



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :...

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+8) FORME IRREGULIERE

*Réalisé par : -BOURMADA KENZA
-ZEROUALI LAMYA*

Dirigé par : M. KHALFAOUI MUSTAPHA KAMAL

Membres de jury :

M. Président MAMEN BELGACEM

M. Examineur BOUTRID ABDELAZIZ

Présenté le :/06/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Toute notre gratitude , grâce et remerciement a Allah le plus puissant qui nous a donné la force , le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr Khlfaoui kamel pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Merci aussi a Mr Bourmada Fares , Mr Mnasria et Mr Rachdi pour leur soutien et leur aides .

Les remerciement seraient incomplets sans ceux les plus sincères , adressés a tous les enseignants qui ont contribué a notre formation.

BOURMADA KENZA , ZEROUALI LAMYA

DEDICACES

Tout d'abord , nous tenons a remercier ALLAH le clément et le tout miséricordieux de nous savoir donné la force et le courage de mener a bien ce modeste travail.

Je dédie ce lapidaire travailla :

*Mes très chers parents qui mon guide durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère **RABIA** qui a été a mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie ,et mon père SALAH qui a sacrifié toute sa vis afin de m'avoir devenir ce que je suis , merci mes très chers parents que Dieu les protèges contre tout mal.*

A mon marier Mohamed lamine et mes chers enfants Youcef, Ranim , Ziyad merci mes très chers petite famille que Dieu les protèges contre tous mal

A mes terés chers frères : Nadir ,Fares ,Brahim et leur femmes ,a les fleur de la maison Islam Mohamed Ritedj ,Taha ,Zinou ,Adem , Siradj , Abd erahmen.

A mon frère NASRO et mon grand –père ALLAOUA prier Dieu le tout puissant de l'accueillir en son vaste paradis .vous resteras mes chers ,toujours vivants dans nos cœur .

A toute ma famille sans exception

A tous mes amis et collegues de travaille et de la promotion G.C.

En fin , je remercie mon ami Lamya qui a contribué ala réalisation de ce modeste travail.

BOURMADA KENZA

DEDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassée, jn'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A Lhomme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père : NOUREDDINE

A la femme qui a souffert sans mes laisses souffrir, qui na jamais dit non Ames exigences et qui na épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère :Nassira

Ames frère : Tarek , Fadi , iyad el din moubarek .

A la famille de mon oncle lazher , qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.

Aa ma famille et tous ceux qui mont aidé de près ou de loin .

A mes amis : Halima, Asma, Manar, Kenza.

Mes remerciements à Mr.mostafa Kamel khelfaoui ,qui ma insisté de faire ce choix de recherche ,a été plus qu' un maitre de stage ,il ma guidé critiqué fait des suggestions son encouragement permanent et son dynamise organisateur mont énormément facilité la tâche je lui remercie vivement pour tout .

ZEROUALI LEMYA

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation R + 8 étages qui sera implanté dans la wilaya de Sétif, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (robot 2014).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

SOMMAIRE

Remerciement	I
Dédicace 1	II
Dedicace2.....	III
Liste des tableaux.....	VI
Liste des figure.....	V
Résume	
Introduction générale	

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1) Généralités	1
I.2) Présentation de l'ouvrage étude	1
I.3) Conception la structure du bâtiment.....	1
I.3.1) Structure de contreventement.....	2
I.3.2) Le Plancher.....	2
I.3.3) La cage d'escalier	2
I.3.4) Les façades	2
I.3.5) Local d'ascenseur.....	3
I.3.6) Données de site.....	3
I.4) Hypothèse de calcul.....	3

CHAPITRE II: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1 Principe du Béton Armé	4
II.2 Caractéristiques des matériaux.....	4
II.2.1 Béton.....	4
II.2.1.1 Composition du béton.....	4
II.2.1.2 Résistance du béton.....	4
II.2.1.3 Contraintes limites de compression.....	5
II.2.1.4 Contrainte limite de cisaillement.....	5
II.2.1.5 Module d'élasticité.....	5
II.2.2 Acier.....	5
II.2.2 .1 la limite d'élasticité garantie f_e	5
II.2.2 .2 Contraintes limites.....	6
II.3 Objet des justifications de calcul.....	7
II.3.1 Justifications de calcul.....	7
II.3.1.1 États-limites ultimes (E.L.U).....	7
II.3.1.2 États limites de service (E.L.S).....	9

CHAPITRE III : PRE DEMENSIONNEMENT ET DECENT DE CHARGE

III.1 Pré dimensionnement des dalles.....	11
III.1.2 les dalle en corps –creux.....	12
III.2 Pré dimensionnement des escaliers.....	12

III.2.1 Caractéristiques techniques.....	12
III.3 pré dimensionnement des Cloisons extérieures.....	13
III.4 Pré dimensionnement de l'acrotère... ..	14
III.5 Descente des charges.....	14
III.5.1 Introduction.....	14
III.5 .2 Plancher.....	15
III.5 .3 L'escalier.....	16
III.6 Pré dimensionnement des poutres.....	17
III.7 Pré dimensionnement des poteaux.....	18
III. 7.1.1 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau.....	19
III.7.1.2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau.....	20
III.7.1.3 Dégression des charges d'exploitation.....	21
III.7.1.4 Calcul des sections des poteaux.....	22
III.8 Le Pré dimensionnement des voiles.....	25
III.9 Local d'ascenseur.....	26

CHAPITRE IV

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Calcul des escaliers.....	27
IV.1.1 Ferrailage longitudinal.....	27
IV. 1.2 Ferrailage de la poutre palière.....	29

IV.2 Calcul du balcon.....	33
IV.3 Calcul de l'acrotère.....	34
IV .3 .1 Définition.....	34
VI.4 Etudes des plancher.....	37
IV.4.1 Ferrailage des poutrelles.....	41

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE

V.1- Introduction.....	47
V.1.2- Choix de la méthode de calcul.....	47
V.1.3- Méthode d'analyse modale spectrale.....	47
V.2-Calcul de la force sismique totale.....	48
V.2.1 Estimation empirique de la période fondamentale.....	49
V.2.2.Résumé de résulta.....	50
V.3-Caractéristiques massiques.....	51
V.3.1-Etude variante.....	51
V.3.2- Caractéristiques géométrique.....	51
V.3 .3-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT.....	53
V.3.3.1Constatation.....	56
V.3.4.1 Distribution horizontale des forces sismiques.....	57
V.3.4.2- Vérification de la stabilité au renversement RPA (Art 4.41).....	58

V.4- VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES.....	58
V.4.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4.....	58
V.4.2- Résultante des forces sismique	58
V.4.3- Vérifications des Sollicitations normales	59
V.4.4 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	59

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANRS

VI.1 Ferrailage des poteaux	61
VI.1.1 Combinaison des charges.....	61
VI.1.2 Recommandations de RPA99.....	61
VI. 1.3 Ferrailage longitudinal.....	62
VI. 1.4 Armatures transversales Article 7.4.2.2 de RPA.....	62
VI. 1.5 Résultat des sollicitations.....	63
VI. 1.6 Exemple de calcul.....	64
VI.1.7 Détermination des armatures longitudinales.....	66
VI. 1.8 Choix des barres.....	67
VI.1.9 . Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant.....	67
VI.1.10 Dimensionnement du noeud vis-à-vis des moments fléchissant.....	68
VI.1.11 Vérification à L' ELS.....	69
VI.1.12 Armatures transversales.....	71

