***	***0.90***
5-Enduit en ciment	***0.02***	***18***	***0.36***

G = 2.52 (KN/m^2)

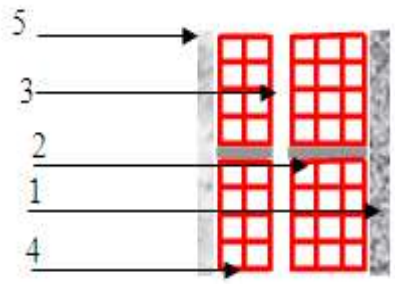


Figure.II.4.Double cloison.

II.5. Prédimentionnement des poteaux :

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

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'evaluation des actions des charges permanentes et d'exploitation.

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1 cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton..

II.5.1)- **Choix du poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicite est (D-3) .

II.5.2) - **Dimensions des poteaux :**

- MIN (b1, h1) ≥ 30cm

Tableau II.5 : predimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		7ème,6ème,5ème	4ème,3ème,2ème	1ème et RDC
Dimension du poteau	b(cm)	35	40	45
	h(cm)	35	40	45

II.5.3)- Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le reglement C.B.A93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7×L0 : si le poteau est a ses extremites :
  - Soit encastre dans un massif de fondation.
  - Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la meme raideur que lui dans le sens considere et le traversant de part en part.
- L0 : dans les autres cas.

Avec :L0 = 3.24m: est comptee entre face superieure de deux planchers consecutifs ou de sa jonction avec la fondation a la face superieure du plancher. Pour cela on va proceder a la verification suivante :

Tableau II.6: determination de la longueur de flambement

Niveau	Dimension du poteau	L_f	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
7ème	0.35	2,268	0,101	22,45
6ème	0.35	2,268	0,101	22,45
5ème	0.4	2,268	0,115	19,64
4ème	0.4	2,268	0,115	19,64
3ème	0.4	2,268	0,115	19,64

2ème	0.45	2,268	0,130	17,46
1ème	0.45	2,268	0,130	17,46
RDC	0.45	2,268	0,130	17,46

II.5.4)- Effort normal ultime de résistance :

D'apres l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

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

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique.

$B_r = (b-2) \times (h-2)$: pour une section rectangulaire

α : Coefficient fonction de l'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

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

α

Avec $\lambda = L_f / i$: élancement mécanique.

$L_f = 0.7 \times L_0$: longueur de flambement.

$i = \sqrt{I/B}$: rayon de giration;

I : moment d'inertie du poteau.

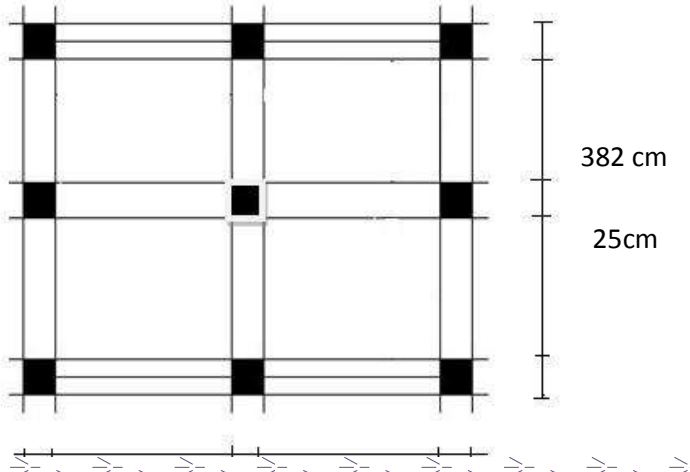
Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$; $\overline{Nu} = N_u + 10\%N_u$

Tableau II.7: calcule de $\overline{Nu}$

Niveau	Dimension (m)	Br (m²)	λ	α	As	$\overline{Nu}$ (KN)
7ème	0.35	0,1089	22,45	0,785	*1,225*	1060.68
6ème	0.35	0,1089	22,45	0,785	*1,225*	2157.88
5ème	0.4	0,1444	19,64	0,800	*1,6*	3231.83
4ème	0.4	0,1444	19,64	0,800	*1,6*	4291.69
3ème	0.4	0,1444	19,64	0,800	*1,6*	5328.83
2ème	0.45	0,1849	17,46	0,810	*2,025*	6343.2
1ème	0.45	0,1849	17,46	0,810	*2,025*	7344.41
RDC	0.45	0,1849	17,46	0,810	*2,025*	8323.43

II.5.5. Détermination des charges et surcharges



267 cm 30 cm 324cm

Figure II-5: représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

Sp=(7.75-0.25)x(6.21-0.30)

Sp=44.325 m²

- Surface totale:

St=7.75x 6.21

St=48.13 m²

II.5.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprises par un poteau intermediaire le plus sollicité à chaque niveau.

a)-Charges Permanente :

Tableau II-8 : Tableau des charges permanentes

Etage	$G_{Plancher}$	G_{Poteau}	G_{Poutre}	G	$G_{Cumulé}$
7ème	280.13	9,92	30.77	320.82	320.82
6ème	265.95	9,92	30.77	306.64	627.46
5ème	265.95	12,96	30.77	306.64	934.1
4ème	265.95	12,96	30.77	309.68	1243.78

3ème	265.95	12,96	30.77	309.68	1553.46
2ème	265.95	16,40	30.77	309.68	1863.14
1ème	265.95	16,40	30.77	313.12	2176.20
RDC	265.95	16,40	30.77	313.12	2489.38

b) -Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanement, on applique pour leur determination la loi de degression qui consiste a reduire les charges identiques a chaque etage de 10% jusqu'a 0,5Q.

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

Avec :

- n: Nombre d'etage on demarre de haut en bas (le premier etage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du 5ème étage

Plancher terrasse : Q = 1 x 48.13 = 48.13 kN

Plancher étages et RDC : Q = 1,5 x 48.13 = 72.195 kN

Tableau II-9 : Tableau des charges d'exploitation

Etage	Q (KN)		3+n / 2n	Q cum (KN)
7ème	Q_0 =	48.13		48.13
6ème	Q_1=	72.195	1	120.325
5ème	Q_2=	72.195	0.95	185.29
4ème	Q_3=	72.195	0.90	243.04
3ème	Q_4=	72.195	0.85	293.58

2ème	Q_5=	72.195	0.80	336.89
1ème	Q_6=	72.195	0.75	372.98
RDC	Q_7=	72.195	0.70	401.92

Effort normal de résistance : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$;

$\overline{Nu} = N_u + 10\%N_u$

Tableau II -10 : Determination de l'effort normal ultime de chaque niveau

Etage	**$G_{Cumulé}$ (KN)**	**Q_{cum} (KN)**	**N_U (KN)**	**$1.1N_U$ (KN)**	**$\overline{Nu}$ (KN)**	**$1.1N_U \leq \overline{Nu}$**
7ème	320.82	48.13	505.30	555.38	1060.68	OUI
6ème	627.46	120.325	1027.56	1130.32	2157.88	OUI
5ème	934.1	185.29	1538.97	1692.86	3231.83	OUI
4ème	1243.78	243.04	2043.66	2248.03	4291.69	OUI
3ème	1553.46	293.58	2537.54	2791.29	5328.83	OUI
2ème	1863.14	336.89	3020.57	3322.63	6343.2	OUI

1ème	2176.20	372.98	3497.34	3847.07	7344.41	OUI
RDC	2489.38	401.92	3963.54	4359.89	8323.43	OUI

II.5.7. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

D'apres le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent etre verifiees :

Tableau II.11.Verifications des conditions de l'RPA99v2003

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Min (b1, h1) ≥ 25 cm	*Min (b1, h1)=35 cm ≥ 25 cm*	**Oui**
Min (b1, h1) ≥ he /20	*Min (b1, h1)= 35 cm ≥ he/20*	**Oui**
	=(3,24-0,35)/20= 14.45 cm	
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**

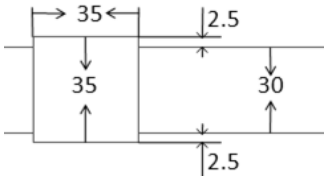
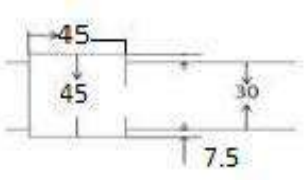
II.5.8. Vérification aux zones nodales *:*

Il nous reste à vérifier :

- bmax ≤ 1.5h+b1,
- d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau II.12.Vérifications aux zones nodales

bmax (cm)	**h_1 (cm)**	**b1 (cm)**	**bmax≤ 1.5h+b1**	**d (cm)**	**Max (b1/2;h1/2)**	**d ≤ Max (b1/2;h1/2)**

	30	35	35	c.v	2.5	17.5	CV
	30	45	45	c.v	7.5	22.5	CV

II.6.Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmette une partie des charges.
- Transmette les efforts horizontaux dûes au séisme et au vent.
- l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage- he- et des conditions de rigidité des extrémités comme indique la figure .

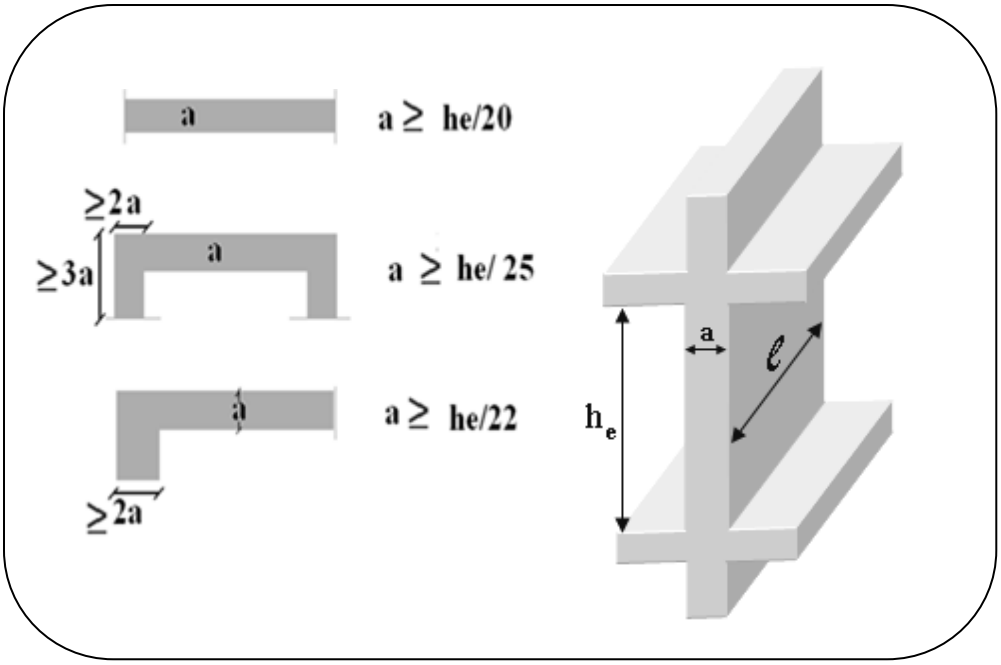


Figure II.6.Coupe de voile en plan et voile en 3D.

he= 3,24-0,3=2,94 m.

a ≥ Max(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max(15 cm ; 11,76 cm; 13,36 cm; 14,70 cm)

a ≥ 14,70 cm

D’après RPA 2003, l’épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq h_e / 20$$

e ≥ 294 / 20

e ≥ 14.7

donc ,odopte e=15cm

CHAPITRE 3

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- *Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.*
- *Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.*

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'epaisseur et de 120 cm de hauteur. C'est un systeme isostatique assimile a une console de 100 cm de largeur, encastree au plancher terrasse et soumise a un effort normal du a son poids propre et un moment à l'encastrement dûe a une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquee a son extremite. La fissuration est consideree comme prejudiciable car l'acrotère est sujet aux intemperies.

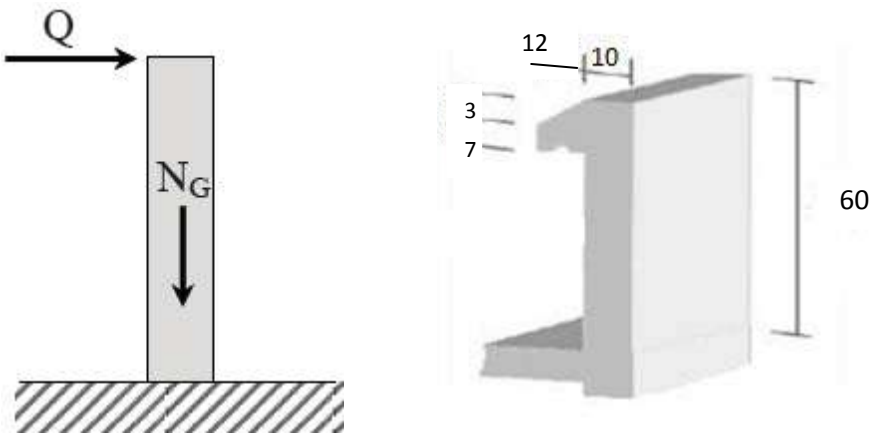


Figure III-1 : L'acrotère

III.2.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [kN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 **= 1.775**
charge d'exploitation Q [kN/ml]	**1**

III.2.2. Calcul des efforts :

Tableau III-2 : Les efforts

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

III.2.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III-3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	**h**	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	**d**	7.5 cm
f_e	400 MPa	**c**	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

III.2.3.a. A E L U :

➢ **Calcul de l'excentricite:**

A l'attention de : $e0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.369}$

$\Rightarrow$ $e_0 = 38$ cm

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

Donc le centre de pression se trouve a l'exterieur du segment limite par les armatures.

Alors on a une **section partiellement comprimee**.

➢ **Calcul du moment de flexion :**

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

$e = e0 + \frac{h}{2} - c$

$\Rightarrow$ $e = 0.405$ m

$M1 = N * e$

$\Rightarrow$ $M1 = 0.96$ kN.m

➢ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{\sigma bc * d * \beta}$ $\Rightarrow$ $\mu = 0.012$

μ=0.012< μ l=0.392 ⇨ A'$_1$ = 0

ß = 0.994

$A_1 = \frac{Mf}{\overline{\sigma s} * d * \beta}$ ⇨ A_1 = 0,370 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma s}$

⇒ **A= 0.302 cm²**

Et : A' = A'1 ⇨ A' =0 cm²

Donc: **A = 0.302 cm²**
A' =0 cm²

- **Condition de non fragilite :**

  Selon C.B.A.93 :

  $A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10*100}{1000}$ = 1 cm²

  Amin =1 cm²> A =0.302 cm² ⇨ A = Amin = 1.00 cm²

  On adoptera **: A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

- **Armatures de repartition :** selon C.B.A 93

  On a : $\frac{A}{4} \leq A_{rép} \leq \frac{A}{2}$

  $0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : **Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²**

- . **Espacement :** selon C.B.A93

  St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

  Srep=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.2.3.b. Verification à l'E.L.S :

Données: Nser = 1.755 kN

Mser = 0.6kN.m

- . **Calcul de l'excentricite:**

$e_0 = M_{ser}/N_{ser}$

$e_0 = 0.6/ 1.755$ **$e_0 = 34.19cm$**

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

On doit verifier l'inegalite ci-contre : **$e_0 = \frac{IG}{B0 * \upsilon 2}$**

Ou : Bo = b*h+ 15 (A + A')

Bo = 1030,15 cm².

- $\upsilon 1 = 1/B_0 \left[\frac{b h^2}{2} + 15 (A' c + Ad) \right]$ ⇨ **$\upsilon 1 = 5,073$ cm.**
- $\upsilon 2 = h - \upsilon 1$ ⇨ **$\upsilon_2 = 4,926$ cm.**

$I = b/3 \ (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15 [A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2]$

I = 8513.68 cm4.

Alors: $\frac{Ig}{B0 * \upsilon 2}$ **= 1.677 cm**

Donc : e_0= 34,19cm > $\frac{Ig}{B0 * \upsilon 2}$ **= 1.677 cm**

Alors : on a une section **partiellement comprimée.**

Il faut vérifier que: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bu}}$ *et* $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Ou : $\sigma_b = k.y_1$ avec $K = N_{ser} / I.Y$

$\sigma_s = 15.K.(d - Y_1)$

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

$Y_2^3 + p.Y_2 + q = 0$

tq y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

$q = -2C3 - (C - d)^2.(90 \frac{A'}{B}) + (d - C)^2(90. \frac{A}{B})$

C: La distance entre la fibre la plus comprimee du beton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

- **Application numerique :**

p = -2489.80 cm²

q= + 47307.84 cm²

Donc l'equation devient:

$$\mathbf{Y_2^3 - 2489.80.Y_1 + 47307.84 = 0}$$

$\Delta = q^2+4.p^3/27 = -4.85 \times 10^7 < 0$

$$\begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3.q}{2.p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = \mathbf{171.62}^\circ \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} \Rightarrow \mathbf{a=57.61} \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont:

$$\begin{cases} Y_1 = a.\cos(\varphi/3) = 31.20 \text{ cm} \\ Y_2 = a.\cos(\varphi/3+120°) = -57.54 \text{ cm} \\ Y_3 = a.\cos(\varphi/3+240°) = 26.34 \text{cm} \end{cases}$$

On choisit la solution qui convient parmi les (3) solutions.

Soit : $Y_1=Y_c=31.20$ cm.

$Y_{ser}=Y_1=C= 2.01$ cm. $\Rightarrow$ **Y_{ser}= 2.01 cm.**

En revanche on a : K = $\frac{N_{ser}}{S'_G}$

$S_{xx'}=1/2\ b.y_1^2 + 15[\ A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$

$S_{xx'}= 36.48\text{cm}^3$

$K=1755/\ 36481= 0.0481\ \text{N/mm}^3$

$\sigma_b=K.Y_{ser} = 0.0481\ 20.1 \Rightarrow$ σ_b=0.967**Mpa** < $\overline{\sigma_{bu}}$ =15MPa

$\sigma_s = 15.K.(d - Y_1)$ $\Rightarrow$ $\boldsymbol{\sigma_s = 39.61\ MPa}$

$\overline{\sigma s} = min\ (2/3\ fe,\ 110 \times \sqrt{ftj.\eta}\ \ Mpa\ )$

$= min\ (333.33\ ,\ 201.633) = 201.633$ MPa

σ_s =39.61 MPa < $\overline{\sigma}_s$=201.633 MPa

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

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant : selon C.B.A93

La section d'armature tendue doit etre capable d'equilibrer l'effort de traction "F" qui est égale a:

$F = T_u - \frac{Mu}{0.9\,d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9*0.075} = -11.83kN$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises a aucun effort de traction,
Donc il n'y pas de verification à faire.

III.2.5. Vérification de l'acrotère au seisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$\mathbf{F_P = 4\ A\ C_P\ W_P}$$

- *A =0,25* ……**A**: coefficient d'accélération de zone (zone II a).
- C_P *=0,80*……**C_P** : facteur de force horizontale (élément en console).
- W_P = 2.255 KN/*ml*.....**W_P** : poids de l'acrotère.