VI.1.13 Exemple de calcul.....	71
VI.2 Ferrailage des poutres.....	72
VI.2.1 Les combinaisons de calcul.....	72
VI.2.2 Ferrailage longitudinal.....	73
VI.2.2.1 Pourcentage des aciers d’après Art 7.5.2.1 RPA99.....	73
VI.2.3 Calcul des armatures transverse.....	73
VI.2.4 Vérifications des règlements.....	73
VI.2.4.1 Vérifications de RPA99 (Art 7.5.2.2).....	73
VI.2.4.2 Vérification de la contrainte tangent.....	74
VI.2.4.3 Disposition constructives.....	74
VI.2.4.4 Vérification de la flèche.....	74
VI.2.5 Exemple d’application.....	74
VI. 2.5.1 Ferrailage longitudinal.....	74
VI.2.5.2 Vérification nécessaire pour les poutres.....	75
VI.2.6 Résultats de ferrailage.....	76
VI.2.7 la Vérification de la contrainte tangentielle.....	76
VI.2.8 Vérification à L’ ELS.....	77
VI.3 Ferrailage des voiles.....	78
VI.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales	78

VI.3.2 Rôle de contreventement.....	78
VI.3.3 combinaison.....	78
VI .3.3.1 Prescriptions imposées par RPA99	78
VI .3.3.2. Aciers verticaux.....	79
VI3.3.4 Règles générales.....	79
VI .3.4 Ferrailage vertical.....	79
VI .3.5Exemple d'application.....	80
VI .3.5.1Vérification des voiles à l'effort tranchant.....	83
VI .3.5.2 Section minimal.....	84

CHAPITR VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTUREITRE

VII.1 Généralité.....	85
VII.2 Choix du type de fondation.....	85
VII .3 calculs des surfaces nécessaires pour les semelles	85
VII- 4 Etude du radier.....	86
VII.4.1 pré dimensionnement du radier.....	86
VII.4.1.1 calcul de surface minimale du radier.....	86
VII.4.2 Pré dimensionnement de la nervure.....	86
VII.4.2.1 Vérification au poinçonnement.....	87
VII.4.2.2Vérification au non soulèvement (effet de sous pression).....	87

VII.4.3 Caractéristiques géométriques du radier.....	88
VII.4.3.1 Calcul des inerties et du centre de gravite du radier.....	88
VII.4.3.2 Calcul de l'excentricité.....	89
VII.5 Vérification de la stabilité du radier.....	89
VII.5.2 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G + E).....	90
VII.5.2 Vérification de la compression sous (G+Q+E).....	90
VII.6 Ferrailage du radier.....	91
VII.6.1 Méthode de calcul.....	91
VII.6.2 Ferrailage de panneau le plus sollicité.....	92
VII.6.2.2 Calcul des sections d'armatures.....	93
VII.6.2.3 Ferrailage transversal.....	94
VII.7 Ferrailage de la nervure	94

Conclusion

Bibliographies

Annex

LISTE DES FIGURES

Fig (II.1) : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots).....	8
Fig (II.2) : Diagramme parabole – rectangle (béton).....	8
Fig (II.3) : Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses.....	9
Fig (III.1) : Dessin d'un plancher en corps creux.....	12
Fig (II.2) : Dessin d'un escalier.....	12
Fig (III.3) : Détail mur extérieur	13
Fig (III.4) : Dessin de l'acrotère.....	14
Fig(III.5 .1) : Plancher terrasse.....	15
Fig (III.5:2) :Plancher étage courant.....	15
Fig(III.6) : Dimensions à respecter pour les poutres.....	17
Fig (III.7) : Coupes de voiles.....	24
Fig (III.8) :Cage d'ascenseur.....	26
fig(IV.1) : Dessin en elevation de l'escalier.....	27
fig(IV.2) : Dessin en plan de l'escalier	27
fig (IV.3) : Dessin de balcon.....	33
Fig(IV.4) : Corps Creux.....	37
Fig (IV.6) :Diagramme des moments dans les poutrelles.....	40
Fig(IV.7) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	46
Fig(V.1) : variante proposéé.....	51
Fig(V.2) : modes de translation.....	54
Fig(V.3) : modes de translation.....	55
Fig(V.4) : modes de Rotation.....	55
Fig(VI.1) : Dimensionnement d'un noud poutre –poteau.....	68
Fig (VI.2): Schéma de voile.....	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (II.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe	6
Tableau (IV.1): Combinaison des charges.....	39
Tableau (IV.2) : Les sollicitations des poutrelles a L'ELU.....	40
Tableau (IV.3) : Les sollicitations des poutrelles a L'ELS.....	41
Tableaux (IV.4): récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S.....	43
Tableau (V.1) : Coefficients d'accélération de zone A.....	48
Tableau (V.2) : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel...	49
Tableau.(V.3): Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.....	51
Tableau. (V.4): Excentricités Théorique et Accidentelle.....	52
Tableau (V.5) : Excentricité Retenue.....	53
Tableau (V.6) : Période et facture de participation massique du modèle.....	53
Tableau (V.7) : résultat des forces sismiques.....	56
Tableau (V.8) : les efforts tranchants résultants.....	57
Tableau (V.9) : Les moments de renversement.....	57
Tableau (V.10) : Vérifications des Sollicitations normales.....	59
Tableau (V.11) : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale.....	59
Tableau (V.12) : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.....	60
Tableau (VI.1) : caractéristiques mécanique des matériaux.....	61
Tableau (VI.2) : les sollicitations (M.N) des poteaux centraux.....	64
Tableau (VI.3) : Choix des barres des poteaux.....	67
Tableau (VI.4) : Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant.....	68
Tableau (VI.5) : Vérification al' ELS.....	69
Tableau (VI.6) : Choix des barres.....	72
Tableau(VI.7) : Calcul des sections d'armatures longitudinales.....	76

Tableaux VI. : Ferrailages des voiles.....	82
Tableau (VII.1): Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau.....	85
Tableau (VII.2) : inerties et centre de gravite du radier.....	88
Tableau (VII.3) : Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	90
Tableau (VII.4) : Résultats des calculs.....	90

Chapitre I

I.1 Généralités :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant, un RDC et 08 étages à usage d'habitation, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. L'ouvrage implanté à Sétif elle est classée d'après le règlement parasismique algérien dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), dans la zone IIA (zone moyenne sismicité)

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul Autodesk ROBOT structural analysis particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003», les Règles de C.B.A 93 et BAEL 99.

I.2 Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée et de 08 étages comportant chacun quatre appartements (deux F4, deux F3).

➤ Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- ✓ Longueur en plan ----- 27.40 m
- ✓ Largeur en plan ----- 19.60 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 3.06 m.
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3.06 m.
- ✓ Hauteur totale ----- 27,54m.

➤ La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{4.4}{27,4} = 0.16 \leq 0.25 \text{ Vérifié}$$

$$\frac{l_y}{L} = \frac{6.70}{19.6} = 0.34 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

I.3 Conception la structure du bâtiment

I.3.1 Structure de contreventement

L'ouvrage figure dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

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

I.3.2 Le Plancher

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

I.3.3 La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveaux RDC au huit étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire

I.3.4 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques

comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.3.5 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.6 Données de site :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.

La contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars.

L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m**

II.4 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.
- Limite élastique du l'acier : $f_e = 400$ MPa.