$F_P = 4 \times 0{,}25 \times 0{,}80 \times 2.255 = 1.404$ kN

F_p = 1.404 KN < T =1.5 KN ..... (C.V)

Donc l'acrotère resiste à la force horizontale

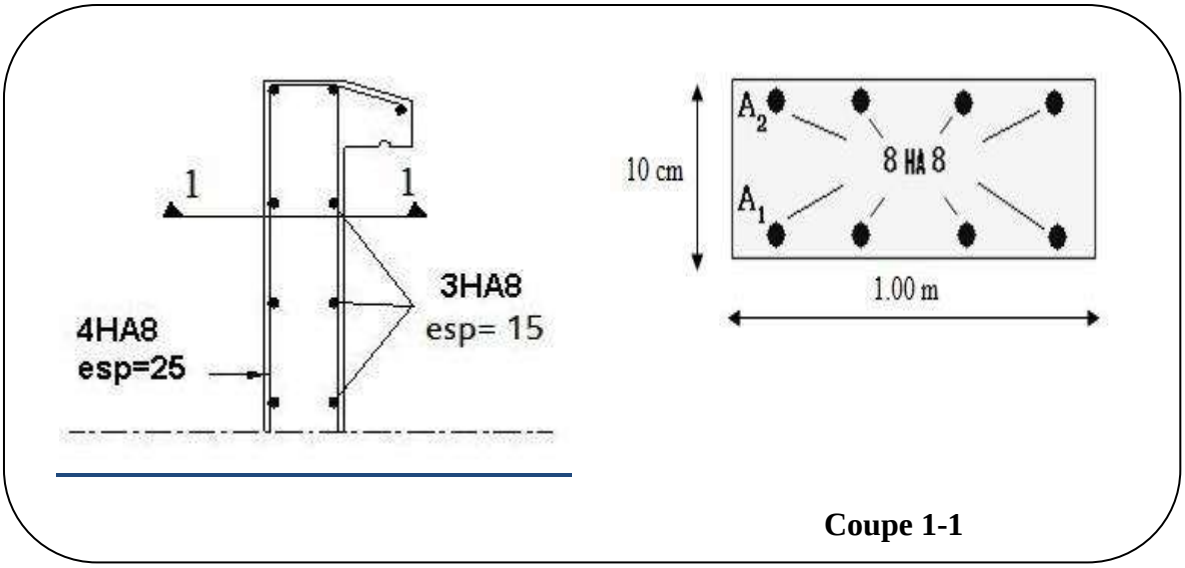


Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. Plancher à corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation, consiste à utiliser des poutrelles en béton armé qui supportent les éléments de remplissage (entrevous ou corps creux, de dimension 16x20x65) cm^3 avec une dalle de compression de 4 cm d'epaisseur.

III.3.1. La dalle de compression :

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

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm (C.B.A93)
- Espacement pour les armatures paralleles aux nervures au plus égale à : 33 cm (C.B.A93)
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par : $At \geq 0.02*L*200/f_e = 4L/f_e$ (C.B.A93)

Avec :

- **L** : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- **fe** : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soude qui sera utilise sera a maillage carre de 20cm x 20 cm.

- **At** : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65$ ⇨ $At \geq 0.5\ cm^2/m.l$ (C.B.A93)

-On garde le meme ferraillage pour les armatures paralleles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soude :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x20cm.

III.3.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont prefabriquees, elles sont calculees par les sollicitations (G, Q), la surface revenant a chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portee, le calcul des poutrelles se fait en deux etapes :

- Avant coulage.
- Aprés coulage.

III.3.2.1. avant coulage :

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

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

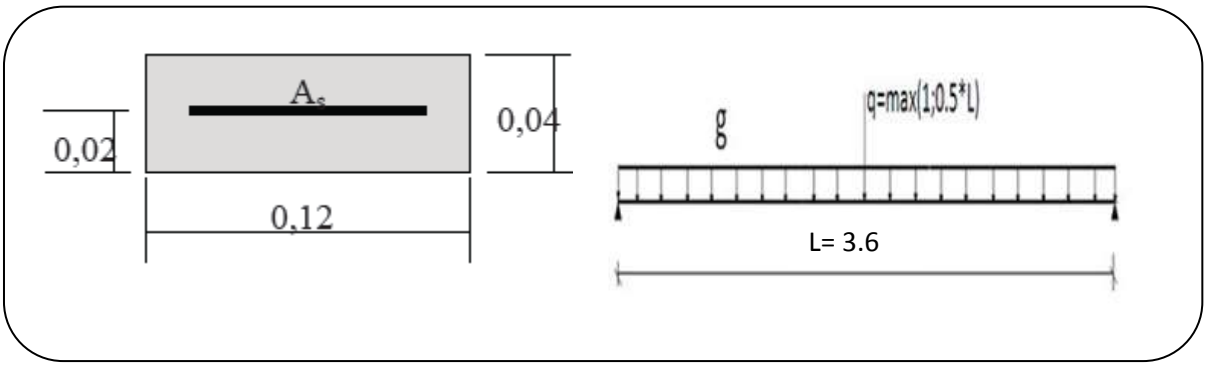


Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III.4: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanentes	**G(kN)**
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml	**0.77**
Poids du corps creux : 0,65 x 1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitations	**Q(kN)**
Poids de l'ouvrier et les materiaux : *{1KN, 0,5 KN/m de portée} = 1,8 KN*	**1.8**

-Calcul des moments à ELU :

Tableau III-5 : Calcul des moments

M_G (KN.m)	M_Q(KN.m)	M_u(KN.m)
$GL^2/8$ =1.25	QL/4=1.62	$1.35M_G+1.5M_Q$= 4.12

$\mu_1 = \frac{Mu}{\bar{\sigma} b*b*d^2} = \frac{4.12*10^6}{14.2*120*20^2} = 6.04 >> \mu_{max} = 0.478$; A' ≠0

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais a cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, dans ce cas on doit prévoir des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

<u>Calcul des étaiements :</u>

$\mathbf{f_G = \frac{5*P*l^4}{384*E*I}}$

$\mathbf{f_Q = \frac{P*l^3}{48*E*I}}$

$\bar{f}$**= $\frac{L}{1000}$ + 0.5 cm ..... pour L> 5 m**

$\bar{f}$**= $\frac{L}{500}$ ..... pour L< 5m**

Avec : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} = 32164.2$ MPA

$I = bh^3/12 = 6.4*10^{-7}\ m^4$

Tableau III.6:Détermination du nombre d'etaiements

Nombre d'étaiements	G (KN/ml)	Q (KN)	L (m)	f_G (mm)	f_Q (mm)	$f = f_{G+} f_Q$	$\bar{f}$ (mm)	$f \leq \bar{f}$
0	**0.77**	**1.8**	**3.6**	**81.81**	**84.99**	**166.8**	**7.2**	*CNV*
1			**1.8**	**5.11**	**10.62**	**15.73**	**3.6**	*CNV*
2			**1.2**	**1.01**	**3.15**	**4.16**	**2.4**	*CNV*
3			**0.9**	**0.31**	**1.33**	**1.64**	**1.8**	*CV*

- Conclusion :

On doit disposer 3 étais.

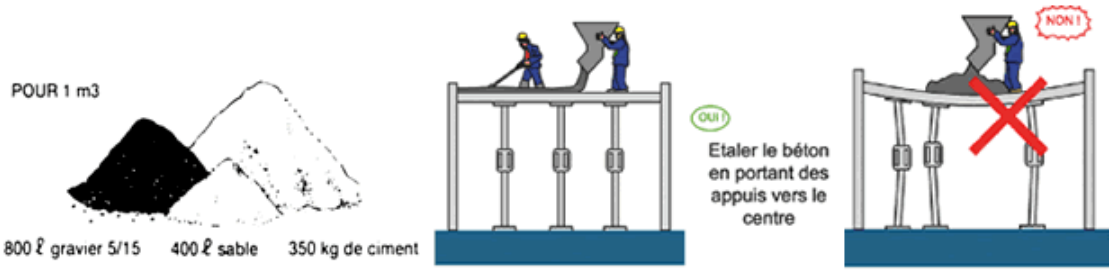


Figure III.5.Disposition des étaiements.

III.3.2.2. aprés coulage :

Tableau III. 7:Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS

	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Plancher terrasse	6,32x0,65=4,108	1x0,65=0,65	6,52	4,758
Plancher courant	6x0,65=3,9	1,5x0,65=0,975	6,73	4,875

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

❖ ***Poutrelle à neuf travées :***

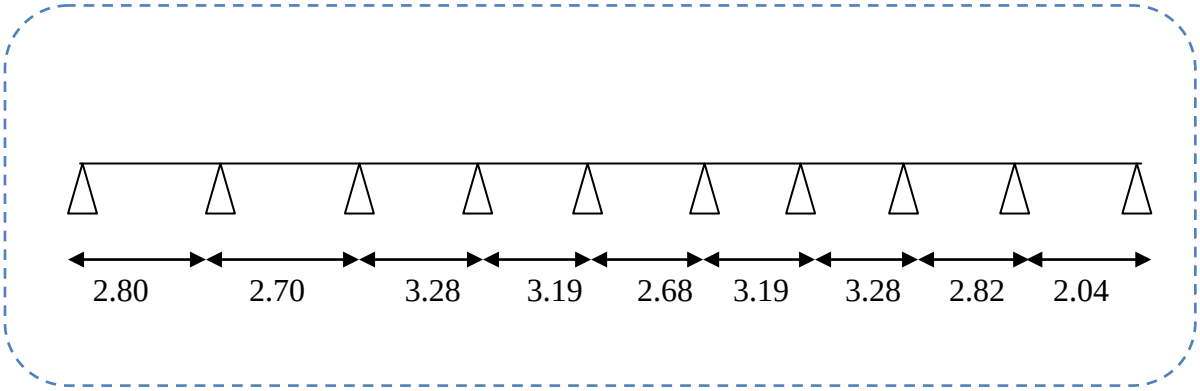


Figure III.6.Poutrelle à neuf travées.

- Méthode de calcul :

ℑ . ***la méthode forfaitaire :***

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

✓ La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

✓ Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

✓ La fissuration est peu nuisible.

ℑ ***Exposé de la méthode :***

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

1)- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0.3\alpha)\, M_0 ; \\ (1.05\, M_0) \end{cases}$

2)- $M_t \geq (1+0.3\alpha)\, \frac{M_0}{2}$ …….. dans une travée intermédiaire

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)\frac{M_0}{2}$ …….. dans une travée de rive

3) Pour les appuis:

$Ma \geq 0.6\ M_0$ .....Poutre à 2 travée

$Ma \geq 0.5\ M_0$.....Appuis voisin des appuis de rive

$Ma \geq 0.4\ M_0$.....Appuis intermédiaire .

$Ma \geq 0.2\ M_0$ .....Appuis de rive .

Avec :

Mt : Moment en travée. **Me** : Moment max sur l'appui droit.

Mw : Moment max sur l'appui gauche. **Ma** : Moment à l'appui.

M0 : Moment isostatique=PL²/8 (kN.m)

T_W : effort tranchant à gauche de la travée.

$$Tw=T_0+\frac{Mw-Me}{L}=\frac{PL}{2}+\frac{Mw-Me}{L}$$

Te : effort tranchant à droite de la travée.

$$Te=-T_0+\frac{Mw-Me}{L}=-\frac{PL}{2}+\frac{Mw-Me}{L}$$

Sollicitations de calcul :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- ✓ $Q = 1,5\ KN/m^2 \leq Min \begin{cases} 2G = 12\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$ (CV)
- ✓ L'inertie est constante pour toutes les travées :

$0,8 < Li/Li+1 = 1.03 < 1,25$ (CV)

$0,8 < Li/Li+1 = 0.82 < 1,25$ (CV)

$0,8 < Li/Li+1 = 1.02 < 1,25$ (CV)

0,8 < Li /Li+1 = 1.19 < 1,25 (CV)

0,8 < Li /Li+1 = 1.16 < 1,25 (CV)

- ✓ La fissuration est peu nuisible. (CV)

Donc la solution ce fait par la méthode **forfaitaire**

Poutrelles à neuf travées :

a)Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III. 8 : Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ
M_0 (KN.m)	6.59	6.13	9.16	8.61	6.13	8.61	9.16	6.83	3.53
M_w (KN.m)	1.32	3.06	3.66	3.44	2.45	3.44	3.66	3.41	0.71
M_e (KN.m)	3.06	3.66	3.44	2.45	3.44	3.66	3.41	0.71	1.32
M_t (KN.m)	4.14	1.60	4.33	4.46	2.33	3.86	4.34	3.47	2.38
T_w (KN)	8.80	11.5	13.26	12.61	11.2	12.61	13.25	11.0	7.89
T_e (KN)	-10.04	-9.30	-11.04	-10.46	-9.45	-10.84	-11.03	-8.51	-7.19

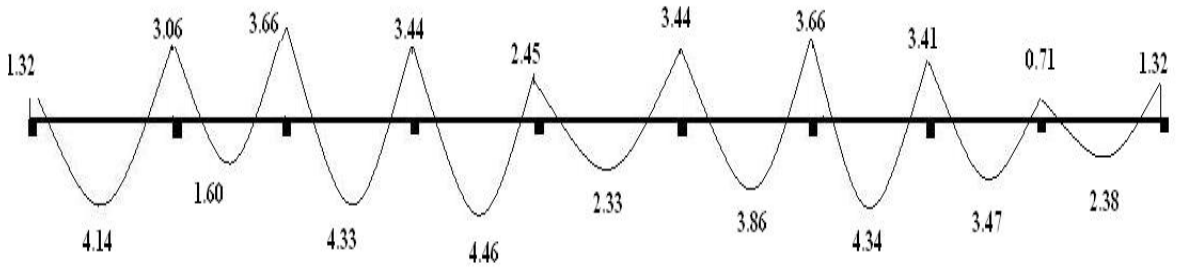


Figure III.7.Diagramme des moments des poutrelles à neuf travées à l'ELU.

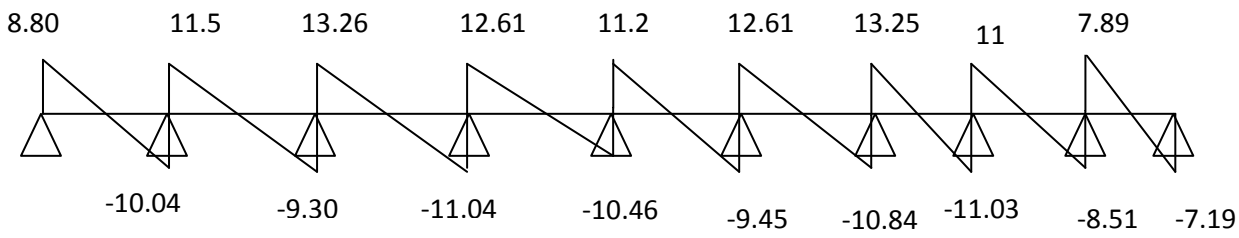


Figure III.8.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à neuf travées à l'ELU.

b) Détermination des moments à l'état limite de service :

Tableau III. 9 : Moments en appuis et en travées des poutrelles

Travée	**AB**	**BC**	**CD**	**DE**	**EF**	**FG**	**GH**	**HI**	**IJ**
M0 (KN.m)	4.78	4.44	6.64	6.24	4.44	6.24	6.64	4.95	2.56
Mw (KN.m)	0.96	2.22	2.66	0.90	1.78	2.50	2.67	2.47	0.51
Me (KN.m)	0.51	0.9	2.22	2.66	0.90	1.78	2.50	2.67	2.47
Mt (KN.m)	3.85	2.04	3.27	4.38	2.48	3.82	3.12	1.44	0.97
Tw (KN)	6.98	7.07	8.18	7.25	6.91	8.02	8.09	6.88	4.04
Te (KN)	-6.66	-6.09	-7.91	-8.35	-6.25	-7.57	-7.99	-7.01	-5.95

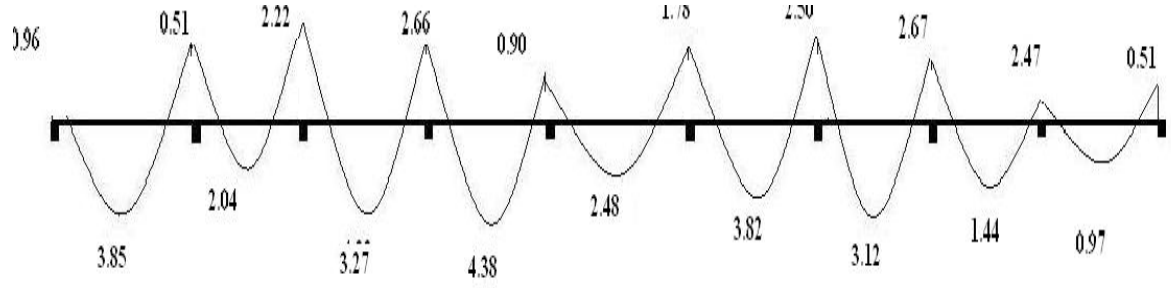


Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à neuf travées a l'ELS.

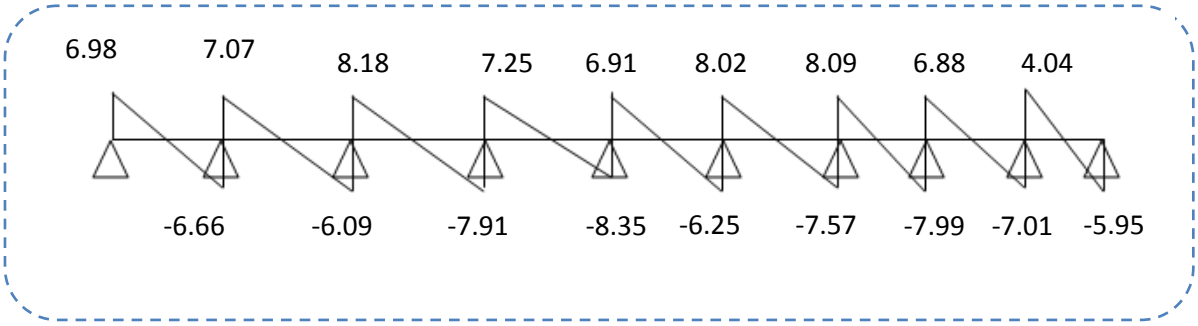


Figure III.10.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à neuf travées a l'ELS.

III.3.3 .Calcul du ferraillage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

On a: ***ELU:*** $M_t^{max} = 4.46\ kN.m$

$M_{app}^{max} = 3.66\ Kn.m$

$T^{max} = 13.26k\ N$

E.L.S : $M_t^{max} = 4.38\ kN.m$

$M_{app}^{max} = 2.67\ Kn.m$

1) ***Armatures longitudinal :***

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

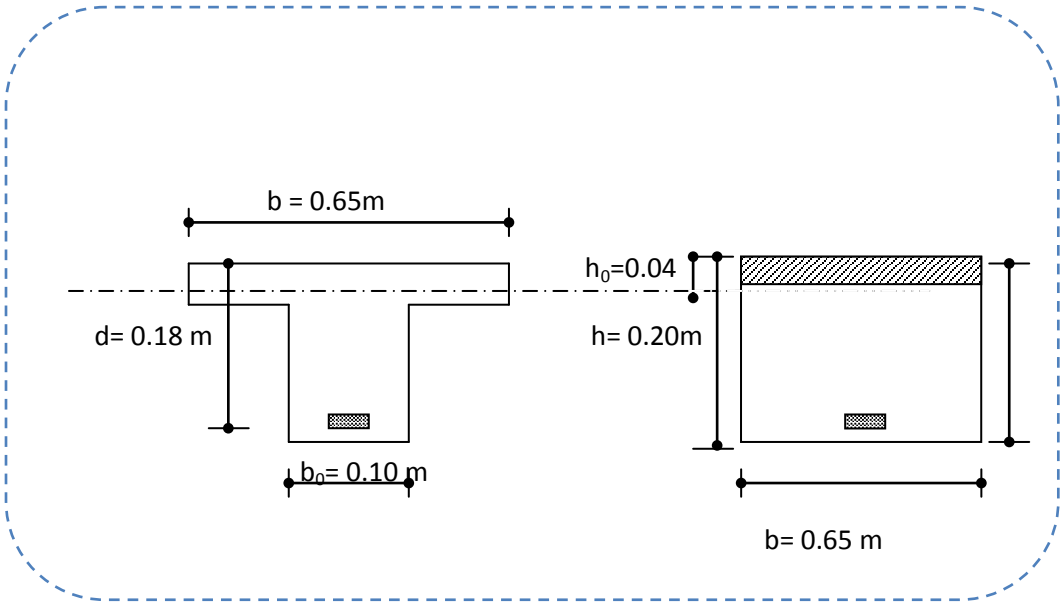


Figure III.11. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche);En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

Avec : $\sigma_{b\ adm} = 14.2$ MPA

$\sigma_s = 348$ MPA (Fe400)

Tableau III.10.Calcul des armatures

		En travée (section T)	Aux appuis (section rectangulaire)
ELU	**M_u (kN.m)**	4.46	3.66
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) **M_0=59.07** M0 >Mu ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ **section rectangulaire** **(**b×h= (65×20) cm^2)	/
	μ	0.015	0.66
	μl	0,392	0,392
	μ< μl	OUI	OUI
	β	0.992	0.909
	A (cm^2)	0.72	0.64
	Le choix	3 HA10=2.36	2 HA10=1.57
	B/1000	1.3	0.24
	A≥ B/1000	C.V	C.V
ELS	**M_{ser}(kN.m)**	*4.38*	*2.76*
	σ_{badm}(Mpa)	15	15
	Y_1 (cm)	3,95	6,67
	I_G (cm^4)	8293,75	4210,05
	K(N/cm^3)	0.52	0.65
	σb (Mpa)	2.054	4.33
	σb ≤ σb_{adm}	C.V	C.V

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

Tableau III.11.Récapitulation

Section d'armature	*En travée*	*En appuis*
	At =3 HA10	At = 2 HA10

2) *Armatures transversales :*

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

✓ ***Espacement St:***

$$St \leq Min \begin{cases} 0.9d \\ \\ 40cm \end{cases} = (16.2; 40\ cm)$$

Donc: **St=15 cm;**

✓ ***Diamètres des armatures transversales*** ϕ_t **:**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b0}{10}\right\} = \{5.71; 10; 12\}(mm)$$

On adopte : $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t = 5mm \Rightarrow \frac{\phi t^2 * \pi}{4} = 19.62\ mm^2$

at : section d'une barre;

nt: nombre des barres

at=0.19 cm² et nt=2 $\Rightarrow$ $At = a_t\ n_t = 0.38\ cm^2$. **At = 2T5**

✓ ***Section minimal d'armatures transversals :***

$$\frac{At * fe}{b0 * St} \geq 0.4\ MPa \Rightarrow \frac{38 * 400}{120 * 150} = 0.84\ MPa \geq 0.4\ MPa \quad \textbf{(c.v)}$$

$$\frac{At}{b0 * St} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau u - 0.03\ K.ft28}{0.9 * fe\ [\cos\alpha + \sin\alpha]}\right)$$

$$\frac{At}{b0 * St} = 0.0021 > 0.0001 \quad \textbf{(c.v)}$$

Avec: K=1 $\Rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible.

α=90° Pour les armatures transversales

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :**

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

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b0*d} = \frac{12.3.26*10^3}{120*180} = 0.61MPa$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau u} = \min [\frac{0.2\ fc28}{\gamma b}\ ; 5\ MPa\ ] = 3.33\ MPa$

Donc : $\tau_u = 0.61 \geq \overline{\tau u} = 3.33$ ⇨ la section du beton existant peu equilibre l'effort tranchant.

✓ . **Vérification préliminaire de la flèche** :

On peut admettre qu'il n'est pas necessaire de proceder au calcul des fleches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$ ..... $\frac{20}{320} = 0.0625 \geq 0.044$ **(C.V)**

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15\ M0}$ .....$0.0625 \geq \frac{4.46}{15*8.61} = 0.0345$ **(C.V)**

✓ $\frac{A}{b0*d} \leq \frac{3.6}{fe}$ ..... $\frac{1.51}{12*18} = 0.010 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$ **(C.N.V)**

Les conditions ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$M_{ser} = 4.38$ kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0108$$

$\Rightarrow \beta_1 = 0.945$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 109.11MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3.80$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.52$.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.683$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.09\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 15533{,}5\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow \quad I_{fi} = 8383{,}46\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 4752{,}42\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\text{MPa}$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819\text{MPa}$

$$f_i = \frac{M_{ser} * L^2}{10\ E_i * I_{fi}} = 3.71\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} * L^2}{10\ E_v * I_{fv}} = 6.25\ \text{mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i = 2.54$ mm

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

Avec: $F_{limite} = 3280/500 = 6.45$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 2.54\ \text{mm} < f_{Limite} = 6.45\ \text{mm}$

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

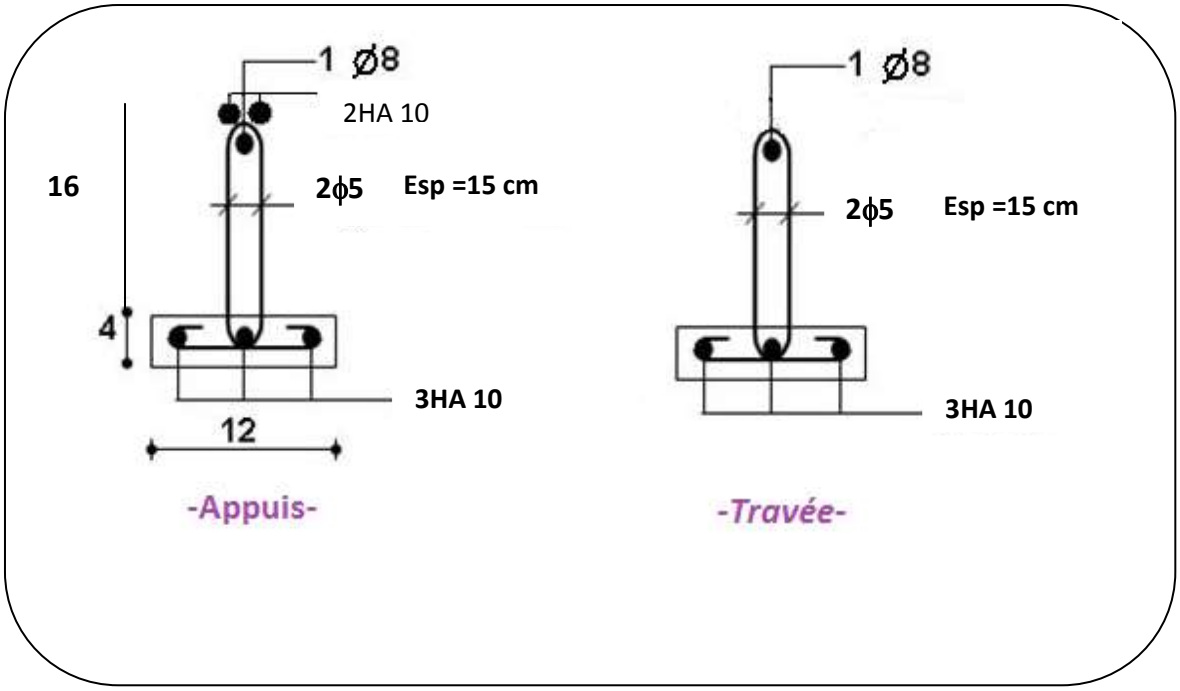


Figure III.12.Ferraillage des poutrelles

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

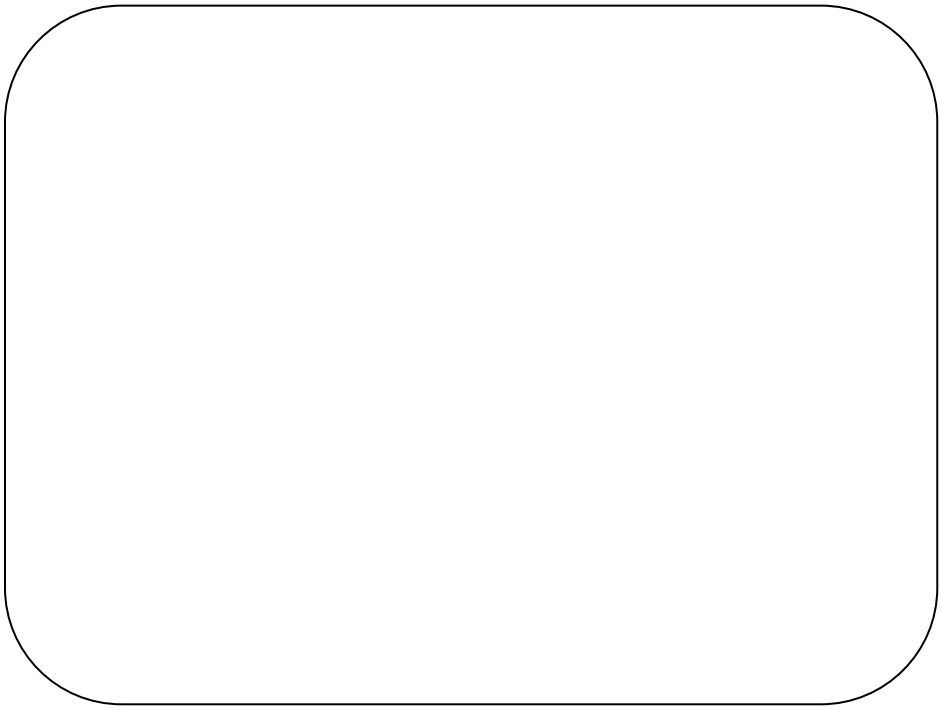
Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du batiment de se deplacer verticalement à pied d'un niveau à un autre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisement que possible et sans danger.

III.4.2. Definition des élements d'un escalier :

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

destination de l'escalier.

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



FigureIII-13 : Représentation d'un escalier

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

III.4.3. Escalier à deux volées :

III.4.3.1. Prédimensionnement :

Les caracteristiques du premier type d'escalier sont :

- ✓ Hauteur du palier intermediaire : H = 1.62m
- ✓ largeur de la marche : g = 30cm

- ✓ hauteur de la contre marche : h = 18cm



Figure III-14 :Dimensions de l'escalier

**** Nombre de contre marche et de marche :***

$N_{c.m}$ =H/2h = 324/2*18 = 9 contre marches

$N_m = N_{c.m}$ -1 = **8** marches.

****La longueur de la volée :***

$L_v = N_m \times g = 8 \times 30$ = **240 cm**

Verification de la formule de BLONDEL :

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

****L'angle d'inclinaison :***

tgα = H/L = 162/240 = 0.675

donc : **α =34.02**

****L'épaisseur de la paillasse :*** est calculée suivant la condition : *L/35≤ e ≤L/30*

$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (2.4^2 + 1.62^2)^{1/2}$ = **2.89 m**

l= 2.89+ 1.33=4.22 m

⇒ $l/30 \leq e \leq l/20$ ⇒ $422/30 \leq e \leq 422/20$ ⇒ $14.07 \leq e \leq 21.1$

On adopte: **e = 17 cm**

III.4.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

III.4.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau III-12 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.99**

Tableau III-13 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m²)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	5.13
5	Poids des marches	0.162/2	25	2.025
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.89**

III.4.3.2.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.4.3.3. Determination des efforts :

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

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III-14 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
Palier	5.99	2.5	11.84	8.49
Paillasse	8.89	2.5	15.75	11.39

III.4.3.4.Les sollicitations :

Tableau III-15 : Les moments à l'ELU et à l'ELS

E.L.U :	E.L.S :
$R_a + R_b$= 53.55 kN/m	$R_a + R_b$= 38.87 kN/m
R_a= 24.59 kN/m ; R_b=28.96 kN/m	R_a= 17.49 kN/m ; R_b= 21.38kN/m
M_{max}= 13.66 kN.m	M_{max}= 9.17 kN.m
Ma= 6.83 kN.m	Ma= 4.58 kN.m
Mt= 11.61 kN.m	Mt= 7.80 kN.m
Vmax= 24.59 kN	Vmax= 17.49 kN

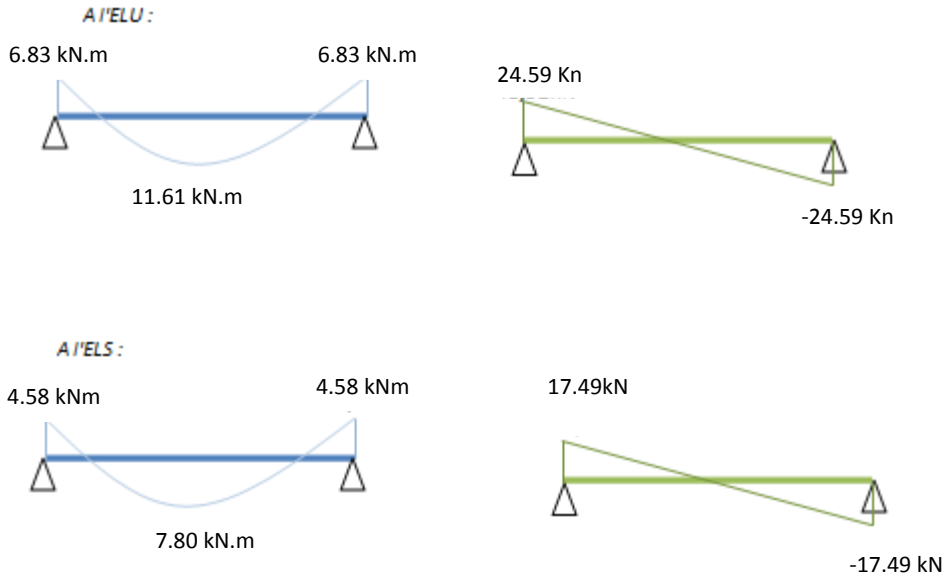


Figure III.15.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU et l'ELS

III.4.3.5. Ferraillage des escaliers :

Tableau.III.16.Les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2MPa	c = 2.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=14.5 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau.III.17.les Résultats du ferraillage

	Mu(KN.m)	***μ***	***β***	***A (cm²)***	***A' (cm²)***	***Aadopt (cm²)***
En travée	11.61	0.038	0.981	2.34	0	4HA10=3.14
En appuis	6.83	0.022	0.989	1.37	0	3 HA10 = 2.36

✓ ***Condition de non fragilité :***

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

En travées : $A = 3.14\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*17}{1000} = 1.7\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 2.36\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*17}{1000} = 1.7\ cm^2$ (c.v)

✓ ***Armature de répartition :***

$\mathbf{A_r = A/4}$ ⇨ { En travee : $Ar = 0.78\ cm^2$; En appuis : $Ar = 0.59\ cm^2$

On adopte: { En travee : Ar= 4 HA 6 = $1.13cm^2$; En appuis : Ar= 4 HA 6 = $1.13\ cm^2$

✓ . ***Condition de l'espacement :***

Tableau.III.18.Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	***Observation***	***les armatures de répartitions***	***Observation***
En travée	*St = 25 ≤ min[3h=51cm;33cm] =33cm*	C.V	*St=25 ≤ min[3h=51cm;33cm] =33cm*	C.V
En appuis	St= 25 ≤ min[4h=68cm;40cm] =40cm	C.V	St=33.33cm ≤ min[4h=68cm;40cm] =40cm	C.V

✓ . ***Vérification de l'effort trenchant :***

$\tau_u = \frac{Vu}{b0*d} = \frac{24.59*10^3}{1000*145}$ 0.17 MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\overline{\tau u}$ = Min [$\frac{0.2\ fc28}{\gamma b}$ = 3.33 MPa ; 5 MPa] = 3.33 MPa

τ_u = 0.17 MPa < $\overline{\tau u}$ = 3.33 MPa (c.v)

✓ ***Vérification à l'ELS :***

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau.III.20.Verification a l'ELS

	A (cm2)	***Mser***	***Y (cm)***	***I (cm4)***	$\overline{\sigma b}$ **(MPa)**	**σb**	**σb ≤ $\overline{\sigma b}$**
En Travée	3.14	7.80	3.25	7105.36	15	3.54	c.v
Aux appuis	2.36	4.58	2.87	5576.09	15	2.35	c.v

✓ . ***Vérification de la flèche :***

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} * \frac{Mt}{Mx}$ ⟹ $\frac{17}{422}$ = 0.040 ≥ $\frac{1}{20} * \frac{7.80}{9.17}$ 0.042 (c.n.v)

$\frac{A}{b0*d} \leq \frac{2}{fe}$ ⟹ $\frac{3.14}{100*14.5}$ = 0,00216≤ $\frac{2}{400}$ = 0,005 (c.v)

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

✓ ***Evaluation de la flèche :***

Il faut que : ΔF=fv –fi ≤ $\bar{f}$; $\bar{f}$ = L/500

Avec : $f_i = \frac{Mser * L^2}{10\ Ei * Ifi}$

$$f_v = \frac{Mser * L^2}{10\ Ev * Ifv}$$

Avec :

- ✓ $\sigma s = \frac{Mser}{Z*A}$; $Z = d(1 - \frac{\alpha\ ser}{3})$
- ✓ $\mu = Max\ [\ 1 - \frac{1.75\ ft28}{4*\rho*\sigma s + ft28}\ ;\ o\ ] = Max\ [\ 1 - \frac{1.75*2.1}{4*0.00217*185.21.+2.1}\ ;\ o\ ]$
- ✓ $\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05*ft28}{(2+3*b0/b)\rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \end{cases}$;
- ✓ ***Moment d'inertie fictive :**

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1\ Io}{1+\lambda i*\mu} \\ I_{fv} = \frac{1.1I0}{1+\lambda v*\mu} \end{cases}$$

$E_i = 32164.195$

$E_v = 10721.398$

Tableau.III.21.Résultats de la vérification de la flèche.

A (cm^2)	**M (KN.m)**	**ρ**	**σs (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**λ_i**	**λ_v**
3.14	7.80	0,00218	185.21	0.01	3.25	9.63	3.85
I_0 (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**$\Delta F < F_{adm}$**
93759.01	94075.44	99311.42	0.46	1.30	0.84	8.44	c.v

III.4.4. Calcul de la poutre palière:

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

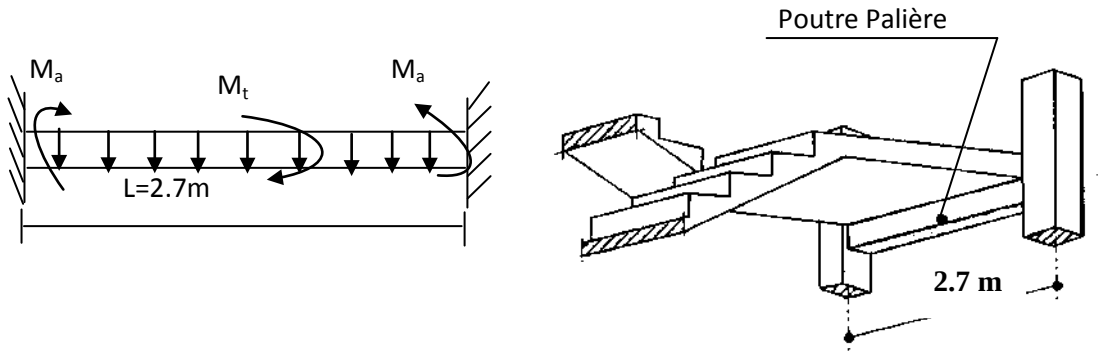
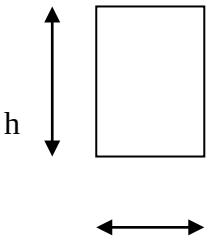


Figure III-16 : Dimensionnement de la poutre palière

*b: largeur de la base de la poutre.

*h: hauteur totale de la poutre.