Chapitre II

II.1 Principe du Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des effort d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux
($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

II.2 Caractéristiques des matériaux :

II.2.1 Béton :

II.2.1.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m^3 de ciment. Sa composition courante pour 1 m^3 est comme suit:

- ✓ Ciment : 350kg de CPA325.
- ✓ Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

II.2.1.2 Résistance du béton :

Le béton a une valeur de résistance à la compression (**C.B.A 93, A2.1.1.1**) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}; \text{ pour: } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}; \text{ pour: } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour: } j \geq 60 \text{ jours } f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

$$\text{D'où: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ à la traction : (**C.B.A 93, A2.1.1.2**)

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (en MPa)}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60MPa$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1MPa$

Pour : $f_{cj} \geq 60MPa$, $f_{ij} = f_{cj}^{2/3}$

II.2.1.3 Contraintes limites de compression :

✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; (C.B.A 93, A.4.5.2)$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (C.B.A 93, A.4.5.2)$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

II.2.1.4 Contrainte limite de cisaillement : (C.B.A 93, A5.1.2.1)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

✓ fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33MPa ; 5MPa] = 3,33MPa$$

✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5MPa ; 4MPa] = 2,5MPa$$

II.2.1.5 Module d'élasticité : (C.B.A 93, A2.1.2)

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

✓ Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ;$$

✓ Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} : \text{exprimée en } MPa.$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25MPa$

Donc : $E_{i28} = 32164,20MPa$

$$E_{v28} = 10818,87MPa$$

II.2.2 Acier :

II.2.2.1 la limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	emploi courant
	TSHA	520	

Tableau (II.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235\text{MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{C.B.A 93, A2.2.2})$$

II.2.2 .2 Contraintes limites :

➤ Etat limite ultime "ELU " : (C.B.A 93 A.4.3.2)

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348.\text{MPa} . \quad (\text{Situations durables})$$

$$\checkmark \quad \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400.\text{MPa} . \quad (\text{Situations accidentelles})$$

➤ Etat limite de service "ELS " (C.B.A 93 A.4.5.3)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

✓ fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

$$\checkmark \quad \text{fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{H.A})$$

$$\bar{\sigma}_s = 156,66 \text{ MPa} \quad (\text{R. lisses})$$

$$\checkmark \quad \text{fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPa} \quad (\text{H.A})$$

$$\bar{\sigma}_s = 117,5 \text{ MPa} \quad (\text{R. lisses})$$

II.3 Objet des justifications de calcul :

Selon le **CBA 93**, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Ils doivent aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

- Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.
- Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

II.3.1 Justifications de calcul :

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

III.3.1.1 États-limites ultimes (E.L.U) :

Correspondent à la limite:

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- ✓ Soit de la stabilité de forme

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.3.2) :

- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- ✓ Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton
(Ou raccourcissement) (Ou raccourcissement)

Soit :
$$\varepsilon_s = \varepsilon_b$$

- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à:
 - $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ en compression simple (ex. : poteaux).SEC
 - $\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$ en flexion simple (ex. : poutres).SPC
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
- ✓ Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots: A, Bou C.

Diagramme des déformations de la section : (C.B.A 93 A.4.3.3)

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton

La position du pivot est caractérisée par :

- ✓ un allongement déterminé : exemple : 10 ‰ pour A
- ✓ un raccourcissement déterminé : exemple : 3,5 ‰ pour B.
- ✓ **Diagrammes contraintes déformations: (C.B.A 93 A.4.3.4)**

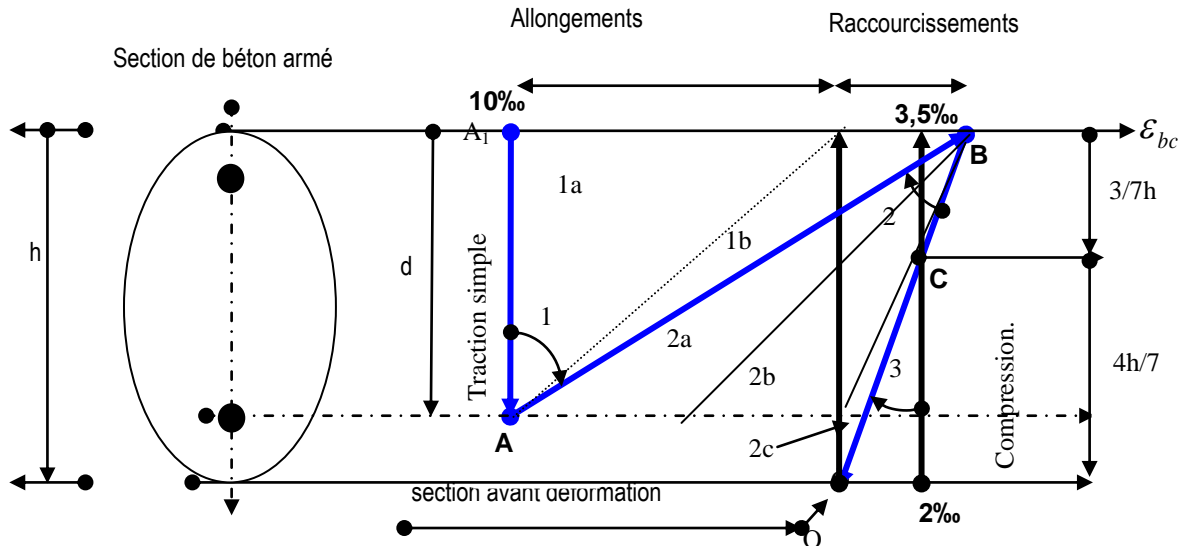


Fig (II.1) : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots)

✓ **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité.

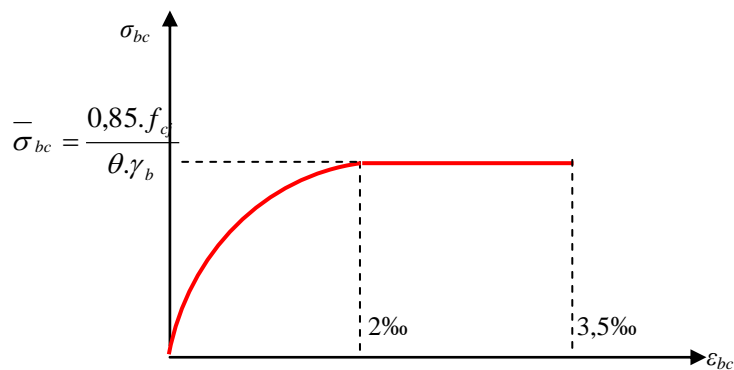


Fig. (II.2) : Diagramme parabole – rectangle (béton)

✓ Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Le diagramme contraintes déformations défini ci-dessous est symétrique par rapport à l'origine des coordonnées.

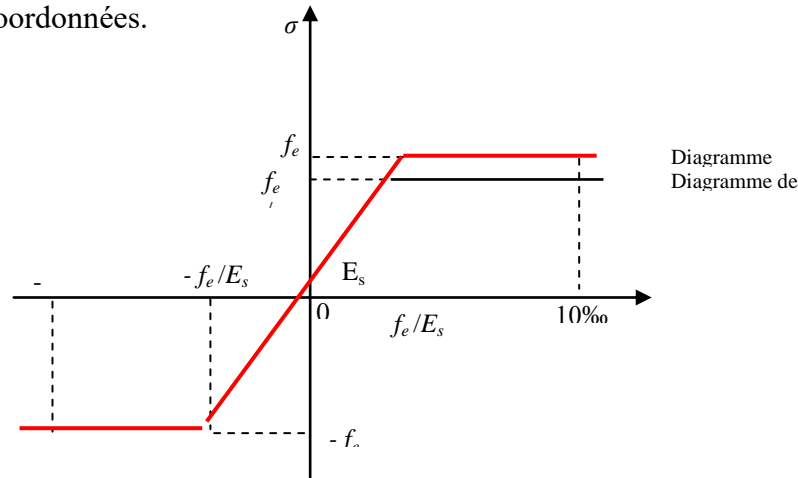


Fig. (II.3) : Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égale à $\gamma_s = 1,15$

II.3.1.2 États limites de service (E.LS) :

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:

- ✓ état limite de déformation (flèches)
- ✓ état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- ✓ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.51) :

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

Combinaison d'action :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérer et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure etc...). Sont selon BAEL 91 :

➤ **Combinaison d'actions à l'ELU : BAEL99 (Art. A.3.3.21)**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison

$$: 1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\psi_{oi} Q_i \quad \text{utilisée est}$$

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.

Q₁ : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ₀ ψ₁, et ψ₂ : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**

Expressions dans lesquels

γ_{Q1} = - 1.5 dans le cas général

γ_{Q1} = - 1.35 Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine

➤ **Situations accidentelles ELS : (Art. A.3.3.22 BAEL99)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A: Valeur normale de l'action accidentelle

ψ₁₁Q₁: Valeur fréquente d'une action variable.