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



a) .Prédimensionnement :

Le predimensionnement de la poutre paliere est donne par les formules empiriques suivantes:

➢ **Selon le CBA 93**

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$270/15 \le h \le 270/10$$

$18 \le h \le 27$, on prend : **h = 30cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

$9 \leq b \leq 21$ cm , on prend : **b = 30**

- **Selon le RPA99/ version 2003**

$h \geq 30$: vérifier , h = 30**……..CV**

$b \geq 20$: vérifier , b=30**…….CV**

h/b = 30/30 = 1 < 4 **……...CV**

Donc on choisie un section de la poutre palière (**b × h = 30×30**) cm^2

b). Evaluation des charges :

Charge permanente :

- **poids propre de la poutre :** Pp = 0.30×0.30×25= **2.25 KN/ml**
- **Reaction d'escalier** : *Ru* = 24.59 *KN* , *Rs* = 17.49 *KN*
- **Poids du demi-mur :** Pm= 0.25×0.5×2.52×14= 4.41 KN/m
- Pu=1.35(Pp+ Pm) +Ru

  Pu=1.35(2.25 + 4.41) +24.59

  Pu= 33.58 kN/m
- Ps = (Pp+ Pm+Rs)

  Ps = 24.15 KN/m

c). Calcul des efforts:

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

Ra= Rb= Pl/2

$Ma=Mb = Pl^2/12$

$Mt^{max} = Pl^2/24$

Tableau III.22 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	**Ra(kN)**	**Ma(kNm)**	**Mt(kNm)**
ELU	45.33	20.40	10.20
ELS	32.60	14.67	7.33

d). Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III-23 : les données

Béton	fc28 = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2MPa	c = 2.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s = 1.15	σs = 348 MPa

Tableau III-24 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	Mu(KN.m)	***μ***	***β***	***A (cm²)***	***A' (cm²)***	***Aadopt (cm²)***
En travée	10.20	0.032	0.984	1.083	0	4HA 8=2.01
En appuis	20.40	0.066	0.966	2.21	0	4HA10=3.14

✓ ***Condition de non fragilité :***

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

En travées : $A = 2.01cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2$ ..... (c.v)

En appuis : $A = 3.14\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2$ ..... (c.v)

✓ ***Verification de l'effort trenchant :***

$\tau_u = \frac{Vu}{b0*d} = \frac{45.33*10^3}{300*275} = 0.55$ MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\overline{\tau u}$ = Min [$\frac{0.2\ fc28}{\gamma b}$ = 3.33 MPa ; 5 MPa] = 3.33 MPa

τ_u = 0.55 MPa < $\overline{\tau u}$ = 3.33 MPa ..... (c.v)

- ✓ **Verification de compression dans la bielle de béton:**

Vu≤ 0.4(fc28 /1.5) bo*a

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

Vu= 45.33 kN ≤ 0.4 (25/1.5) * 300*255 = 550 kN ..... (c.v)

- ✓ **Vérification au voisinage de l'appui:**

$2V_u / b_o . d \leq 0{,}80\ fc28 / \gamma_b$

$\frac{2*10^3*45.3}{300*275}$ = 1.1 ≤ 13.33 ..... (c.v)

A= 2.01 ≥ $\frac{\gamma s*Vu}{fe}$ = $\frac{1.15*45.33*10}{400}$ = 1.30 cm² .....(c.v)

- ✓ **Armatures transversales:**

ϕ_t= Min [h/35 , b_0/10 , 1.6] ,

ϕ_t = Min [0.86 , 3 , 1.6] =0.86 cm ,

On a : ϕ_t = 1.6 / 3 = 5,33 mm , soit **ϕ_t = 6 mm.** ,

ϕ_t = 6 mm ≤ 16mm ..... (c.v)

$A_t = \pi . \phi^2_t /4$ = 0.28 cm²

Donc on adoptera: At = 2 HA 6 = 0.57 cm²

- **Vérification du R.P.A 99:**

$A_t \geq A_{tmin}$

A_{tmin} = 0,40.bo .st /fe

Avec: $S_t \leq \bar{S}t$ = Min [h/4 = 7.5 cm ; 12 ϕ_t = 7.2 cm]

$\bar{S}t$ = 7.2 cm (zone nodale)

$\overline{St}$ = 15 cm (zone courante)

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

On a At = 0.57 cm²

At = 0.57 > At min = 0.003 b. St = 0.45 cm² (pour St = 5 cm) ..... (c.v)

At= 0.57 > Atmin = 0.003 b. St = 1.35 cm² (pour St = 15 cm) ..... (c.n.v)

Pour la zone courante Amin < A, donc on retiendra **At = 3 T 8 = 1.51 cm².**
et on procedera a la verification des parametres suivants:

$$\frac{At}{b0*St} \geq \frac{\gamma s\ (\tau u - 0.3*ft28*k)}{0.9*fe*(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{1..51*10^2}{300*50} = 0.010 \geq \frac{1.15\ (0.55-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(\cos 90+\sin 90)} = 0.0020$ .....(c.v)

Zone courante : $\frac{1..51*10^2}{300*150} = 0.0033 \geq \frac{1.15\ (0.55-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(\cos 90+\sin 90)} = 0.0020$..... (c.v)

At ≥ A_{tmin} = 0,40.bo .st /fe

Zone nodale: At = 1.51 cm² ≥ Amin= 0.4* 300*50 / 400 = 0.15cm² .....(c.v)

Zone courante: At = 1.51 cm² ≥ Amin= 0.4* 300*150 / 400 = 0.45cm² .....(c.v)

<u>e). Vérification a l'E.L.S :</u>

La fissuration est considerée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

σb ≤ $\overline{\sigma b}$; $\overline{\sigma b}$= 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 Mpa

Tableau III.25: Vérification à l'E.L.S

	***A* (cm2)**	***Mser***	***Y* (cm)**	***I* (cm4)**	$\overline{\sigma b}$ **(MPa)**	**σb**	**σb ≤ $\overline{\sigma b}$**
En Travée	2.01	7.33	6.49	16042.41	15	2.96	c.v
Aux appuis	3.14	14.67	7.85	23023.74	15	5.00	c.v

f). Vérifications préliminaires de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{Mt}{Mx} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0.11 \geq \frac{1}{10} * \frac{10.20}{30.60}\ 0.033$ (c.v)

$\frac{A}{b0*d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{2.01}{30*27.5} = 0{,}00244 \leq \frac{4.2}{400} = 0{,}001$ (c.v)

Donc il n'est pas nécessaire de proceder au calcul de la flèche.

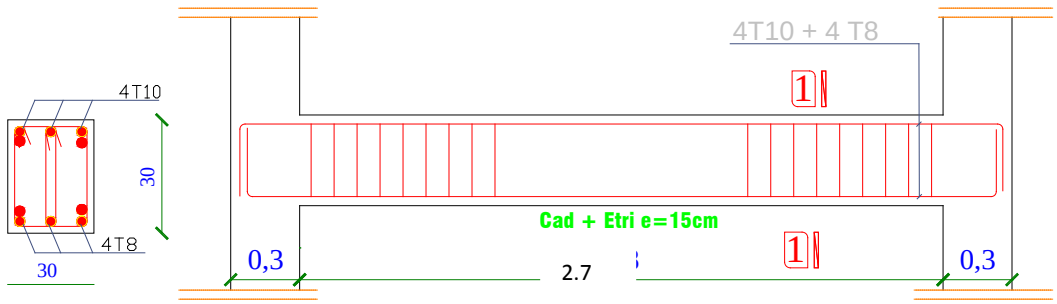


Figure III-17 : ferraillage de la poutre palière.

Chapitre 4

IV.1. Introduction :

Historique :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami) .

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

⟶ L'une des questions qui se posent est : **Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?**

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **V**ibrations **L**ibres **N**on **A**morties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT… » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV .2.Caractéristiques géométrique de la structure :

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_M = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad Y_M = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

x_i , y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_M , Y_M : coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV-2-2-Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes:

$$Xc = \frac{R(y)i\ Xi}{\sum R(y)i} \qquad Yc = \frac{R(x)_i\ Y_i}{\sum R(x)_i}$$

$\mathbf{X_C}$ **,** $\mathbf{Y_C}$: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

$\mathbf{x_i}$ **,** $\mathbf{y_i}$: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV-2-3- Calcul de la rigidité des éléments résistants:

1. **Les poteaux:**

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé.

Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$K_{x\,ou\,y} = \frac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

$\mathbf{I_{x,y}}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

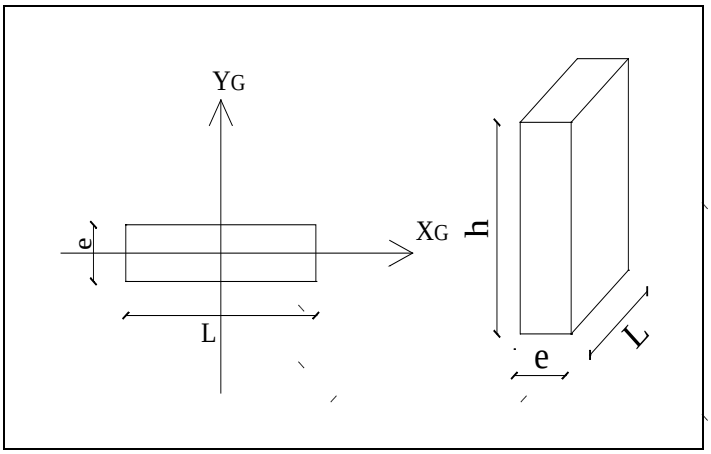
E: module de YOUNG.

L: longueur du poteau.

❖ Moment d'inertie: Comme on à deux types de poteaux, donc on a les formules du moment d'inertie comme suit:

Poteau carré: $I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$.

Poteau carré: $I_x = I_y = \frac{\pi.D^4}{64}$.



2.Les refends pleins:

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %, il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est

supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{xouy} = \frac{12 I_{xouy}}{h^3}$$

$K_{x,y}$: la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".

E: module de déformation longitudinale.

h: hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

❖ Moment d'inertie:

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".

$I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

Pour les refends inclinés, le moment d'inertie par rapport à la droite (O , $\vec{\eta}$), passant par O et de direction $\vec{\eta}$ est défini par :

$I_\Delta = \vec{\eta} \cdot J_O \cdot \vec{\eta} \Rightarrow I_\Delta = \cos^2\alpha . I_x + \sin^2\alpha . I_y$

O : C'est le centre de gravité de la section transversale du refend.

J_O : Le tenseur d'inertie en O.

$\vec{\eta} = \begin{Bmatrix} \cos\alpha \\ \sin\alpha \end{Bmatrix}$: C'est le vecteur unitaire.

IV-2-4- Excentricité statique (théorique):

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV-2-5-Excentricité accidentelle:

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devrant être négligés.

IV-2-6- Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas ou il est procède a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) é gale a ±0.05L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considère et suivant chaque direction.

IV.3.Etude de la structure :

IV-3-1- Modélisation:

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa**,** zone **IIa**,selon l'addenda aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques autostable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide 5 niveaux ou 17m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de **25.92 m** soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

A cet effet et pour les raisons citées précédemment, nous avons modélisé notre ouvrage par deux modèles différents:

- ✓ Un premier modèle composé seulement d'une ossature autostable, dans le but de vérifier si les nouvelles prescriptions du " RPA 99 " sont justifiables ou plutôt sévères.
- ✓ Un deuxième modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **1er modèle:** Structure sans voile

  à cause de la forme de notre structure, la méthode statique équivalente n'est pas applicable; donc on a opté pour le calcul en le logiciel "**Robot Structural 2010**".

  Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-1: Récapitulation des résultats du 1er modèle.

Niveau j	W (kg)	X_M (m)	Y_M (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
1er	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
2eme	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
3eme	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
4eme	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
5	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
6	2305.98	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07
terrasse	2386.51	14,54	8,47	14,68	8,40	0,13	0,07

Tableau IV-2 Périodes et coefficients de participation massique (1er modèle).

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	1,06	72,18	0,95	0,31
2	0,94	76,78	39,26	0,44
3	0,82	77,47	77,56	0,47
4	0,43	77,47	77,69	0,47
5	0,36	84,14	78,3	0,63
6	0,36	86,8	78,3	0,72
7	0,33	87,74	83,71	0,87
8	0,31	87,75	87,47	0,9
9	0,28	87,75	87,47	0,9
10	0,25	87,81	87,54	0,9
11	0,23	87,82	88,47	0,9
12	0,21	87,82	88,47	0,9
13	0,21	87,96	88,51	0,9
14	0,21	91,03	89,04	1,1
15	0,2	91,04	89,06	1,1
16	0,2	91,04	89,06	1,1
17	0,2	91,58	90,54	1,29

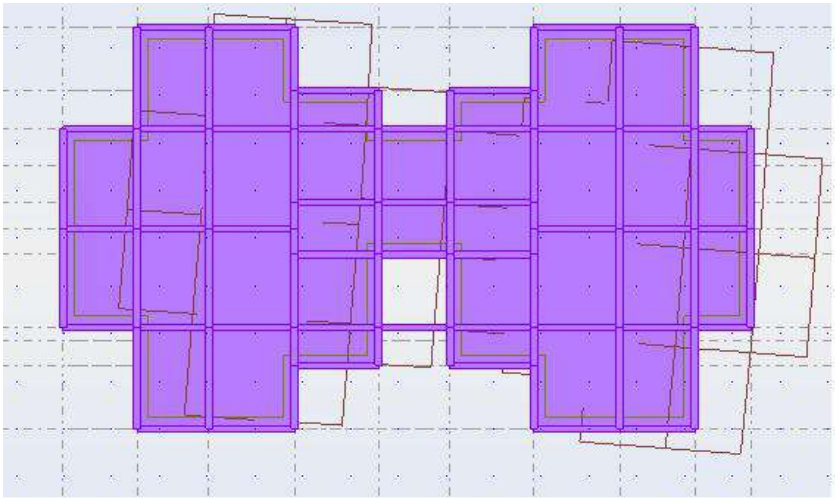


Figure IV -1 : Le comportement du 1er mode (1er modèle)

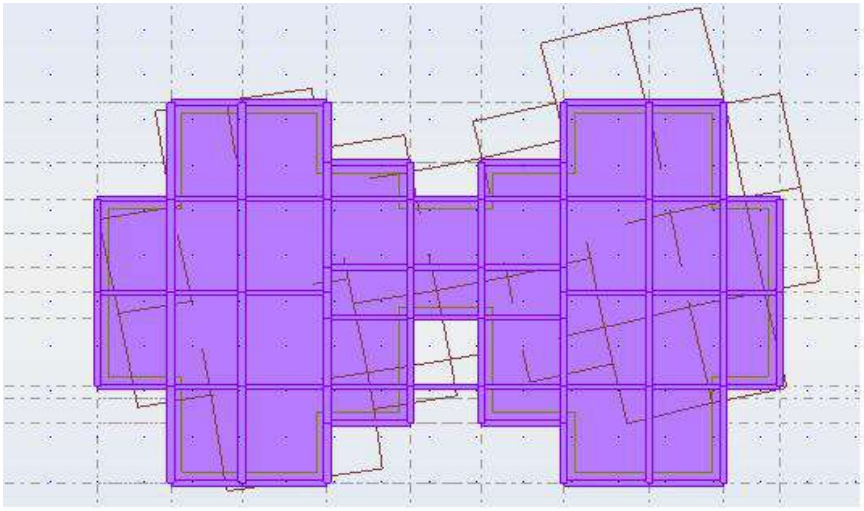


Figure IV -2 : Le comportement du 2ème mode (1er modèle)

Résultats: Le coefficient de participation massique " α_i " correspond au i^{eme} mode de vibration présente le pourcentage d'énergie sismique absorbée à ce mode par le bâtiment, la somme de ces coefficients c'est la quantité d'énergie totale absorbée lors de la vibration du bâtiment.

En effet le nombre de modes à prendre en compte doit être telle que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Constatations: D'après le fichier des résultats et les figures , on peut commenter les modes propres comme suit:

1er MODE: couplage entre la déformation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x)

2eme MODE: c'est une torsion par rapport à l'axe OZ

Interprétation: Les résultats obtenus montrent qu'on a une structure souple, par ailleurs, ils reflètent parfaitement le comportement des structures régulières où généralement les trois premiers modes, les modes prédominants et les modes de flexion en particuliers, où il n'y a pas de couplage entre les modes de translation et les modes de rotation.

Mais pour vérifier les conditions du " RPA 99 VERSION 2003 " précédemment notées, on ajoute des voiles avec différentes dispositions pour avoir une structure plus stable et plus rigide.

- **2éme modèle:** Ossature contreventé par des voiles:

  Dans le 2éme modèle, et afin d'assurer une stabilité supplémentaire de la structure aux forces sismiques latérales. Nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, d'un côté pour respecter l'aspect architectural adopté et d'autre côté afin de minimiser la torsion d'axe vertical.

L'approche adoptée :

Après plusieurs approches, pour lesquelles nous avons essayé de donner à la structure une rigidité sensiblement la même dans les directions longitudinales et transversales et de minimiser l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante où nous avons disposé des voiles de contreventement sans ouvertures .

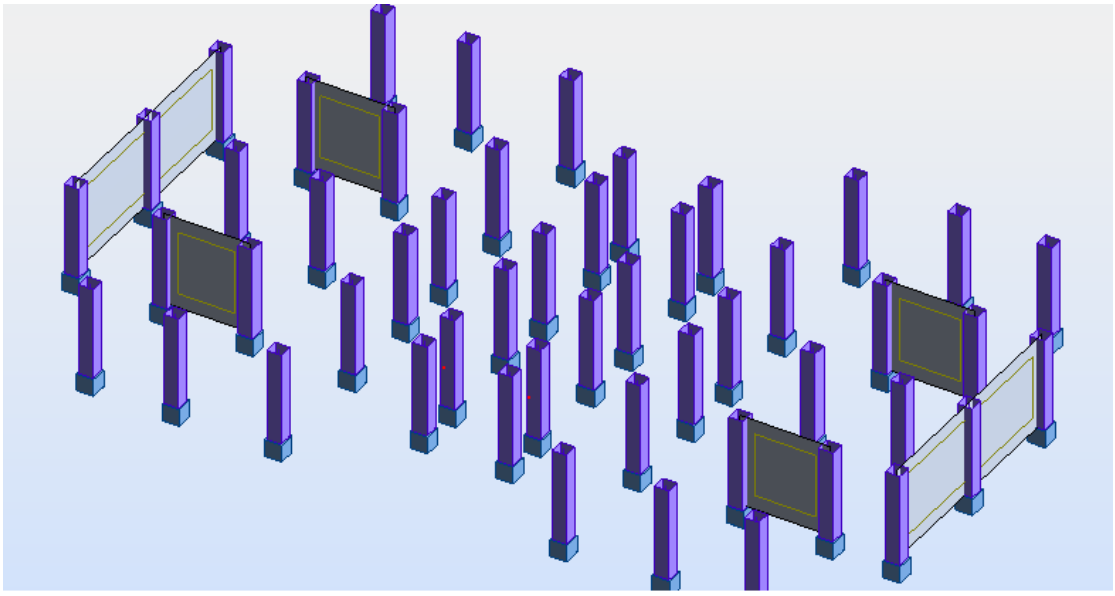


Figure IV.3 Disposition des voiles

Tableau IV -3 : Calcule du centre de masse

Niveau(m)	Wi (kN)	X_M(m)	Y_M(m)	Wi*Xi	Wi*Yi
Etage 1	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 2	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 3	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 4	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 5	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 6	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 7	2350,65	14,54	8,47	34178,47	19910
Etage 8	2493,57	14,55	8,40	36281,47	20946

Tableau IV -4 : Calcul du centre de torsion

Niveau (m)	I_{Xi}	I_{Yi}	$I_{Yi*}Xi$	$I_{Xi*}Yi$	X_c(m)	Y_c(m)
Etage 1	4602155,49	16556300,4	244536556	38658106	14.77	8.40
Etage 2	4602155,49	16556300,4	244536556	38658106	14.77	8.40
Etage 3	4602155,49	16556300,4	244702119	38658106	14.78	8.40
Etage 4	4602155,49	16556300,4	244702119	38658106	14.78	8.40
Etage 5	4602155,49	16556300,4	244702119	38658106	14.78	8.40
Etage 6	4602155,49	16556300,4	244702119	38658106	14.78	8.40
Etage 7	4602155,49	16556300,4	244702119	38658106	14.78	8.40
Etage 8	4820001,08	17148287,8	252765762	40488009	14.74	8.40

Tableau IV -5 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_M(m)	X_I(m)	**Ex Theo (m)**	Y_M(m)	Y_I(m)	**Ey Theo (m)**
Etage 1	14,54	14,77	0,23	8,47	8.40	0,07
Etage 2	14,54	14,77	0,23	8,47	8.40	0,07
Etage 3	14,54	14,78	0,24	8,47	8.40	0,07
Etage 4	14,54	14,78	0,24	8,47	8.40	0,07

Etage 5	14,54	14,78	0,24	8,47	8.40	0,07
Etage 6	14,54	14,78	0,24	8,47	8.40	0,07
Etage 7	14,54	14,78	0,24	8,47	8.40	0,07
Etage 8	14,55	14,74	0,19	8,40	8.40	0

Tableau IV -6 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
Etage 1	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 2	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 3	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 4	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 5	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 6	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 7	28,80	16,80	1,44	0,84
Etage 8	28,80	16,80	1,44	0,84

Tableau IV -7 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**$E_{X\ theo(}$m)**	**E_X acc(m)**	**Ex Theo ± Ex acc**	**$E_{y\ theo(}$m)**	**$E_y$acc(m)**	**EyTheo ± Eyacc**
Etage 1	0,23	1,44	1,67	0,07	0,84	0,91
Etage 2	0,23	1,44	1,67	0,07	0,84	0,91
Etage 3	0,24	1,44	1,68	0,07	0,84	0,91
Etage 4	0,24	1,44	1,68	0,07	0,84	0,91
Etage 5	0,24	1,44	1,68	0,07	0,84	0,91
Etage 6	0,24	1,44	1,68	0,07	0,84	0,91
Etage 7	0,24	1,44	1,68	0,07	0,84	0,91
Etage 8	0,19	1,44	1,63	0.00	0,84	0,84

IV.4.Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- . La méthode statique équivalente.
- La methode d'analyse modale spectrale.
- La methode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La régularité en plan de notre structure n'est pas vérifiée, ainsi que la hauteur est supérieure à 23m, la méthode de calcul choisie est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour la vérification de la condition du « RPA99 version 2003 » :

V (dynamique) > 80% V (statique).

IV.4.1.Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe :

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

B. Spectre de réponse

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases} 1.25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T>3.0s \end{cases}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone

❖ η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%) ⇨ $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

g: Accélération de la pesanteur.

L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique II », wilaya de Médéa 'Azizia'

Donc : A= 0.15 . [RPA : Tab.4.1]

ŋ= 0.8819 avec : ε= 7 %

Q : facteur de qualité , $\mathbf{Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q}$

		P_q	
Critère q »	**Observé**		**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	0,05
2. Redondance en plan	non	0	0,05
3. Régularité en plan	non	0	0,05
4. Régularité en élévation	oui	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	0,10

Donc : Q = 1.10 [RPA : Tab.4.4]

❖ R : coefficient de comportement de la structure : il est en fonction de système de contreventement, R= 5

- T : période caractéristique associées à la catégorie de site [RPA: Tab .4.7]

  T1= 0.15 s

  T2= 0.50 s

- β = coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

  β= 0.20 [RPA : Tab.4.5]

C. Resultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

C.1 -Vérification de comportement :

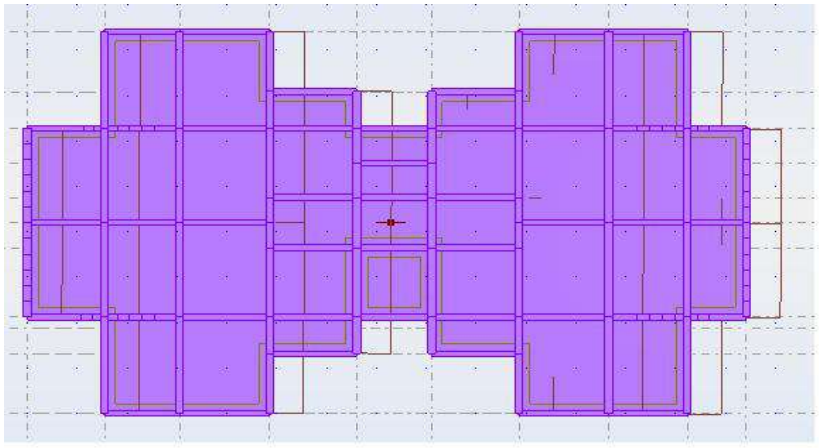


Figure IV -4 : Le comportement du 1er mode(2ème modèle)

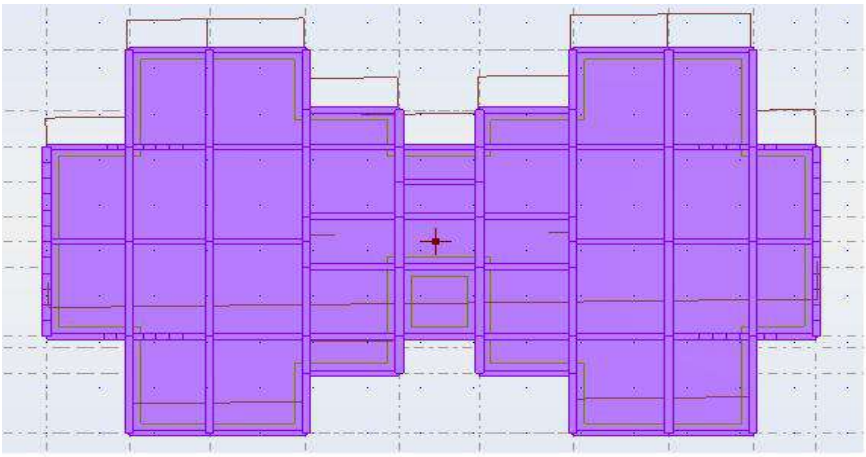


Figure IV -5 : Le comportement du 2 ème mode(2ème modèle)

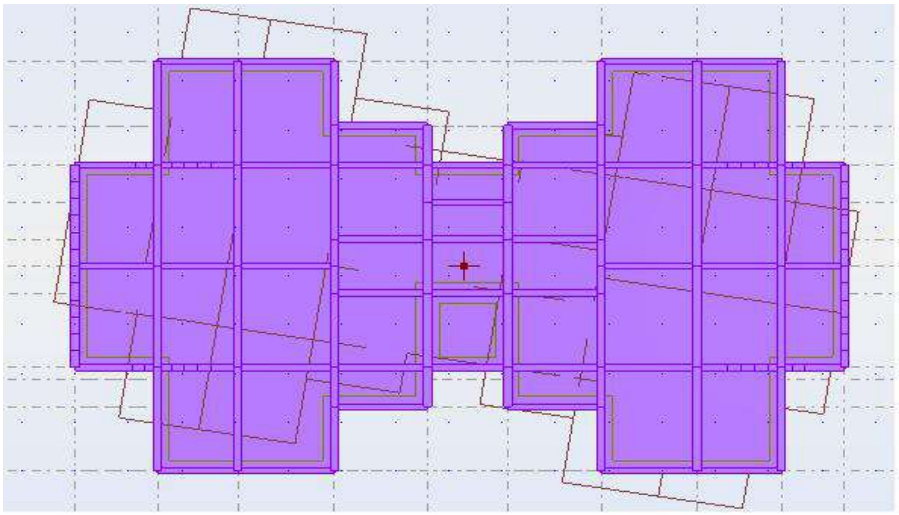


Figure IV -6 : Le comportement du 3ème mode(2ème modèle)

C.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions

d ‘excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit egale à 90% au moins de la masse totale de la structure d’apres RPA99 version2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-8 Périodes et coefficients de participation massique(2eme modèle).

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)			Masses modale (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z	U_x	U_Y	R_Z
1	0,61	73,48	0	0	73,81	0,00	0,00
2	0,34	73,48	69,91	0	0,00	70,13	0,00
3	0,23	73,48	70,13	0	0,00	0,00	0,20
4	0,18	87,88	70,13	0	14,27	0,00	0,22
5	0,08	87,88	90,2	0	0,00	20,04	0,22
6	0,08	93,54	90,2	0	0.00	0,00	0,22

C.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule : $T=0.09*hN / \sqrt{D}$
- D : la dimension du bâtiment mesure à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesur7e en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.49 s

Ty= 0.57 s

Tableau IV -9 : vérification des périodes

	Tempirique(s)	Tnumerique(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
x	0.49	0.61	0.64	oui
y	0.57	0.61	0.74	oui

C.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{V} > 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

$$\mathbf{V = V_x = V_y = \frac{A.D.Q.W}{R}.}$$

Tel que :

- A : coéfficient d'accélération de zone A = 0,15
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\mathbf{D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}}$$

Tx= 0.49 s

Ty= 0.57 s

T2= 0.50 s

η= 0.8819 avec : ε= 7 %

Alors: $\begin{cases} 0 < T_x < T_2 \Rightarrow D_x = 2.20 \text{ s} \\ T_2 < T_y < 3s \Rightarrow D_y = 2.15 \text{ s} \end{cases}$

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5

- Q : facteur de qualité

Qx=Qy=1.1

- W : poids total de la structure

  $W = \Sigma w_i$.

  $w_i = w_G + \beta w_Q$, $\beta = 0.2$: coefficient de pondération.

  W= 34032.37 kN

Tableau IV -10 : Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.20	2.15	5	1.1	1.1	34032.37	2470,750	2414.60

Tableau IV -11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
x	2470,750	2484,26	1976.60	OUI
y	2414.60	2427,8	1931.68	OUI

C.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à

$M_{renvt} = \Sigma F_i . h_i$

F_i : effort sismique au niveau " i".

hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$Mt_x = X_G.Wi \ , \ Mt_Y = G_Y.Wi$$

Avec :

- X_G , Y_G: les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

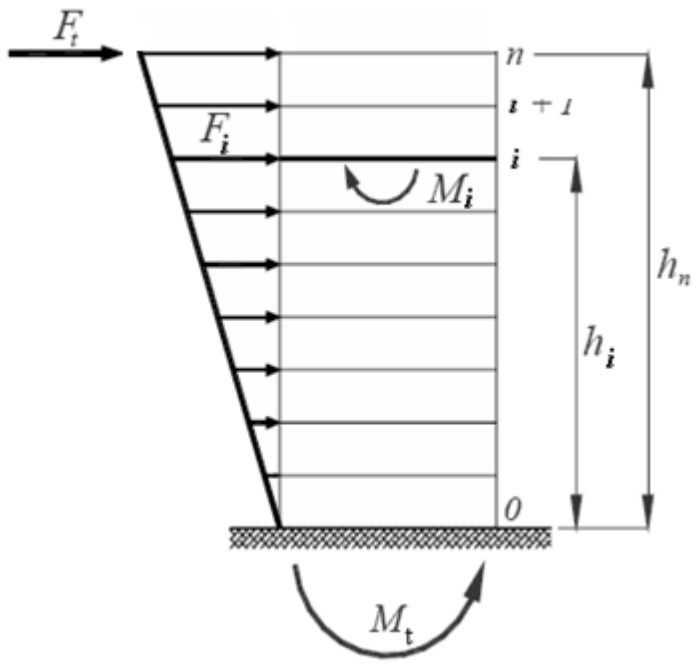


Figure IV.7. Les forces agissant sur la stabilité au renversement

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]**

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{s} \end{cases}$$

On a :

Tx= 0.49 s ..... Ft = 0

Ty=0.57s ..... Ft = 0

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V_x - F_{tx}) = \alpha_x .(V_x - F_{tx})$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V_y - F_{ty}) = \alpha_y .(V_y - F_{ty})$$

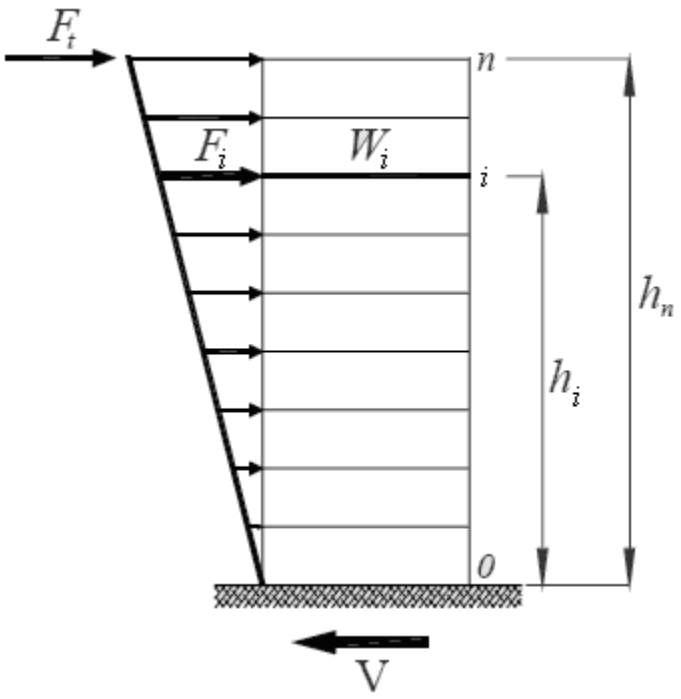


Figure IV.8. Distribution des forces sismiques.

V_X 2484.26Kn

Tableau IV -12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Etage	Wi (kN)	Wihi	Fix (kN)
RDC	2350,65	7616,11	65,75
1	2350,65	15232,21	131,50
2	2350,65	22848,32	197,26
3	2350,65	30464,42	263,01
4	2350,65	38080,53	328,76
5	2350,65	45696,64	394,51
6	2350,65	53312,74	460,26
7	2493,57	64633,33	558,00
Somme		277884,3	1741,53

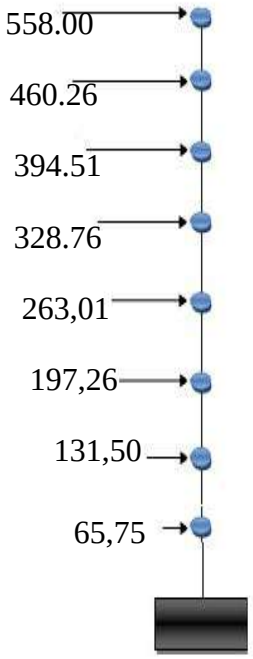


Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant x

V_Y =2427.80kN

Tableau IV -13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Etage	Wi (kN)	Wihi	Fiy (kN)
RDC	2350,65	7616,11	63,88
1	2350,65	15232,21	127,77
2	2350,65	22848,32	191,65
3	2350,65	30464,42	255,54
4	2350,65	38080,53	319,42
5	2350,65	45696,64	383,31
6	2350,65	53312,74	447,19
7	2493,57	64633,33	542,15
Somme		277884,3	1692,08

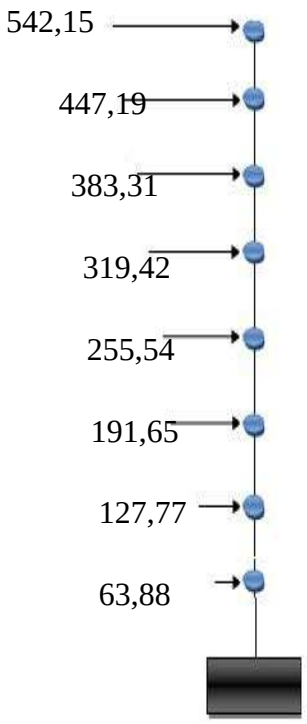


Figure IV -10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

- **Moment de renversement :**

Tableau IV -14 : calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{oxi} (KN.m)	Moyi (KN.m)
+3.24	65,75	63,88	213.03	206.97
+6.48	131,50	127,77	852.12	827.95
+9.72	197,26	191,65	1917.37	1862.84
+12.96	263,01	255,54	3408.61	3311.80
+16.20	328,76	319,42	5325.9	5174.60
+19.44	394,51	383,31	7669.27	7451.55
+22.68	460,26	447,19	10438.70	10142.27
+25.92	558,00	542,15	14463.36	14052.53
ΣMo			44288.36	43030.51

- **Moment stabilisant :**

Tableau IV -15 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_M(m)	Y_M(m)	M_{txi} (KN.m)	Mtyi (KN.m)
+3.24	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+6.48	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+9.72	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+12.96	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+16.20	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+19.44	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+22.68	2350,65	14,54	8,47	34178.45	19910.00
+25.92	2493,57	14,55	8,40	36281.44	19910.00
ΣMo				205070.7	139370

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M0} \geq 1.5$

Tableau IV -16 : Vérification de stabilisation

Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Mox (kN.m)	Moy (kN.m)	Mtx/Mox	Mty/Moy	$\frac{Mt}{M0} \geq 1.5$
205070.7	139370	44288.36	43030.51	4.63	3.24	OUI

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

C.6. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k=δk – δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+25.92	0,9	4.5	0.5	3.24	Oui
+22.68	0.8	4	1	3.24	Oui
+19.44	0.6	3		3.24	Oui
+16.20	0.5	2.5	1	3.24	Oui
+12.96	0.3	1.5	1	3.24	Oui
+9.72	0.2	1	0.5	3.24	Oui
+6.48	0.1	0.5	0.5	3.24	Oui
+3.24	0.0	0.0	0.5	3.24	Oui
+0.00	0.0	0.0	0.5	3.24	oui

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k=δk – δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+25.92	0,1	0.5	0	3.24	Oui
+22.68	0,1	0.5	0	3.24	Oui
+19.44	0,1	0.5	0	3.24	Oui
+16.20	0,1	0.5	0	3.24	Oui
+12.96	0,1	0.5	0	3.24	Oui
+9.72	0.1	0.5	0	3.24	Oui
+6.48	0.0	0.0	0	3.24	Oui
+3.24	0.0	0.0	0	3.24	Oui
+0.00	0.0	0.0		3.24	Oui

C.7. Vérification vis a vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ sens x

h_k (m)	P_k (kN)	F_{ix} (kN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+25.92	2350.65	65,75	65.75	0.5	0.0055	Oui
+22.68	4701.3	131,50	197.25	0.5	0.0037	Oui
+19.44	7051.95	197,26	394.51	1	0.0055	Oui
+16.20	9402.6	263,01	657.52	1	0.0044	Oui
+12.96	11753.25	328,76	986.28	1	0.0037	Oui
+9.72	14103.9	394,51	1380.79	0.5	0.0016	Oui
+6.48	16454.55	460,26	1841.05	0.5	0.0038	Oui
+3.24	18948.12	558,00	2399.05	0.5	0.0022	Oui

Tableau IV -20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ky} (kN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
+25.92	2350.65	63,88	63.88	0	0	Oui
+22.68	4701.3	127,77	191.65	0	0	Oui
+19.44	7051.95	191,65	383.3	0	0	Oui
+16.20	9402.6	255,54	638.84	0	0	Oui
+12.96	11753.25	319,42	958.26	0	0	Oui
+9.72	14103.9	383,31	1341.57	0	0	Oui
+6.48	16454.55	447,19	1788.76	0	0	Oui
+3.24	18948.12	542,15	2330.91	0	0	Oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

Remarque :

- Les dimensions définitives sont :

- Poteaux RDC,1er étage : 45*45
- Poteaux 2eme, 3eme, 4eme étages : 40*40
- Poteaux 5eme, 6eme, 7eme étages: 40 ∗ 40

Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications , nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de notre structure.

Chapitre 5

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ±E

E.L.S G + Q

les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

G +Q ±E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V -1 : Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
g =1,5	g =1,15	g =1,15	g =1,00
s_b = 25 Mpa	FeE 400	s_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ *=14,2Mpa*	$\overline{\sigma s}$ = 348 *Mpa*	$\overline{\sigma b}$ *=18,48 Mpa*	$\overline{\sigma s}$=400 Mpa

V.2.1.2. Recommandations du R.P.A99 et C.B.A93 :

V.2.1.2.a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

• Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

* 4% en Zone courante.

* 6% en Zone nodale.

• Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

• La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en Zone IIa.

* selon le règlement C.B.A93 .Art.6.4 [1]

Condition de non fragilité : $A \geq A_{min} = b.h /1000$.

V.2.1.2.b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donne comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les Tableaux suivants :

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	M (KN.m)	combinaison	A' (cm2)	A calcul (cm2)	A choisie (cm2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	42.08	E.L.U	0	4.07	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-57.92	G+Q+EY	0	5.6	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	Travée	57.22	E.L.U	0	5.4	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-66.85	E.L.U	0	6.5	3HA14+2HA12=6.88
Rive	Terrasse	Travée	35.99	E.L.U	0	4.0	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-55.82	G+Q-EY	0	5.4	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	Travée	51.45	E.L.U	0	5.0	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-59.17	G+Q+EY	0	5.6	3HA14+2HA12=6.88

Tableau V -3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm2)	A calcul (cm2)	A choisie (cm2
Intermédiaire	Terrasse	Travée	31.35	G+Q-Ex	0	3.7	3HA14=4.62
		Appui	-36.02	G+Q+Ex	0	4.3	3HA14=4.62
	Etages	Travée	48.77	G+Q-Ex	0	5.9	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-47.83	G+Q+Ex	0	5.8	3HA14+2HA12=6.88
Rive	Terrasse	Travée	30.37	G+Q-Ex	0	3.6	3HA14=4.62
		Appui	-25.26	G+Q+Ex	0	2.9	3HA14=4.62
	Etages	Travée	42.03	E.L.U	0	4.7	3HA14+2HA12=6.88
		Appui	-57.24	E.L.U	0	5.6	3HA14+2HA12=6.88

V.2.1.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Aprés le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow \overline{\sigma}_b = 15$ MPa .