ψ_{2i}Q_i : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

➤ On que pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on à la formule suivante : selon **RPA99 VERSION 2003**

✓ **Situations durables :**

- l'E.L.U : 1.35G + 1.5Q

- L'E.L.S : G + Q

✓ **Situations accidentelles :**

- G + Q ± E

- 0.8G ± E

Chapitre III

Le pré dimensionnement à pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93.

III.1 Pré dimensionnement des dalles :

1.1 Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

➤ Résistance au feu :

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

➤ Résistance à la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 4 \text{ m} = 410 \text{ cm.}$$

$$\text{La dalle pleine: } 440 / 35 < e < 300 / 30 \Rightarrow 11,71 < e < 13,66 \Rightarrow e = 12 \text{ cm.}$$

➤ Condition de flèche :

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$f_{\max} < L_{\max} / 500 ; \text{ si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m.}$$

$$f_{\max} < 0,5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000 ; \text{ si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b=1 \text{ m}$.

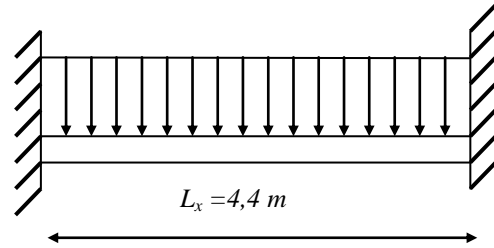
$$\text{Poids propre ; } G = 598 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation ; } Q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 698 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12 * 2500 * q * l^3}{384bE}} \Rightarrow e \geq 11,68 \text{ cm}$$



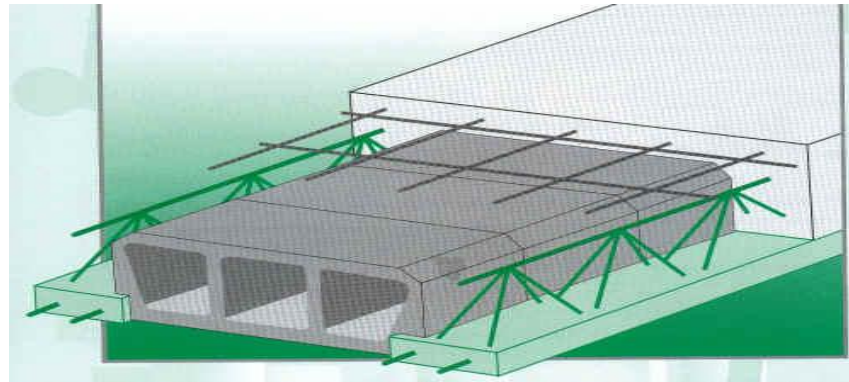
D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

III.1.2 les dalle en corps -creux :

$$1/25 < h_t < 1/20 \Rightarrow 5,05/25 < h_t < 5,05/20 \Rightarrow 0.20 < h_t < 0.25$$

L : est la grande portée du panneau considère.

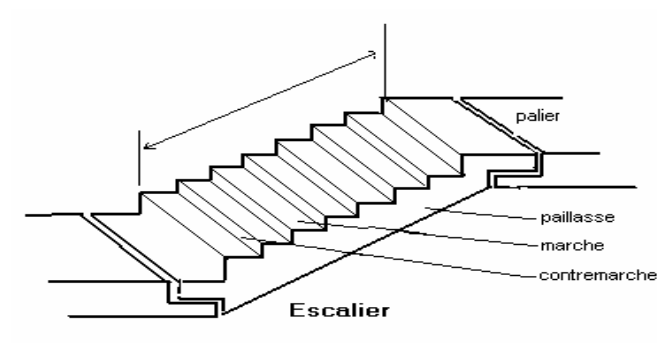
On prend l'épaisseur de la dalle **(16+4) cm**.



III.1 : Dessin d'un plancher en corps creux

III.2 Pré dimensionnement des escaliers :

III.2.1 Caractéristiques techniques :



II.2 Dessin d'un escalier

➤ Escalier de l'étage courant :

Hauteur : $H=3\text{m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

Pour: $h = 17$ cm :

$$N_c = H/h \\ = 300/17 = 18$$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étages :

On a deux volées, donc 9 contres marches par volée

$N = N_c - 1 = 8$ marches.

➤ Inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg} \alpha = 1,5/2,4 \Rightarrow \alpha = 32,00^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = \frac{1,5}{\sin \alpha} \Rightarrow \boxed{L = 2,83}$$

➤ **escalier de rez de chaussée :**

Hauteur : $H = 3.06$ m.

Le nombre des contres marches est donnés par :

$$N_c = (H/h) = (3.06 / 0,17) = 18$$

Donc on à 18 marches on prend 9

Marches par volée (2 volées)

$$\text{tg} \alpha = 2/3,3 \Rightarrow \alpha = 31,21^\circ$$

$$\text{La longueur de la pailasse est : } L = \frac{2}{\sin \alpha} \Rightarrow \boxed{L = 3,85 \text{ m}}$$

• **Condition de résistance :**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \text{ et } 9 \text{ cm} < e < 13,5 \text{ cm} . \Rightarrow 12,83 < e < 19,25$$

ON prend : $\Rightarrow \boxed{e = 15 \text{ cm}}$ pour tout les volées

- Les deux conditions sont vérifie

III.3 pré dimensionnement des Cloisons extérieures :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

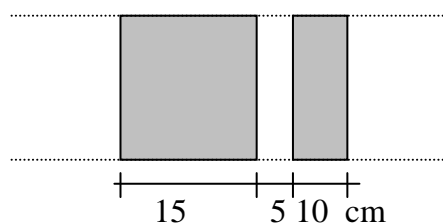


Figure III.3 Détail mur extérieur

Enduit extérieure :.....0,02 x 2000 = 40 kg/m².

Briques creuses :.....0,25 x 1400= 350 kg/m².

Enduit intérieur :.....0,015 x 1200=18 kg/m².

$$\overline{\Sigma} \quad 408 \text{ kg/m}^2.$$

Avec 30% d'ouverture :.....408x0,7= 285,6 kg/m².

$$G=285,6 \text{ kg/m}^2.$$

III.4 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$$S= (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5) = 0,068 \text{ Kg/m}^2$$

$$P= (0,068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/ml}$$

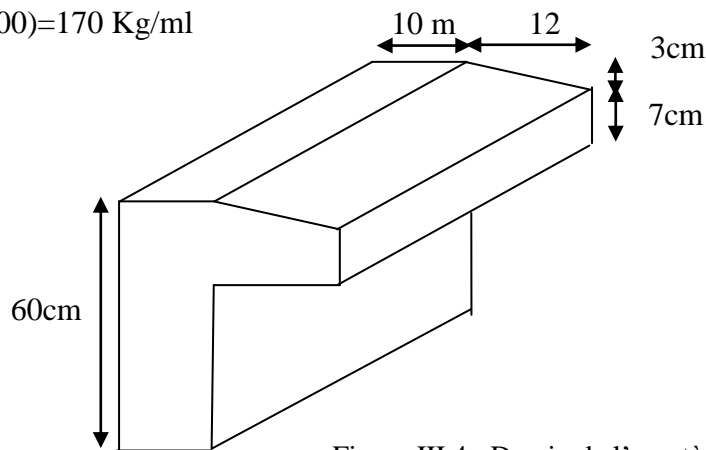


Figure III.4 : Dessin de l'acrotère

III.5 Descente des charges :

III.5.1 Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

III.5 .2 Plancher

➤ Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale

- 1-Protection gravier (5cm).
- 2-Etancheite multicouche.
- 3-Isolation thermique (liège).
- 4-béton de pente (12cm).
- 5- dalle en corps creux.
- 6- Enduit plâtre

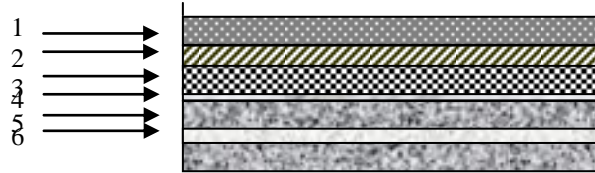


Figure III.5 .1Plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Etanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2200	220
Isolation thermique	4	400	16
Dalle en corps creux	16+4	/	308
Enduit plâtre	2	1000	20

G = 661 kg/m² , Q = 100kg/m²

➤ Plancher étage courant

- 1-Carrelage :
- 2-La Chappe :
- 3-Dalle en corps creux:
- 4-Enduit plâtre :



Figure III.5:2Plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en corps creux	16+4	/	308
Enduit plâtre	2	1000	20
Cloison	/	/	85

G = 533 kg/m². Q = 150kg/m²

III.5 .3 L'escalier :**➤ Palier**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en béton armé	15	2500	375
Enduit plâtre	2	1000	20

$G_{\text{esc}} = 515\text{kg/m}^2$

$Q_{\text{esc}} = 250\text{kg/m}$

➤ Volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	h=17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,00 = 438$
Enduit en plâtre	2	1000	20
Gardes corps	/	/	100

$G = 865\text{ kg/m}^2$

$Q = 250\text{kg/m}^2$

III.5 .4 Balcon :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Dalle en BA	15	2500	375
Cloison	10	850	85

$G = 598\text{kg/m}^2$

$Q = 350\text{kg/m}$

III.6 Pré dimensionnement des poutres

Selon le RPA 99V2003 (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions .

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} = 1,5h + b_1$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

Tel que b_1 et h_1 sont les dimensions de poteau.

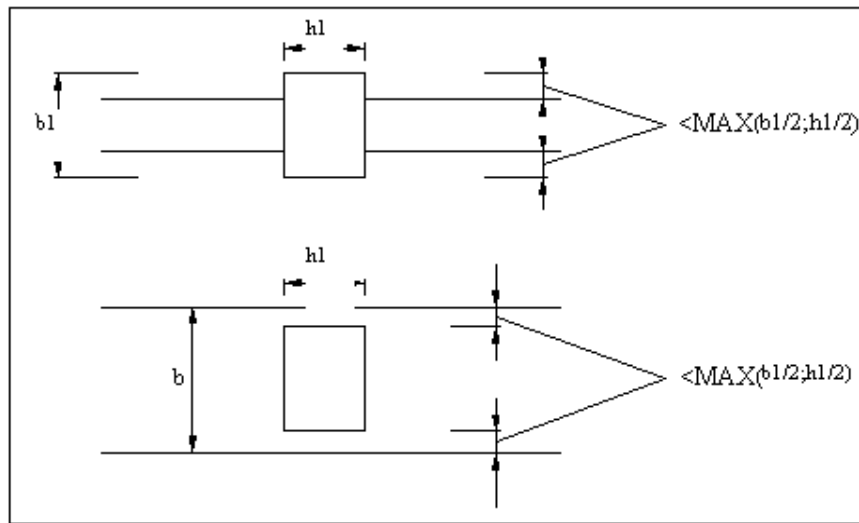


Figure.(III.6) : Dimensions à respecter pour les poutres.

On la condition de CBA suivante à respecter $L/15 < h < L/10$

Telle que h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

➤ **sens longitudinal :**

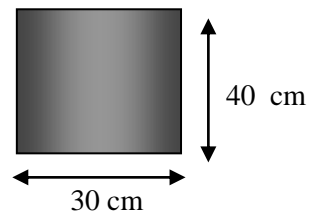
On a $L = 4,4 \text{ m}$

$\Rightarrow 29,33 < h < 44 \Rightarrow$ On prend $h = 40 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $b = 30 \text{ cm}$

$h/b = 1,33 < 4$

donc condition de RPA vérifiée



➤ **sens transversale :**

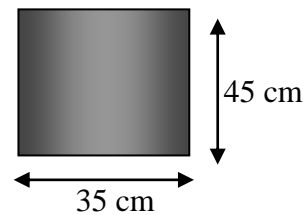
On a $L = 5,05 \text{ m}$

$\Rightarrow 33,66 < h < 50,5 \Rightarrow$ On prend $h = 45\text{cm}$

\Rightarrow On prend $b = 35 \text{ cm}$

$h/b = 1,28 < 4$

donc condition de RPA vérifiée



III.7 Pré dimensionnement des poteaux :

D’après l’article B.8.4.1 de **CBA93** : l’effort normal agissant ultime Nu d’un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d’exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l’excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L’élancement du poteau considéré

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d’acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

B_r : la section réduite d’un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d’épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On a alors :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Zone II $A_{\min} = 0,9\% B \Rightarrow A/B_r = 0,009$

$$f_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

$B_r \geq 6,52 \times N_u$ (B_r en cm^2 et N_u en t)

III. 7.1.1 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Nous pouvons distingues trois types de poteaux selon leur positions :

On majore la surface revenant au poteau central en multipliant par (1,1)

Poteau central	Surface (m ²)	Surface majorée	Poteau de rive	Surface (m ²)	Surface majorée	Poteau d'angle	surface (m ²)	Surface majorée
D-2	14.02	15.42	D-1	5.12	5.12	B-1	3.24	3.24
D-3	13.54	14.89	I-4	7.64	7.64	H-1	3.55	3.55
D-4	14.83	16.31	A-2	9.29	9.29	J-1	2.92	2.92
F-4	15.12	16.63	G-2	10.80	10.80	J-4	2.05	2.05
C-4	6.81	7.491	A-3	9.19	9.19	B-4	2.17	2.17
G-3	11.77	12.94	C-6	11.37	11.37	L-3	3.53	3.53
G-4	4.27	4.69	I-5	4.35	4.35	L-2	1.65	1.65
G-5	6.76	7.43	J-2	6.38	6.38	E-1	3.76	3.76
I-3	11.86	13.04	/	/	/	/	/	/
I-2	8.72	9.59	/	/	/	/	/	/

III.7.1.2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

1/Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte

$$S = 16,63\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher : $0,661 \times 16,63 = 10,99 \text{ t}$

Surcharges : $0,1 \times 16,63 = 1,663 \text{ t}$

Poutre : $[3.625(0.3 \times 0.4) + 5.45(0.35 \times 0.45)] \times 2,5 = 3,13 \text{ t}$.

$N_G = 14,12 \text{ t}$

$N_Q = 1,66 \text{ t}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher : $0,533 \times 16,63 = 8,86 \text{ t}$

Surcharges : $0,150 \times 16,63 = 2,49 \text{ t}$

Poutre : $[3.625(0.3 \times 0.4) + 5.45(0.35 \times 0.45)] \times 2,5 = 3,13 \text{ t}$.

Cloison intérieure : $(3.625 + 5.45) \times 3 \times 0,285 = 3,83 \text{ t}$

$N_G = 15,82 \text{ t}$

$N_Q = 2,49 \text{ t}$

2/Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte de

$$S = 11,37\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher : $0,661 \times 11,37 = 7,51 \text{ t}$

Surcharges : $0,1 \times 11,37 = 1,13 \text{ t}$

Poutre : $[1.625(0.3 \times 0.4) + 0,8(0.35 \times 0.45)] \times 2,5 = 0,787 \text{ t}$.