✓ Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Avec : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y$.

✓ Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
- $\sigma_s = \dfrac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

Avec $\overline{\sigma}_s = \min\left[\dfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\text{ MPa} ; 201.63\text{ MPa}\right] = 201.63\text{ MPa}$

Tableau V -4 : Vérification des contraintes a l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm2)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	σb≤ [σb] σs≤ [σs]
Intermédiaire	Terrasse	Travée	20.17	6.03	10.2	15	110.82	202	OUI
		Appui	-40.56	6.88	4.7		118.82	202	OUI
	Etages	Travée	19.80	6.03	4.38	15	/	/	OUI
		Appui	-41.47	6.88	10.40		/	/	OUI
Rive		Travée	13.10	6.03	5.2	15	34.6	202	OUI
		Appui	-25.36	6.88	6.4		61.10	202	OUI
	Etages	Travée	12.80	6.03	3.53	15	109.38	202	OUI
		Appui	-29.28	6.88	7.3		114.63	202	OUI

Tableau V -5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	Mser (KN.m)	A adoptée (cm2)	σb (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	σb≤ [σb] σs≤ [σs]
Intermédiaire	Terrasse	Travée	24.03	4.62	8.2	15	81.80	202	OUI
		Appui	-19.85	4.62	7.10		66.70	202	OUI
	Etages	Travée	30.47	6.03	10.40	15	/	/	OUI
		Appui	-41.46	6.03	14.00		/	/	OUI
Rive	Terrasse	Travée	7.78	4.62	1.70	15	21.40	202	OUI
		Appui	-9.34	4.62	3.3		31.4	202	OUI
	Etages	Travée	30.46	6.03	10.40	15	103.70	202	OUI
		Appui	-41.47	6.88	14.00		139.30	202	OUI

V.2.1.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

*$A_{tendue} \geq Amin_{CBA}$

*$A_{Travée} \geq Amin_{RPA}$ et $A_{Travée} \leq A\ max_{RPA}$

*$A_{appui} \geq Amin_{RPA}$ et $A_{appui} \leq A\ max_{RPA}$

Tableau V -6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	A adoptée (cm2)	Amin CBA (cm2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.88	1.05	C.V
		Appui	6.88	1.05	C.V
	Etages	Travée	6.88	1.05	C.V
		Appui	6.88	1.05	C.V
Rive	Terrasse	Travée	6.88	1.05	C.V
		Appui	6.88	1.05	C.V
	Etages	Travée	6.88	1.05	C.V
		Appui	6.88	1.05	C.V

Tableau V -7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

	Niveau	position	A adoptée (cm2)	Amin RPA (cm2)	Amax RPA (cm2)	Condition Vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.88	5.25	42	C.V
		Appui	6.88	5.25	63	C.V
	Etages	Travée	6.88	5.25	42	C.V
		Appui	6.88	5.25	63	C.V
Rive	Terrasse	Travée	6.88	5.25	42	C.V
		Appui	6.88	5.25	63	C.V
	Etages	Travée	6.88	5.25	42	C.V
		Appui	6.88	5.25	63	C.V

Tableau V -8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

	Niveau	position	A adoptée (cm2)	Amin CBA (cm2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	0.75	C.V
		Appui	4.62	0.75	C.V
	Etages	Travée	6.88	0.75	C.V
		Appui	6.88	0.75	C.V
Rive	Terrasse	Travée	4.62	0.75	C.V
		Appui	4.62	0.75	C.V
	Etages	Travée	6.88	0.75	C.V
		Appui	6.88	0.75	C.V

Tableau V -9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

	Niveau	position	A adoptée (cm2)	Amin RPA (cm2)	Amax RPA (cm2)	Condition Vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	3.75	30	C.V
		Appui	4.62	3.75	45	C.V
	Etages	Travée	6.88	3.75	30	C.V
		Appui	6.88	3.75	45	C.V
Rive	Terrasse	Travée	4.62	3.75	30	C.V
		Appui	4.62	3.75	45	C.V
	Etages	Travée	6.88	3.75	30	C.V
		Appui	6.88	3.75	45	C.V

V.2.1.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

b_0= largeur de la poutre

d= hauteur de la poutre – 2.5 cm

Tu: effort tranchant

Tableau V -10 : Calcul de $\overline{\tau u}$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau u}$	Min [0.15$\frac{fci}{\gamma b}$; 4Mpa]	Min [0.2$\frac{fci}{\gamma b}$; 5Mpa]
situation durable	$\overline{\tau u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau u}$ =3.3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau u}$ =3.26 MPa	$\overline{\tau u}$ = 4.34 MPa

Tableau V -11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	**V (KN)**	**Combinaison**	**τu (Mpa)**	$\overline{\tau u}$	**τu≤$\overline{\tau u}$**
Intermédiaire	**Terrasse**	73.77	E.LU	0.75	3.3	OUI
	Etages	75.96	E.L.U	0.78	3.3	OUI
Rive	**Terrasse**	43.53	E.L.U	0.45	2.5	OUI
	Etages	46.41	E.L.U	0.48	2.5	OUI

Tableau V -12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	V (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau u}$	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
Intermédiaire	**Terrasse**	58.63	G+Q+Ex	0.85	4.34	OUI
	Etages	111.49	G+Q+Ex	1.62	4.34	OUI
Rive	**Terrasse**	23.10	E.L.U	0.34	2.5	OUI
	Etages	137.54	G+Q+Ex	2.00	3.26	OUI

V.2.1.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

✓ Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{tj}.k\right)}{0.9 f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d\,; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements

(St) pour chaque poutre sont résumes dans le tableau suivant :

section cm²	τ_UMPa	CBA 93 (cm)		RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		
		S_t	A_t	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{choisie}$
30x35	0.78	29.25	2.01	8.75	17.5	1.57	5	15	4ϕ8
30x25	2.00	24.75	2.01	6.25	15	1.12	5	15	4ϕ8

V.2.1.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.
3. $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ avec: $M_t = k.M_0$ $(0.75 \leq k \leq 0.85)$ où

   k = 0.80

Tableau V -14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.082	0.063	OUI	0.082	0.08	OUI	0.002	0.0105	OUI
PS	0.083	0.063	OUI	0.083	0.08	OUI	0.0029	0.0105	OUI

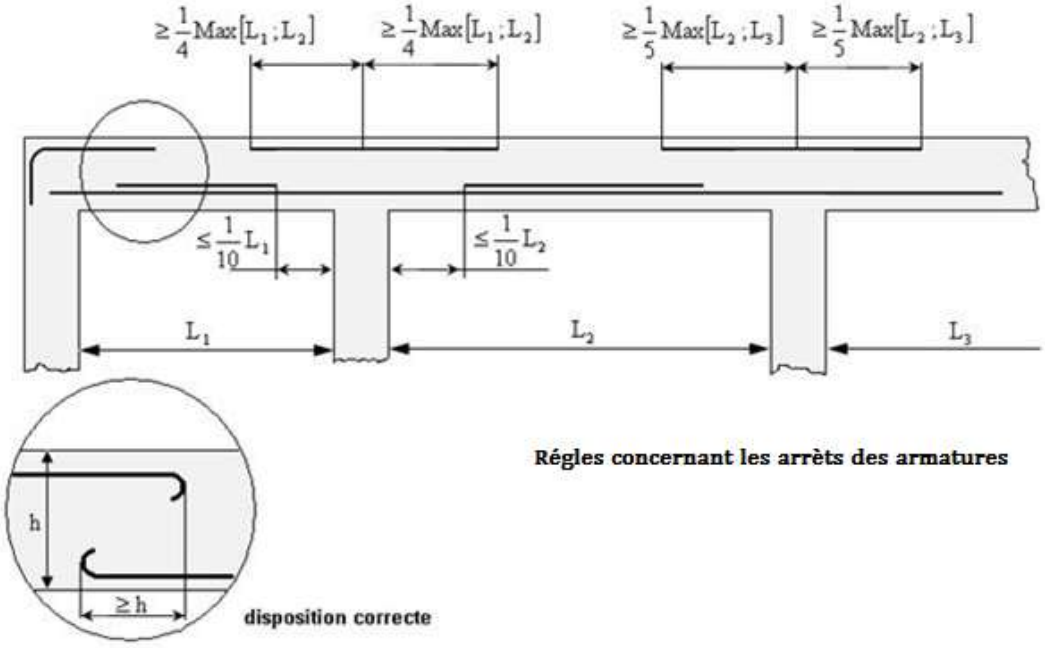
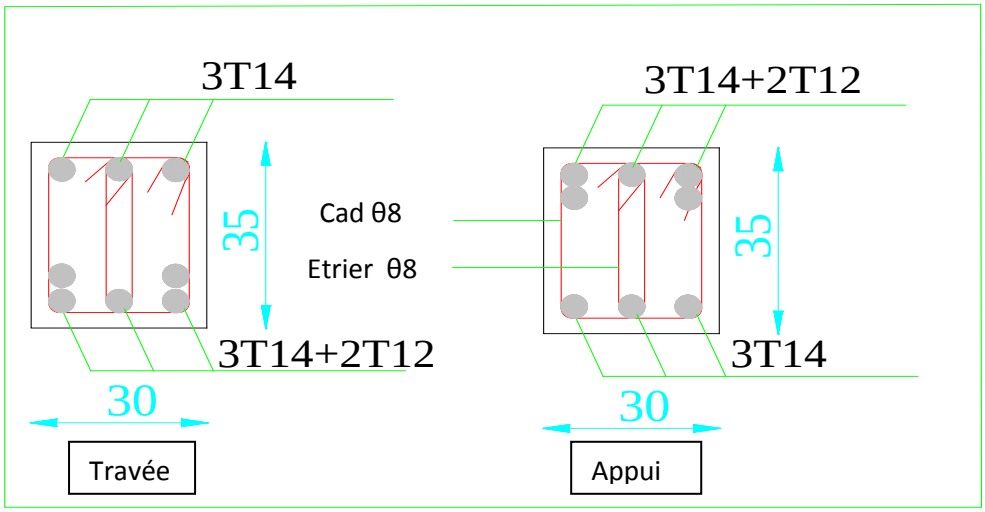
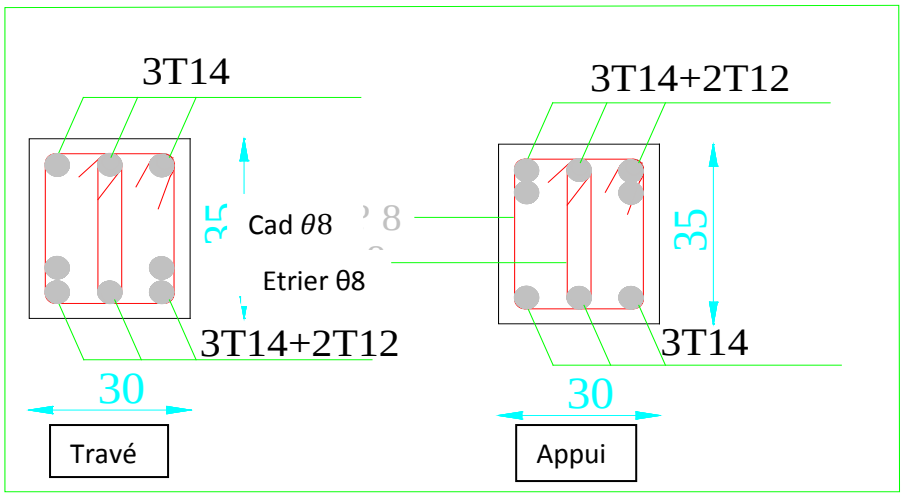


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

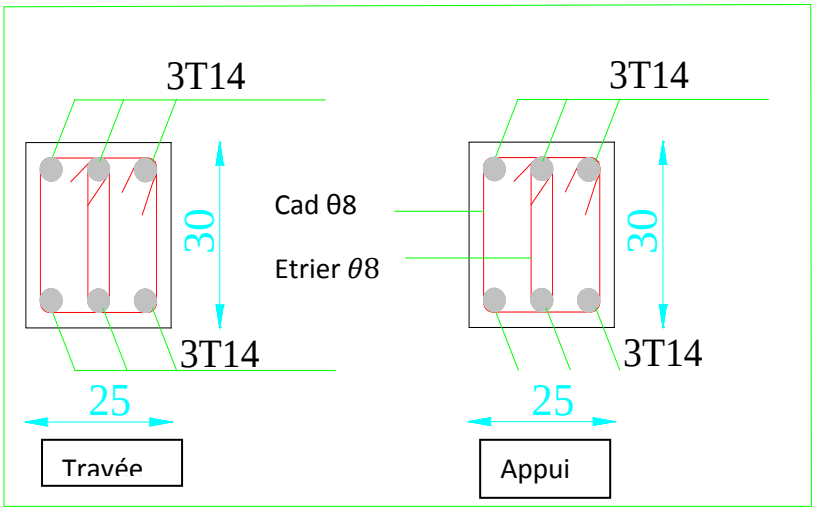


Ferraillage des poutres principale au niveau de la terrasse

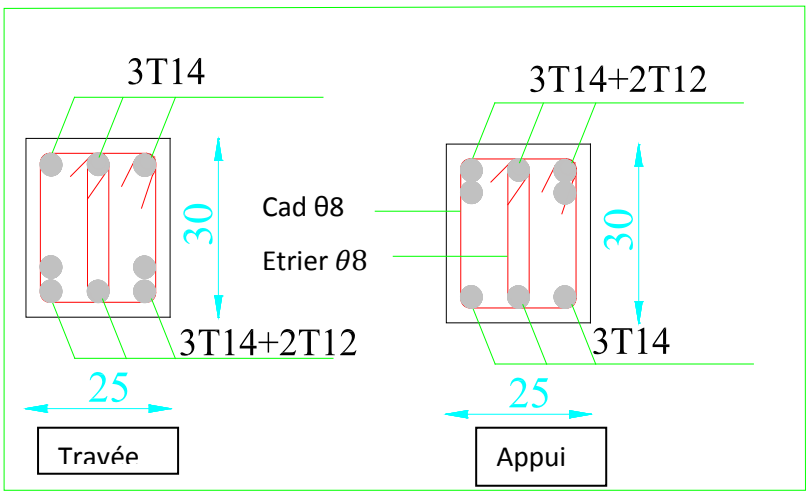


Ferraillage des poutres principales au niveau des étages courants

Figure V.2.Ferraillage des poutres principales.



Ferraillage des poutres secondaire au niveau de la terrasse



Ferraillage des poutres secondaire au niveau des étages courants

Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposes reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux Sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.2. Détermination des armatures longitudinales :

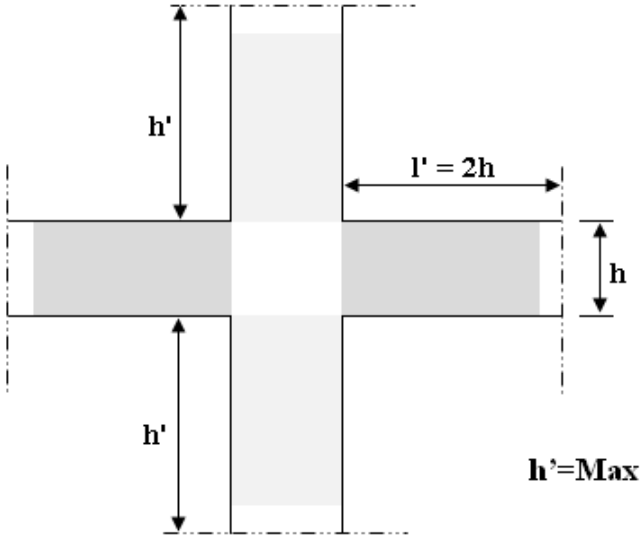
V.3.1.2.a. Recommandations des règlements :

- ✓ Selon le CBA **:**

$$A = \min \begin{cases} 4\,cm^2 \text{ pour } 1m \text{ de largeur} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A}{b.h} \leq 5\% \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : Amin = b.h /1000

- ✓ Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]



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

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

  *Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).

  *Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales(zones critiques).

V.3.1.3 Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- **1^{er} cas : (M_{max} ; N_{corr}).**
- **2^{eme} cas : (N_{max} ; M_{corr}).**
- **3^{eme} cas : (N_{min} ; M_{corr}).**

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V -15: Efforts et sections d'acier adopté

Etage	Diam (cm)	№ Du poteau	Cas	N (kN)	M (kN.m)	Situat	Section	A_1	A_2
RDC	45	67	1er	100.45	41.93	G+Q-EX	S.P.C	8	8
		47	2eme	1088.61	0.33	ELU	S.E.C	0	0
		68	3eme	64.62	0.91	0.8G-Ey	S.E.C	0	0
1 er	45	125	1er	138.26	40.71	G+Q-EX	S.P.C	8	8
		120	2eme	946.03	0.58	ELU	S.E.C	0	0
		96	3eme	-21.71	3.34	G+Q-EX	S.E.C	0	0
2eme	40	195	1er	132.32	37.33	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
		203	2eme	805.36	0.64	ELU	S.E.C	0	0
		179	3eme	-15.70	21.11	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
3eme	40	278	1er	132.80	41.69	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
		294	2eme	666.87	0.80	ELU	S.E.C	0	0
		262	3eme	-9.70	24.29	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
4 eme	40	366	1er	142.48	40.69	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
		369	2eme	530.39	0.88	ELU	S.E.C	0	0
		345	3eme	-4.07	24.64	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
5 eme	40	449	1er	122.95	39.01	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
		452	2eme	395.51	0.83	ELU	S.E.C	0	0
		428	3eme	-0.12	24.07	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2
6 eme	40	532	1er	94.40	32.37	G+Q-EX	S.P.C	7.2	7.2

		535	**2eme**	261.80	0.87	ELU	S.E.C	0	0
		510	**3eme**	-0.57	19.81	G+Q-E_X	S.P.C	7.2	7.2
7 eme	40	615	**1er**	58.25	44.30	G+Q-E_X	S.P.C	7.2	7.2
		625	**2eme**	129.04	1.70	ELU	S.E.C	0	0
		593	**3eme**	-0.98	20.68	G+Q-E_Y	S.P.C	7.2	

Tableau V -16 : Choix finale de section des poteaux

Section	Amin CBA (cm2)	Amin RPA (cm2)	Amax RPA (cm2) (ZN)	Amax RPA (cm2) (ZC)	**$A_{choisie}$** (cm2)
45*45	2.02	16.2	121.5	81	12HA14=18.47
40*40	1.6	12.8	96	64	4HA14+4HA16=14.20
40*40	1.6	12.8	96	64	4HA14+4HA16=14.20

V.3.1.4. Vérification à l'E.L.S:

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles CBA; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

- ✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.
- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$$

Tableau V -17: Vérification des contraintes a l'ELS des poteaux

Etage	Sect (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤[σb]	σs≤[σs]
RDC	45*45	789.56	4.63	18.47	3.2	47.9	15	202
1 er	45*45	686.17	6.14	18.47	2.9	42.80	15	202
2eme	40*40	584.25	7.76	14.20	2.4	35.9	15	202
3eme	40*40	483.95	10.45	14.20	2.3	33.8	15	202
4 eme	40*40	385.01	12.11	14.20	2.5	36.5	15	202
5 eme	40*40	287.27	0.72	14.20	1.4	20.80	15	202
6 eme	40*40	190.39	0.63	14.20	0.9	13.90	15	202
7 eme	40*40	94.20	1.23	14.20	0.5	7.6	15	202

V.3.1.5- Détermination des armatures transversales :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

T_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'etat limite ultime

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.1.5.a Calcul de la contrainte de cisaillement $\overline{\tau u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau u}$ a pour valeur :

- ✓ Selon le RPA 99 [2 : 7.4.3.2] :

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau.