Acrotère : $0,196 \times (0,8 + 1,625) \times 0,7 = 0,333$

$N_G = 8,63 \text{ t}$

$N_Q = 1,13 \text{ t}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher : $0,533 \times 11,37 = 6,06 \text{ t}$

Surcharges : $0,150 \times 11,37 = 1,70 \text{ t}$

Poutre : $[1.625(0.3 \times 0.4) + 0,8(0.35 \times 0.45)] \times 2,5 = 0,787$

Mur sur poutre : $0,2856 \times 3(0,8 + 1,625) = 2,077 \text{ t}$

$N_G = 8,91 \text{ t}$

$N_Q = 1,70 \text{ t}$

3/Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est et à une surface offerte de :

$S = 3,76m^2$

➤ **Niveau terrasse :**

- Plancher : 0,661×3,76=2,48 t
- Poutre :..... .[1.75 (0.3×0.4) + 2.85 (0.35 ×0.45)] ×2.5 = 1.59 t.
- Acrotère :.....0.196× (1.75+2.85)0.7 = 0.631
- Surcharges : 0.1×3,76= 0,37t
- $N_G = 4,43 t$** **$N_Q = 0,37 t$**

➤ **Niveau étage courant :**

- Plancher : 0,533×3,76= 2,19t
- Surcharges : 0.15×3,76= 0,564t
- Poutre : [1.75 (0.3×0.4) + 2.85 (0.35 ×0.45)] ×2.5 = 1.59 t.
- Mur sur poutre 0.2856×3 (1.75+2.85) = 3.94
- $N_G = 7,53 t$** **$N_Q = 0,56t$**

Avec : $Nu = (1.35N_G+1.5N_Q)$

Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux :

Charge	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
$G_{terrasse}$	14.12 t	8.63 t	4.43 t
$Q_{terrasse}$	1,66 t	1,13 t	0,37 t
G_{ec}	15.82 t	8.91 t	7,53 t
Q_{ec}	2,49 t	1,7 t	0,56 t
Q_{rdc}	6,65 t	4,54 t	1,50 t

III.7.1.3 Dégression des charges d'exploitation :

Niveau	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
Terrasse	1.66	1.13	0.37
8	4.15	2.3	0.93
7	6.391	3.353	1.434
6	8.383	4.289	1.882
5	10.126	5.108	2.274
4	11.62	5.81	2.61
3	12.865	6.395	2.89
2	14.11	6.98	3.17
1	15.355	7.565	3.45

III.7.1.4 Calcul des sections des poteaux :

	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _U (t)*β	B _r (cm ²)	A(cm)	a×1,2	B(cm ²)
8	14,12	14,12	1,66	1,66	23.70	154.57	12.452	14.943	35x35
7	15,82	29,94	2,49	4,15	51.30	334.53	18.31	21.97	35x35
6	15,82	45,76	2,49	6,391	78.49	511.81	22.64	27.17	35x35
5	15,82	61,58	2,49	8,383	105.27	686.41	26.21	31.46	45x45
4	15,82	77,4	2,49	10,126	131.64	858.33	29.31	35.18	45x45
3	15,82	93,22	2,49	11,62	157.60	1027.58	32.07	38.48	50x50
2	15,82	109,04	2,49	12,865	183.15	1194.14	34.57	41.49	50x50
1	15,82	124,86	2,49	14,11	208.69	1360.71	36.90	44.28	55x55
RDC	15,82	140,68	2,49	15,355	208.90	1362.09	36.92	44.31	55x55

a/ Poteau central :

Pour une section carrée $B_r = (a-0.02)^2$ d'ou : $a = \sqrt{B_r} + 0.02$ (en m).

Pour tenir compte de l'effet sismique On prend une majoration dynamique de 1,2

Pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées on doit majorer les charges évaluées en multipliant par un coefficient β

B/Poteau de rive

Le coefficient β égale a 1,1

	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _U (t)* β	B _r (cm ²)	A(cm)	a×1,2	B(cm ²)
8	4,43	4,43	0,37	0,37	6,53	42,61	8,52	10,23	30x30
7	7,53	11,96	0,56	0,93	17,54	114,3 6	12,69	15,23	30x30
6	7,53	19,49	0,56	1,434	28,46	185,5 7	15,62	18,74	30x30
5	7,53	27,02	0,56	1,882	39,3	256,2 3	18,00	21,60	30x30
4	7,53	34,55	0,56	2,274	50,05	326,3 4	20,06	24,07	30x30
3	7,53	42,08	0,56	2,61	60,72	395,9 1	21,89	26,27	30x30
2	7,53	49,61	0,56	2,89	71,30	464,9 3	23,56	28,27	30x30
1	7,53	57,14	0,56	3,17	81,89	533,9 4	25,10	30,12	35x35
RD C	7,53	64,67	0,56	3,45	92,47	602,9 6	26,55	31,86	35x35

Le coefficient β égale a 1

C/Poteau d'angle

	G (t)	N _G (t)	Q	N _Q	N _U (t)* β	B _r (cm ²)	A(cm)	a×1,2	B(cm ²)
8	8,63	8,63	1,13	1,13	14,68	95,71	11,78	14,14	30x30
7	8,91	17,54	1,7	2,3	29,84	194,56	15,94	19,13	30x30
6	8,91	26,45	1,7	3,353	44,81	292,16	19,09	22,91	30x30
5	8,91	35,36	1,7	1,434	54,87	357,78	20,91	25,09	30x30
4	8,91	44,27	1,7	1,882	68,84	448,87	23,18	27,82	30x30
3	8,91	53,18	1,7	2,274	82,72	539,36	25,22	30,26	35x35
2	8,91	62,09	1,7	6,395	102,75	669,96	27,88	33,46	35x35
1	8,91	71	1,7	6,98	116,95	762,52	29,61	35,53	40x40
RDC	8,91	79,91	1,7	7,565	131,14	855,08	31,24	37,49	40x40

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables a celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes :

étage	RDC et 1	2 et 3	4 à 5	6 à 8
section	55x55	50x50	45x45	35x35

III.7.1.5 Vérification des sections des poteaux :

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau :

Pour la zone II on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $0.25 < b_1/h_1 < 4$

Toutes les conditions vérifient pour tous les sections des poteaux.

III.8. Pré dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile
 a : épaisseur de voile.

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les

Formules suivantes :

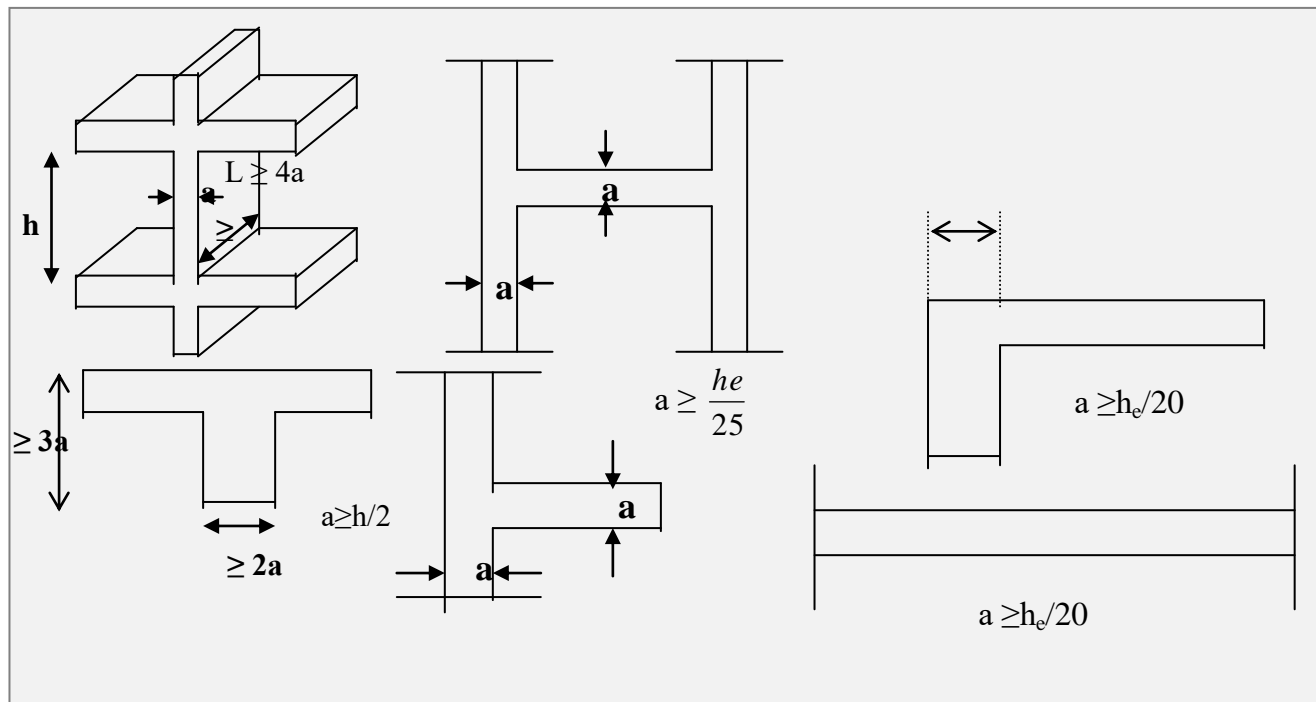


Figure: III.7 Coupes de voiles

H_E , dans notre cas :

$$a > h_c/20 = 306/20 = 15.6 \text{ cm.}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

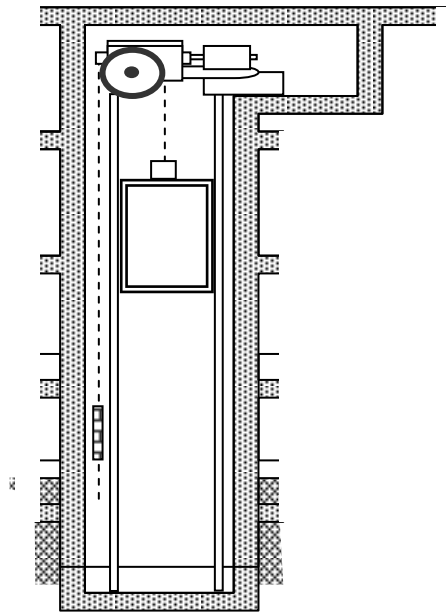
III.9 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : $P_c=28,5KN$
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) : $P_e=7,50KN$
- Vitesse de l'ascenseur : $V=1m/s$

➤ **Dalle de la locale machinerie :**

La dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, ...etc.).

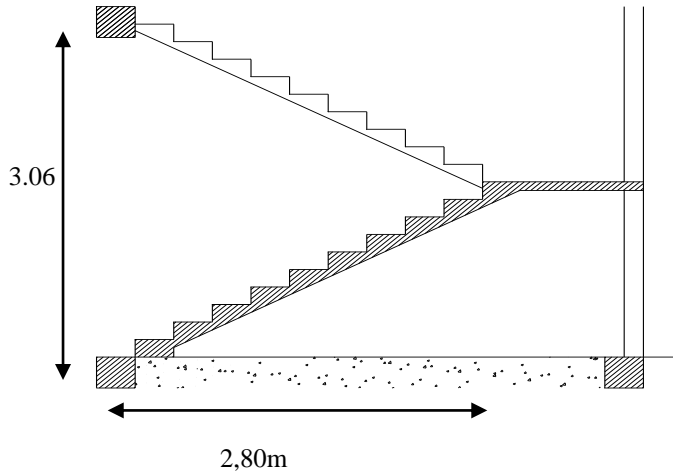


Fig(III.8) Cage d'ascenseur

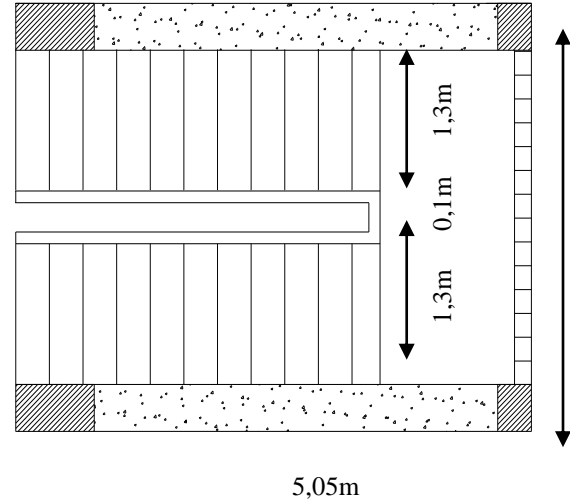
Chapitre IV

IV.1 Calcul des escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.



fig(IV.1) Dessin en elevation de l'escalier



fig(IV.2) Dessin en plan de l'escalier

Pour notre emmarchement on aura :

Palier..... $G_1 = 0,515$ t/ml

Paillasse..... $G_2 = 0,81$ t/ml

Surcharge..... $Q = 0,25$ t/ml

Les Combinaisons de Charge :

ELU:

$$P_1 = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 0,515 + 1.5 \times 0,25 = 1,07 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 = 1.35 \times 0,81 + 1.5 \times 0,25 = 1,46 \text{ t/ml}$$

$$\text{ELU : } M_{\max} = 22.24 \text{ KN.m} \quad V_{\max} = 25.5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } M_{\max} = 16,1 \text{ KN.m} \quad V_{\max} = 18,49 \text{ KN}$$

IV.1.1 Ferrailage longitudinal :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1.3m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

$$M_{\max} = 22,24 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 25,5 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier Type 1 FeF400

Fissurations peu nuisibles

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,088$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,115$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,111 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5,75 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2 \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{condition vérifié}$$

Choix des barres : 6HA 12 = 6,79 cm²

A_s = 6HA 12

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

A_r = 4HA 8

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{bd}$$

$$Vu = Ra = 2,55 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,0255 / (0,117 \times 1,3) = 0,16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \tau_u$$

- ✓ **Vérification des contraintes :**

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y-c') - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$0.65 y^2 + 0.0101y - 0.00119 = 0$$

$$Y = 3,5 \text{ cm}$$

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = 8705,39 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 1,61 \text{ t.m/ml}$$

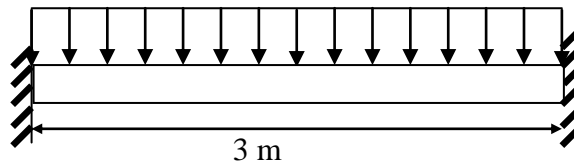
$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y / I = 6,47 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} : \text{condition vérifiée}$$

IV. 1.2 Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier, et a les dimensions suivantes (30×25×300)



✓ Selon le CBA 93 :

la hauteur h de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \text{ on prend } h = 30 \text{ cm}$$

✓ Selon le RPA99 :

$$h = 30 \geq 30$$

$$b = 25 \geq 25$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 25 \text{ cm}^2$

➤ **Sollicitation :**

Le poids propre de la poutre $G = 1 \times 0.3 \times 0.25 \times 2.5 = 0.1875 \text{ t/ml}$
 La réaction du palier due à l'escalier $R = 3.215 \text{ t}$

➤ **Combinaison des charges :**

$$P_u = 1.35 (0.1875) + 3.215 = 3,46 \text{ t /m}$$

$$P_{ser} = 0.1875 + 2.36 = 2.54 \text{ t /m}$$

✓ en appui :

$$M_u = 2,73 \text{ t/ml} ; M_{ser} = 1,91 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 5,46 \text{ t.} ; V_{ser} = 3,81 \text{ t.}$$

✓ à mi travée :

$$M_u = 1,365 \text{ t/ml}; M_{ser} = 0,952 \text{ t/ml.}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

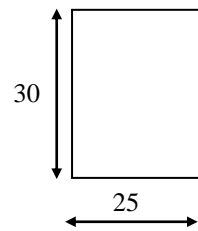
la fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc le Ferraillage est en ELU.

$$M_{max} = 1,365 \text{ tm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,052$$



$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\Rightarrow \text{domaine 1, } \varepsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,066.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,262 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit :

$$\mathbf{3HA 12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_u = 2,73 \text{ tm}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,105$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée
domaine 1, $\epsilon_s = 10$