- ✓ Selon le C B A : la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Fissuration peu nuisible: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau V -18**:** Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Etage	Diam cm	$T_{u\,max}$ kN	τ_u MPa	λ	ρ_d	Situat	$\bar{\tau}_{RPA}$ MPa	$\bar{\tau}_{CBA}$ MPa	Observation
RDC + 1	45	42.34	0.22	17.44	0.075	0.8G-Ex	1.87	4.32	**oui**
2 + 3 + 4	40	25.41	0.16	19.62	0.075	G+Q-E_X	1.87	4.32	**oui**
5 + 6 + 7	40	23.94	0.16	19.62	0.075	G+Q+E_X	1.87	4.32	**oui**

V.3.1.6.Armatures transversales:

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est donnée par:

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

T_u: effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur de la section du poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$S_t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone II

- Dans la zone courante :

$S_t \leq 15\phi$ en zone II

Où ϕ :est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau=1.4

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t.b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites}(0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si} \quad 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V -19 : les armatures transversales et leurs espacements

Etage	Dim (cm)	$T_{u\,max}$ kN	λ	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	S_t (cm)	At (cm^2)	Φ mm
RDC+1	45	42.34	5.04	2.5	38.44	**Z.C**	10	3.14	4 Φ 8
						Z.N	15	3.14	
2+ 3 + 4	40	25.41	5.67	2.5	64.06	**Z.C**	10	3.14	4 Φ 8
						Z.N	15	3.14	
5+6+7	40	23.94	5.67	2.5	67.99	**Z.C**	10	3.14	4 Φ 8
						Z.N	15	3.14	

V.3.1.7. : Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

Tableau V -20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$A_t/b_{1*}S_t$ (%)	$A_t/b_{1*}S_t > 0.3\%$
45*45	Z.C	0.69	**oui**
	Z.N	0.46	**oui**
40*40	Z.C	0.78	**oui**
	Z.N	0.52	**oui**

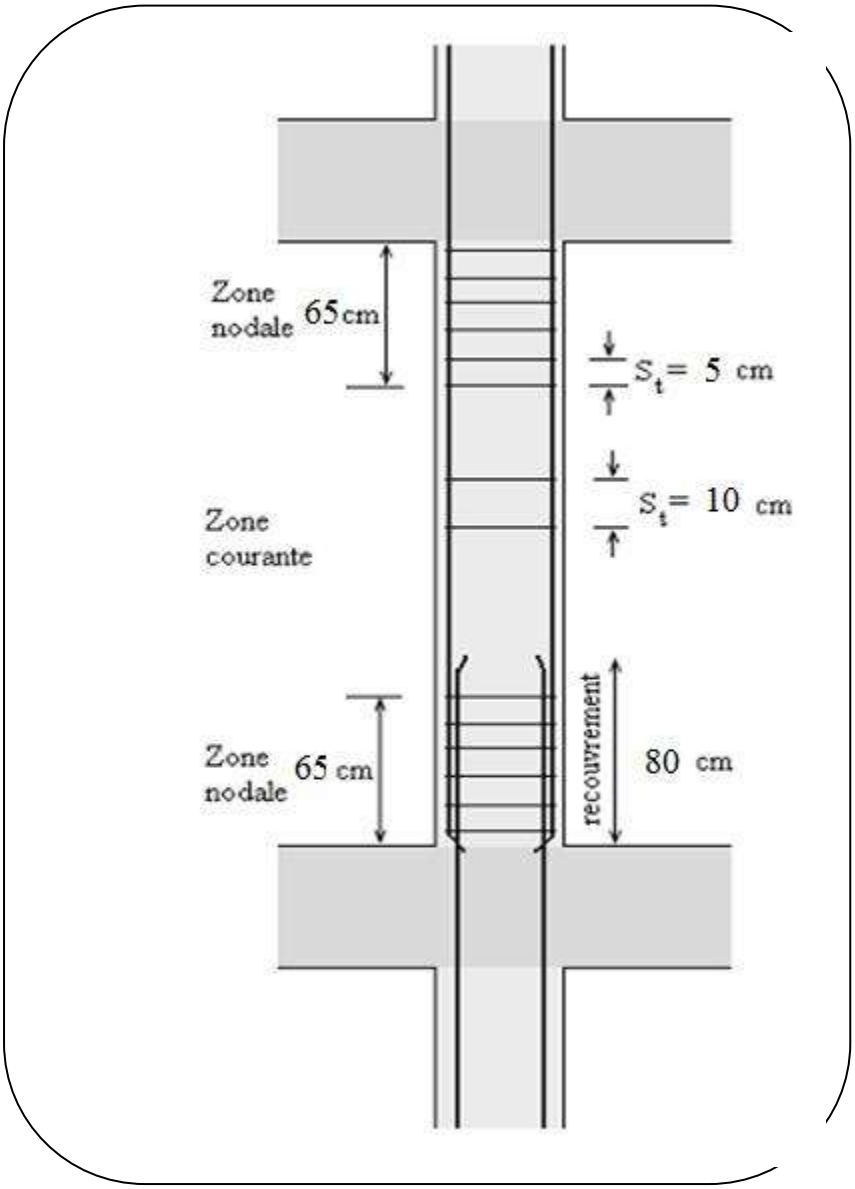


Figure V -4 : Disposition des armatures dans les poteaux

Schéma des ferraillages des poteaux:

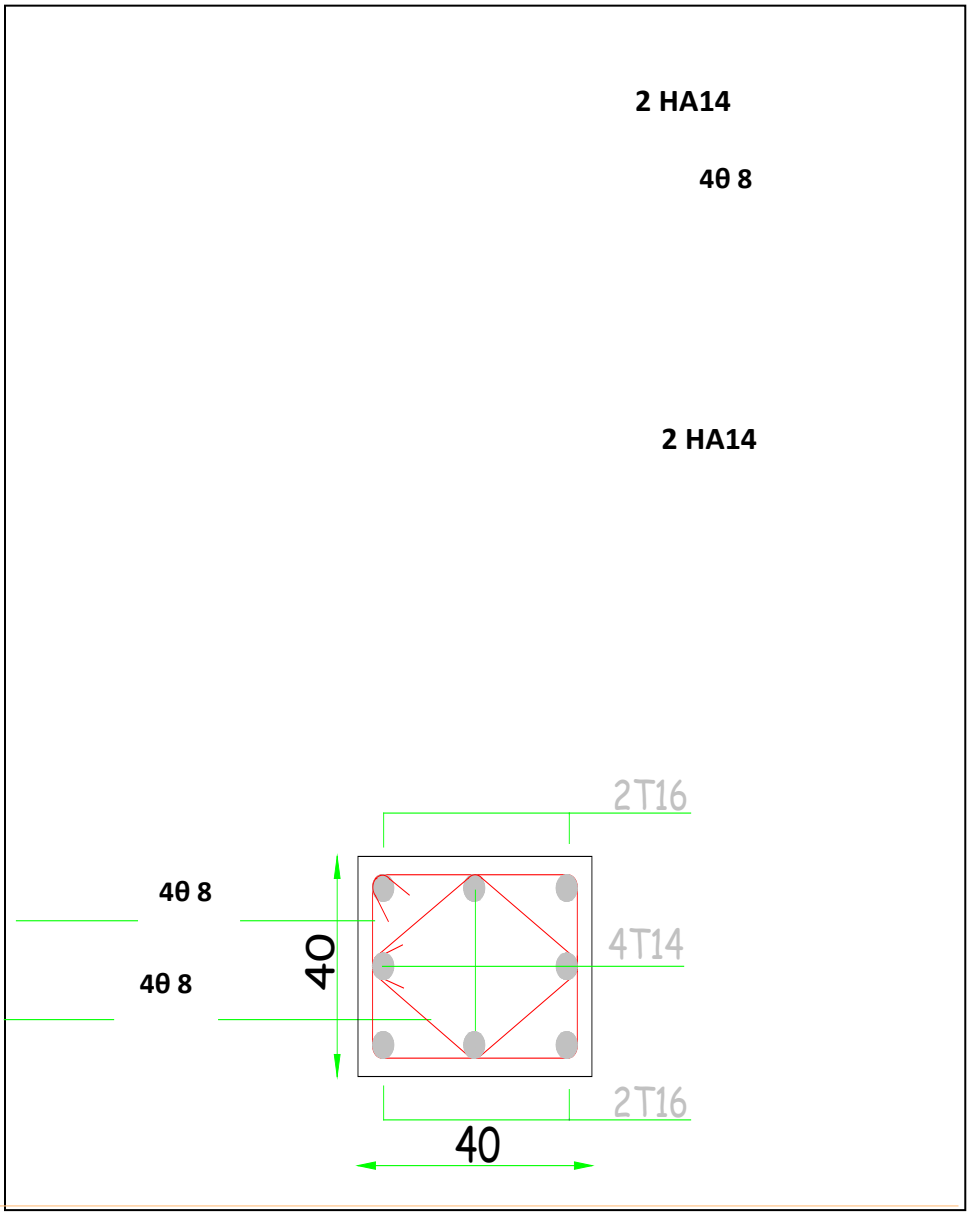


Figure V.5.Ferraillage des poteaux.

V.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant.

V.4.1.1. Recommandations des règlements :

V.4.1.1. a. Armatures verticales: L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- ✓ Selon le CBA 93:

$$0.1 \leq \frac{A}{a.h} \leq 5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- ✓ Selon le RPA 99:

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante.

Avec :

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

V.4.1.1. b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

✓ Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{a}{10};\ \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d\,;\,40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau u}$ = Min [$0.15\frac{fci}{\gamma b}$; 4Mpa] =3.26 Fissuration Préjudiciable

Avec :

- τ : contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau u}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

✓ Selon le RPA 99:

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$S_h \leq A.h/0.0030$

$$S_h \leq \min[1.5a\,;\,30cm]$$

V.4.1.1. c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires

Aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et

Horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile)

V.4.1.1. d Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$\mathbf{S_h \leq min[1.5a\ ;30cm]}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

$$S_v = \begin{cases} S_v \quad (\text{zone courante}) \\ Min\left(\frac{S_v}{2}, 15\,\text{cm}\right) \quad (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une

Longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.4.1.2.Calcul des armatures :

Dans notre structure on a des voiles d’épaisseur 15cm au niveau des étages.

V.4.1.2.1. Armatures verticales :

V.4.1.3.1.a. Détermination des armatures verticales a l'ELU :

Tableau V.21. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm,(L= 4.15m)

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A_1	A_2	Amin CBA	Amin RPA	A choisis
RDC+1	1	4.15	0.622	98.85	0.37	$G+Q+E_Y$	17.2	17.2	6.22	9.3	2*(16HA12) =18.10 cm^2
2+3+4	1	4.15	0.622	89.91	0.97	$G+Q-E_Y$	17.2	17.2	6.22	9.3	2*(16HA12) =18.10 cm^2
5+6+7	1	4.15	0.622	52.71	1.79	$G+Q+E_Y$	17.2	17.2	6.22	9.3	2*(16HA12) =18.10 cm^2

Tableau V.22. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm (L=3.15m)

Etage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A_1	A_2	Amin CBA	Amin RPA	A choisis
RDC+1	2	3.15	0.47	239.33	0.66	$G+Q+E_X$	13.6	13.6	4.7	7.08	2*(13HA12) =14.70cm2
2+3+4	2	3.15	0.47	263.38	0.77	$G+Q+E_X$	13.6	13.6	4.7	7.08	2*(13HA12) =14.70cm2
5+6+7	2	3.15	0.47	229.59	1.33	$G+Q-E_X$	13.6	13.6	4.7	7.08	2*(13HA12) =14.70cm2

Tableau V.23. Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 15cm (L=3m)

tage	Voile	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A_1	A_2	Amin CBA	Amin RPA	A choisis
C+1	3	3	0.45	166.90	0.64	$G+Q-E_X$	12.60	12.60	2.25	6.75	2*(12HA1 =13.57cm
-3+4	3	3	0.45	236.40	1.03	$G+Q-E_X$	12.60	12.60	2.25	6.75	2*(12HA1 =13.57cm
-6+7	3	3	0.45	224.60	1.56	$G+Q-E_X$	12.60	12.60	2.25	6.75	2*(12HA1 =13.57cm

V.4.1.2.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau V.24. Vérification des contraintes a l'état limite de service.

Voile	L (m)	S (m^2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_1	A_2	σb (MPa)	σs (MPa)	Vérification
1	4.15	0.622	8.93	0.15	18.10	18.10	0.2	2.8	CV
1	4.15	0.622	9.66	0.46	18.10	18.10	0.2	3	CV
1	4.15	0.622	5.25	1.00	18.10	18.10	0.2	3.1	CV
2	2	0.47	55.17	0.47	9.05	9.05	0.2	2.5	CV
2	2	0.47	99.34	0.74	9.05	9.05	0.3	4.7	CV
2	2	0.47	132.74	1.27	9.05	9.05	0.4	6.3	CV
3	1	0.45	22.40	0.35	6.79	6.79	0.1	2.2	CV
3	1	0.45	45.55	0.56	6.79	6.79	0.3	4.4	CV
3	1	0.45	58.51	0.96	6.79	6.79	0.4	5.8	CV

V.4.1.2.2Armatures horizontales :

V.4.1.2.2.a. Vérification des voiles a l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de

L'effort tranchant a la base du voile majore de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau = 1.4\ T_{cal} / a\ d$

Avec :

T : l'effort tranchant a la base du voile.

a : épaisseur du voile.

d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur total de la section brute

la contrainte limite est : $\overline{\tau u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau u \leq \overline{\tau u}$

Tableau . V.25. Vérification des voiles a l'effort tranchant

Voile	L(m)	Epaisseur(m)	1.4*T(KN)	τ_u MPa	$\overline{\tau u}$	$\tau u \leq \overline{\tau u}$
1	4.15	15	2.55	0.02	5	CV
2	3.15	15	3.44	0.02	5	CV
3	3	15	2.99	0.02	5	CV

V.4.1.2.2.b. Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\delta_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k)}$$

Avec :

- K=1+3□.Nc/(B×$fc28$)□En flexion composée avec compression
- K=1−10.□Nt/(B×$fc28$) □En flexion composée avec traction

Et on doit vérifier que :

$S_h \leq$ min[1.5a ;30cm]

$S_h \leq$ min[0.9d ;40cm]

Tableau . V.26.Détermination des armatures horizontales

Voile	L(m)	Epaisseur (m)	τ_u MPa	Øh	St RPA	Ah (cm2)	Ah min RPA	Ah≥ Ah min
1	4.15	15	0.02	8	22.5	18.10	9.3	CV
2	3.15	15	0.02	8	22.5	14.70	7.08	CV
3	3	15	0.02	8	22.5	13.57	6.75	CV

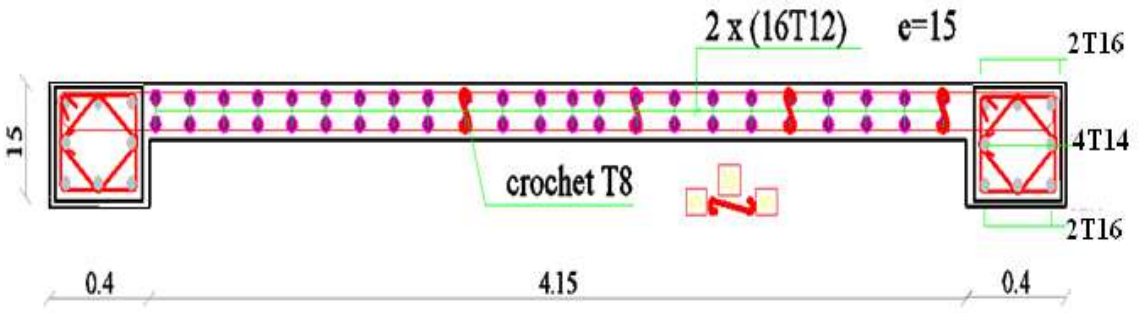


Figure V.6.Disposition des armatures dans les voiles d'epaisseur 15cm (L=4.15m)

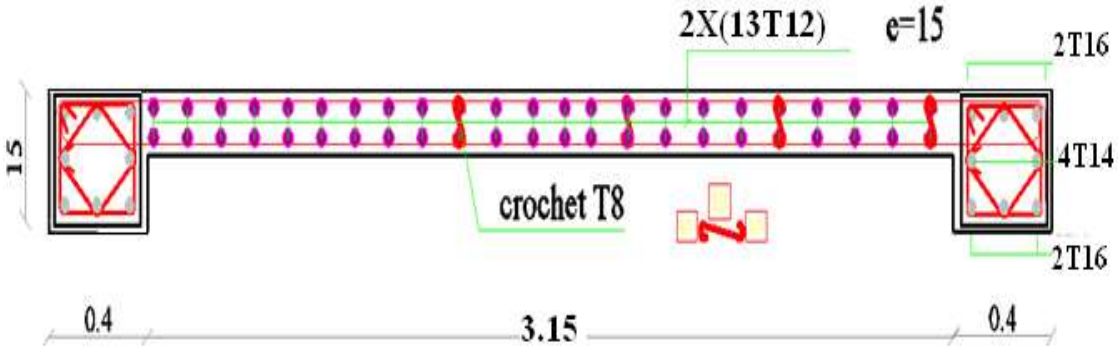


Figure V.7.Disposition des armatures dans les voiles d'epaisseur 15cm (L=3.15m)

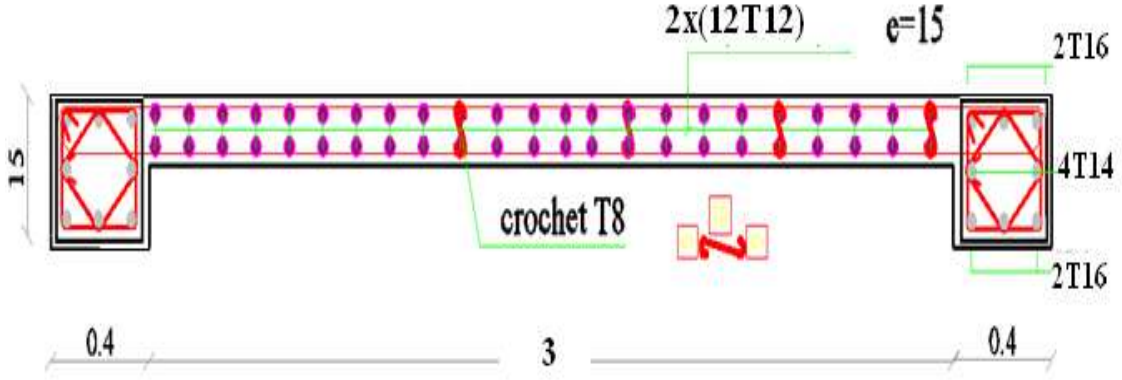


Figure V.8.Disposition des armatures dans les voiles d'epaisseur 15cm (L=3m)

Chapitre 6

VI.1.Introduction:

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous Dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- *Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.*
- *Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.*
- *Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable*
- *Jouer un rôle d'appuis.*

VI.2.Etude de fondation:

VI.2.1.Généralité :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support, les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux a supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder a un calcul préliminaire a fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

VI.2.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.

- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible=2 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

(Ss / Sb < 50 %)

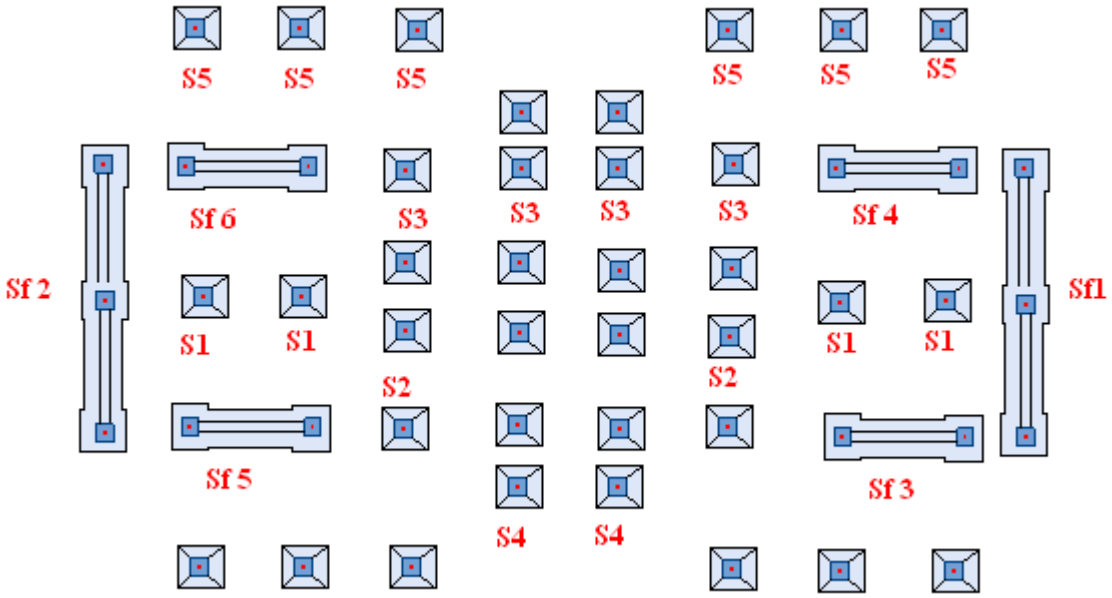


Figure VI.1. Choix des semelles

VI.2.3 Vérification du chevauchement entre les semelles :

- **semelles isolées**

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

- **semelles filantes**

$$\sigma = \frac{Nt}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{Nt}{L*\bar{\sigma}sol}$$

- **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'a une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation), Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

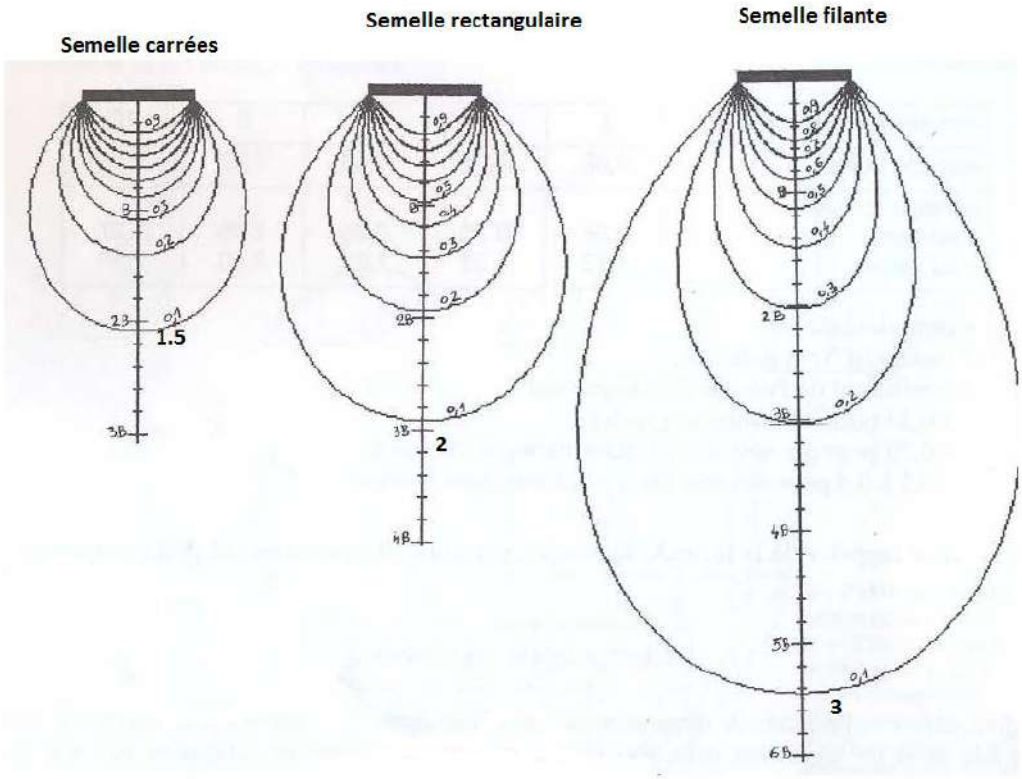


Figure VI.2.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{C1+C2}{2} * 1.5$

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{C1+C2}{2} * 4$

Ou L : distance entre deux semelles

C : largeur de la semelle

Tableau. VI.1.Dimensionnement des semelles isolées

	N_{ser} (KN)	M_y (kNm)	A (m)	B (m)	S (m2)
S_{i1}	789.49	1.40	2	2	4.00
S_{i2}	561.93	0.42	1.7	1.7	3
S_{i3}	647.23	4.62	1.8	1.8	3.2
S_{i4}	185.77	1.34	1	1	1
S_{i5}	408.14	0.52	1.4	1.4	2

Tableau. VI.2.Vérification du chevauchement entre les semelles isolées.

	Semelles	L (m)	$\frac{C1+C2}{2}$*1.5	L≥ $\frac{C1+C2}{2}$*1.5
Sens y-y	$S_{i1} – S_{i3}$	4.15	2.85	c.v
	$S_{i2} – S_{i3}$	3.15	2.62	c.v
	S_{i3} -S_{i4}	2.20	2.1	c.v
	$S_{i3} – S_{i5}$	4.25	2.4	c.v

	Semelles	L (m)	$\frac{C1+C2}{2}$*1.5	L≥ $\frac{C1+C2}{2}$*1.5
Sens x-x	$S_{i1} – S_{i1}$	3.1	3	c.v
	$S_{i2} – S_{i2}$	3.5	2.55	c.v
	S_{i3} -S_{i3}	3.1	2.7	c.v
	$S_{i4} – S_{i4}$	3	1.5	c.v
	$S_{i5}– S_{i5}$	3	2.1	c.v

Conclusion :

D’après ces résultats, on remarque qu’on n’a pas un chevauchement entre les semelles isolées

Tableau. VI.3.Dimensionnement des semelles filante.

	N_u (KN)	N_{ser}	M_x (kNm)	M_y (kNm)	L (m)	B (m)	S (m2)
S_{F1}	1122.33	814.06	8.54	2.02	8.3	0.55	4.56
S_{F2}	1122.33	885.32	0.36	1.57	8.3	0.60	4.98
S_{F3}	1862.81	1100.00	1.91	3.95	3.15	1.2	3.78
S_{F4}	1040.45	1100.00	2.13	3.73	3.15	1.2	3.78
S_{F5}	1175.62	1403.76	2.77	6.23	3.00	1.1	3.3
S_{F6}	1935.54	1407.69	2.92	3.90	3.00	1.1	3.3

Tableau. VI.4.Vérification du chevauchement entre les semelles

	Semelles	L (m)	$\frac{B_1 + B_2}{2} * 4$	$L \geq \frac{B_1+B_2}{2} * 4$
Sens x-x	S_{F3}- S_{i3}	3.6	3.52	**C.V**
Sens y-y	S_{F1}- S_{i1}	3.00	3.00	**C.V**

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'on n'a pas un chevauchement entre les semelles filantes

- **(Ss / Sb < 50 %)**

$\frac{50.1}{483.84}$ =0.10 ⇒ 10 **%** < 50 % **(C.V)**

VI.2.4 Dimensionnement des semelles isolées :

Les dimensionnements des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

La contrainte moyenne σ_m , doit rester toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible σ_s: $\sigma_m \leq \sigma_s \quad \frac{N}{A.B}(1+\frac{3e0b}{B}) \leq \sigma_{sol}$

avec : A, B : dimension de la semelle

a, b : dimension du poteaux.

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} = 1.77$ mm

Pour avoir une répartition trapézoïdale, il faut avoir :

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} \leq \frac{B}{6}$

$0.0077 \leq 0.33$ (c.v)

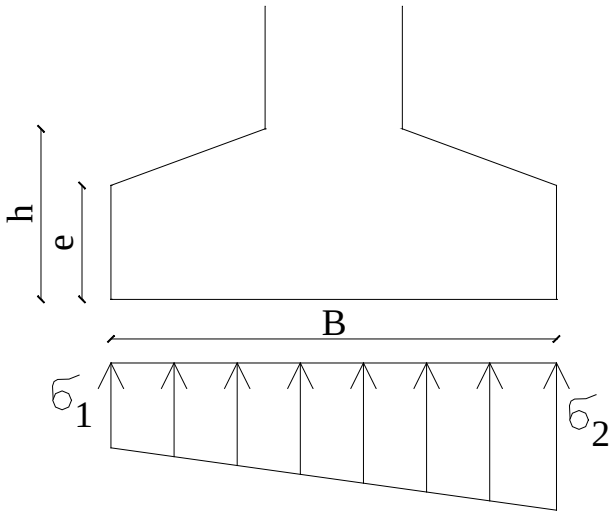


Fig. VI-3: Schéma équivalent d'une répartition trapézoïdale

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ $\quad \sigma_m = \frac{3\sigma 2+\sigma 1}{4} = \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3e_0}{B}) \leq \sigma_{sol}$

Où : $\sigma_1 = (1-6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = (1+6\frac{e0}{B})\frac{N}{B^2}$

D'où : $(\frac{a}{b})\sigma_{sol} B^3 - NB - 3e_0N \geq 0 \quad \Rightarrow \quad 200\,B^3 - 789.49\,B - 4.02 \geq 0$

On prend A=B= 2

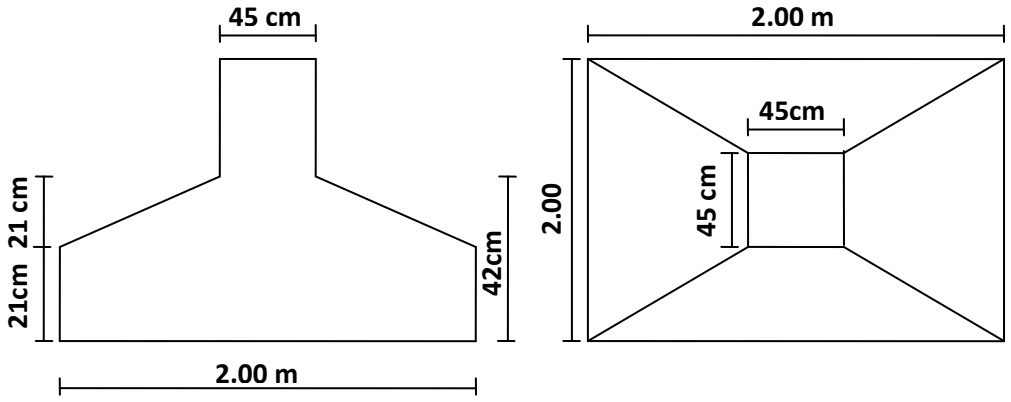


Fig. VI-4 : Dimensions de la semelle

VI.2.4 .1 Vérification de la capacité portante:

Il faut vérifier : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma 2+\sigma 1}{4} = \frac{N}{A\times B}(1+\frac{3e_0}{B}) \leq \sigma_{sol} = 0.20 \text{ Mpa}$$

Tableau VI-3: Vérification de la capacité portante pour la semelle

Combinaisons	N (kN)	M (kNm)	e_0 (mm)	σ_m (MPa)	vérification
G + Q + E	989.60	37.77	0.038	0.19	**C.V**
G + Q - E	736.27	41.92	0.056	0.18	**C.V**
0.8 G + E	735.60	36.87	0.050	0.18	**C.V**
0.8 G - E	509.91	40.29	0.079	0.13	**C.V**

VI.2.4.2.Ferraillage de la semelle :

$$\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\sigma_m \Rightarrow e_{0b} \leq \frac{B}{18}$$

$$\Rightarrow \quad 0.0017 \leq 0.11 \qquad \text{(C.V)}$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

$N_u' = N_u (1+\frac{3\,e_{0b}}{B})$; $N_u = 1088.61$ kN

$\Rightarrow N_u' = 1091.38$ kN

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4} = 39.00$ cm

Hauteur totale: $h = d + c \Rightarrow h = 42.00$ cm

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6 \Rightarrow e = 21$cm

$$A_a = \frac{N'(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = A_a = 15.55\,cm^2$$

Vérification à l'E.L.S: La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\left(\eta f_{c28}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 202\,MPa \quad Et \quad N_{ser} = 789.49kN$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}(B-b)}{8 d_b \sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 11.27\,cm^2$$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.U , **$A_{choisie}$ = 14HA12=15.83 cm^2 ; esp = 15 cm**

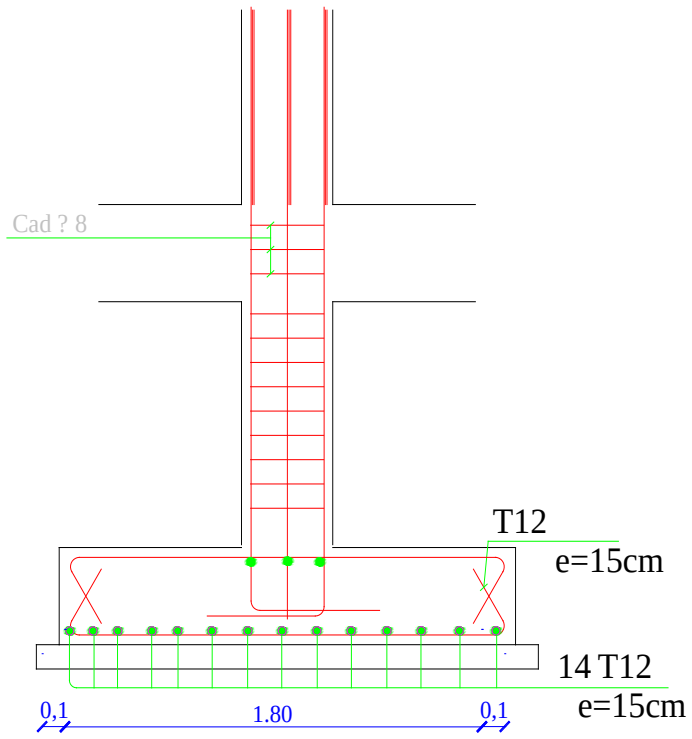


Figure. VI-5 :Ferraillage des semelles isolées

VI.2.5 Dimensionnement des semelles filantes sous mur :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravite coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

. Les semelles filantes sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$Ns = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{Nt}{A*B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \qquad \Rightarrow B \geq \frac{Nt}{L*\bar{\sigma}sol}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,20 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

On prend B= 1.2

VI.2.5.1.Ferraillage de la semelle:

La méthode des bielles admet que la charge N centrée agissant par unité de longueur du mur est transmisse au sol par l'intermédiaire de bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elle doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

La force de traction horizontale F sera donc équilibrer par les armatures

Le calcul de A se fait aux deux états limites, ultime et de service, on retiendra le maximum de deux résultats.

$$A = \text{Max } [A_{ELU} \text{ et } A_{ELS}].$$

Hauteur utile: $d \geq \frac{(B-b)}{4} = 18.75\,cm$

Hauteur totale: $h = d + c = 21.75\,cm$

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6 \Rightarrow e = 10.87cm$

$$F = \frac{N\,(B-b)}{8.d}$$

$$A = \frac{F}{\overline{\sigma_S}}$$

$$\Rightarrow \quad A = \frac{N_u\,(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = 7.92\ cm^2$$

- **Vérification à l'E.L.S:** La fissuration est considérée préjudiciable

$$A = \frac{N_{ser}\,(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = 8.80\ cm^2$$

Donc, on adoptera le ferraillage de l'E.L.S, **$A_{choisie}$ = 8HA12=9.05 cm^2; esp = 15 cm**

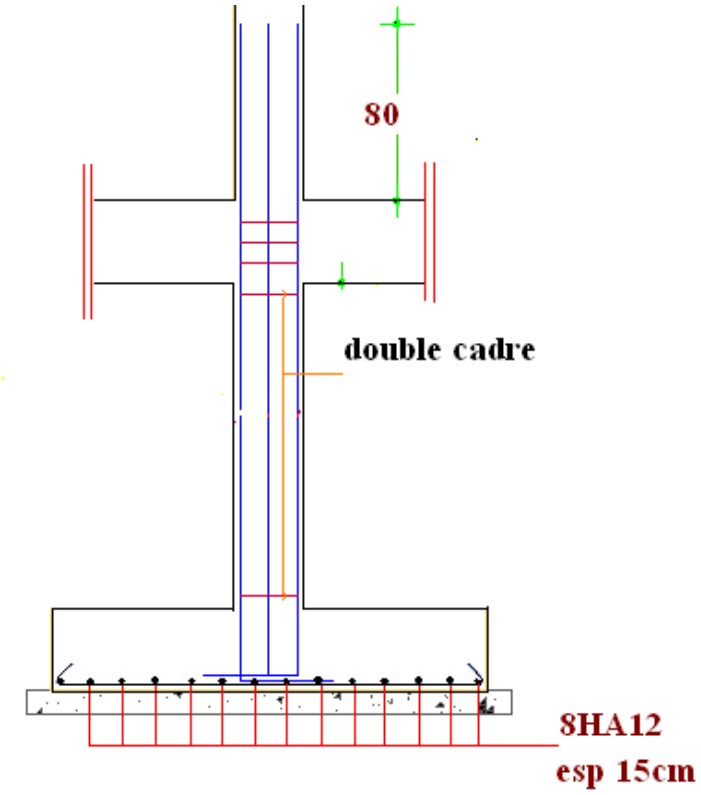


Figure VI-6 :Ferraillage des semelles fillantes

- **Armatures de répartition** :

Parallèlement à l'axe longitudinale de la semelle, on doit prévoit des armatures de répartition

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad \Rightarrow \quad A_{rép} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$A_{choisie}$ = 5HA12=5.65 cm²

VI.2.6.Etude des longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment a la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.2.6.1- Prédimensionnement*:* *RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b]*

Pour un sol de fondation de catégorie (S1), le reglement n'a pas donnes de précision concernant la section minimal ou la valeur de α , car c'est un tres bon sol, une section minimal d'armatures et suffisante.

On adopte une section de: (b x h) = (30 x 25) cm².

VI.2.6.2- Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ kN

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas on va prendre une valeur plus défavorable que notre site, α=12

Nu = 1088.61 kN ⇒ Fu= 90.72 kN

Nser= 789.56 kN ⇒ Fser= 65.80 kN

VI.2.6.3- Ferraillage:

- **Etat Limite Ultime:**

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u = \frac{Fu}{\sigma s}$

$A_u = \frac{90.72 * 10^3}{348} = 2.60$ cm² donc : $A_u \geq 2.60$ cm²

- **Condition de non fragilité: (CBA 93)**

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$A \geq \frac{25*30*2.1}{400} = 3.94\ cm^2$ donc : $A \geq 3.94\ cm^2$

Donc on adopte : A=6HA12= 6.79 cm2 .

- **Verification a l'ELS :**

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 MPa$$

$\sigma_s = \frac{Fser}{A} = \frac{65.80*10^3}{679} = 96.91\ MPa \leq \overline{\sigma s} = 202\ MPa$ (C.V)

- **Section minimale donnée par le RPA 99version 2003:**

$$A_r \geq 0.6\,\% B$$

Le résultat obtenu est: $A_r \geq \frac{0.6*25*30}{100} = 4.5\ cm^2$

Donc on adopte : A=6HA12= 6.79 cm^2 .

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\ mm$$

On adopte : $\varphi_t = 6\,mm$

- **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ; 18cm\right]$$

On adopte : **S_t = 15 cm**

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « Robot structural et autoCAD » .

Références bibliographiques

➢ *Documents réglementaires :*

*Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

*Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

*Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

➢ *Manuels techniques :*

*Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

*Livre Caractéristiques et emplois des ciments.

*Cours Dr.Boukhendekdji Othmane

➢ *Logiciel :*

*Robot structural 2010

*ROBOT EXPERT 2010

*AUTOCAD 2010