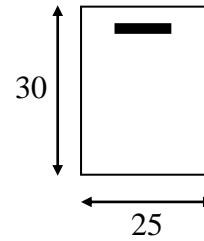
$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,138$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,255 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 3,07 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit :

$$3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$



➤ **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_o/10, \phi_l\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\{30/35; 25/10; 1,4\} = 0,85 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend **4HA6** $\Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

➤ **Calcul de l'espace des armatures transversales :**

-A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,243; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq A_t f_e / (0,4b_o) \Rightarrow S_t \leq 62,8\text{cm}$$

A partir d'article **7.5.2.2** de **RPA 99/version 2003**, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$

✓ Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l) = 6,25 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

✓ Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

✓ Zone nodale : $S_t = 6 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier : $\tau_U < \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d}$$

$$\tau_U = 0,0546 / 0,27 \times 0,25 = 0,80 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min (0,20 \cdot f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On

doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$M_{t \text{ ser}} = 9,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 17,7 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 3,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$0,65 y^2 + 0,0046 y - 0,0012 = 0 \quad \Rightarrow Y = 3,8 \text{ cm}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{En travée: } \sigma_{bc} = 1,20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} : \text{vérifié}$$

$$\text{Sur appui : } \sigma_{bc} = 0,646 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} : \text{vérifié}$$

➤ **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encastree de ses extrémités, la flèche est :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,25 \times 0,3^3 / 12 = 0,00056 \text{ m}^4$$

$$\text{On doit vérifier que : } f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = 0,00057 \text{ m} < \bar{f} = 0,6 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2 Calcul du balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ on a: $L = 1,25\text{m}$

$8.33 \leq e \leq 13.25$ on prend: $e = 12 \text{ cm.}$

Pour des considérations pratiques ; on doit majorer à : $e = 15 \text{ cm}$

IV.2 .1 Évaluation des charges :

$$G_1 = 0,598 \text{ t/m}^2$$

$$Q_1 = 0,35 \text{ t/m}^2$$

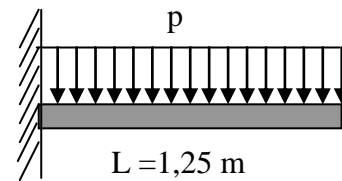
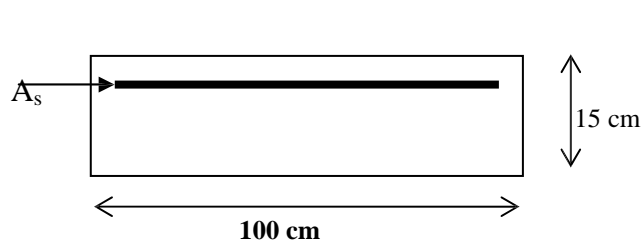


fig (IV.3) : Dessin de balcon

➤ Combinaison des charges :

$$P = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 \Rightarrow P_u = 1,332 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 0,598 + 0,350 = 0,948 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = (P_{\text{ser}} \cdot L^2) / 2 = 7,40 \text{ KN.m}$$

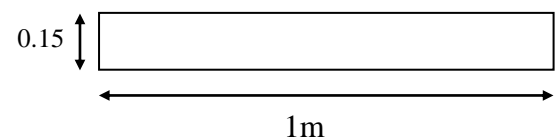
➤ Calcul des armatures :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc.). Le calcul s'effectuera donc à l'ELS.

Le calcul se faire pour une bande de 1m de largeur

$$f_{\text{bu}} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{\text{bu}} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,135 \text{ m}$$



$$\sigma_{\text{st}} = \min (2/3 f_e; \max(0,5 f_e; 110(\eta f_{tj})^{0,5}))$$

$$\sigma_{\text{st}} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{sc}} = 201,6 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite du service :

$$x = 15 \sigma_{\text{bc}} \cdot d / (15 \sigma_{\text{bc}} + \sigma_{\text{st}})$$

$$x = 0,069.$$

$$z = d - x/3.$$

$$z = 0,066.$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 32,2 \text{ KN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$$

$$A_{ser} = 5,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$e = 15\text{cm} \quad A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_c) = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times (2,1/400) = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_s = A_s/4 = 1,41 \Rightarrow \mathbf{5HA8} \text{ (2,51cm}^2\text{)}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b_0 d}$$

$$V_u = 16,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,01665/0,135 \times 1 = 0,123 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

IV.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE

IV.3.1 Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

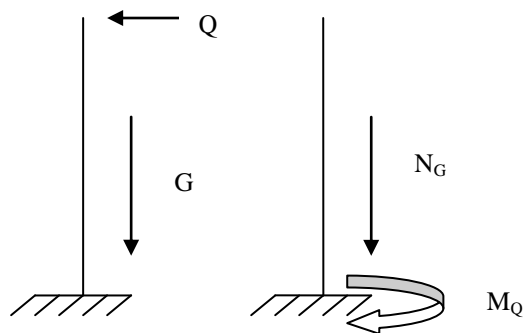


Schéma statique

➤ **Sollicitations :**

Pour le ferrailage on prend une bande de 1 m de longueur :

➤ **Effort normal :**

$$N_u = 1.35 \times N_G = 2.29 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1.7 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } N_G = 1.7 \text{ KN/ml}$$

$$N_q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment de flexion :**

$$M = N_q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times M_q = 0.9 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_q = 0.6 \text{ KN/ml}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V = N_q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1.5 \times V = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS. Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s' = A_s$)

➤ **Ferrailage à l' E.L.S :**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = 1.7 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 0.6/1.7 = 0.3529\text{m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{35.2\text{cm}}$$

$$e_0 > h/2 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

➤ **Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :**

$$M_{ser a} = M_{ser G} + N_{ser} \times (d-h/2)$$

$$M_{ser A} = 0.6 + 1.7 \times (0.09 - 0.1/2)$$

$$M_{ser a} = 0.668 \text{ KN/ml}$$

➤ **La contrainte du béton est donnée / ELS :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier La Fissuration et considérée préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110(\eta f_{tj})^{0.5})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\sigma_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment limité de service M :**

$$x = 15\sigma_{bc} \cdot d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st})$$

$$x = 0,047$$

$$z = d - x/3$$

$$Z = 0,074$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 0,026 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$$

$$A_{ser} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - N_{ser} / \sigma_{sc}$$

$$A_{ser} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s < 1,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow A_s = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Qui nous donne } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u' = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 1,5 / 1 \times 0,09 = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \text{ la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification au séisme :**

D'après le RPA 99/version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$A = 0,15$ (groupe 2, zone II).

$C_P = 0,80$ (élément en console)

$W_P = 0,17 \text{ t/ml}$

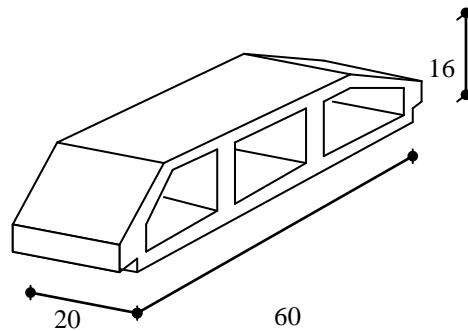
D'où ;

$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 0,17 = 0,0816 \text{ t/ml} < 0,1 \text{ t/ml}$

VI.4 Etudes des plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique



Fig(IV.4) : Corps Creux

➤ ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur calcul s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

➤ 1^{ère} Phase de calcul (avant le coulage) :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Les sollicitations :**

➤ Charge permanente :

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$.

- poids propre du corps creux : $0,60 \times 0,95 = 0,57 \text{ kN/m}$.

$$G = 0,69 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation du chantier : $0,60 \times 1 = 0,60 \text{ kN/m}$

$$Q = 0,60 \text{ kN/m}$$

➤ **Les combinaisons :**

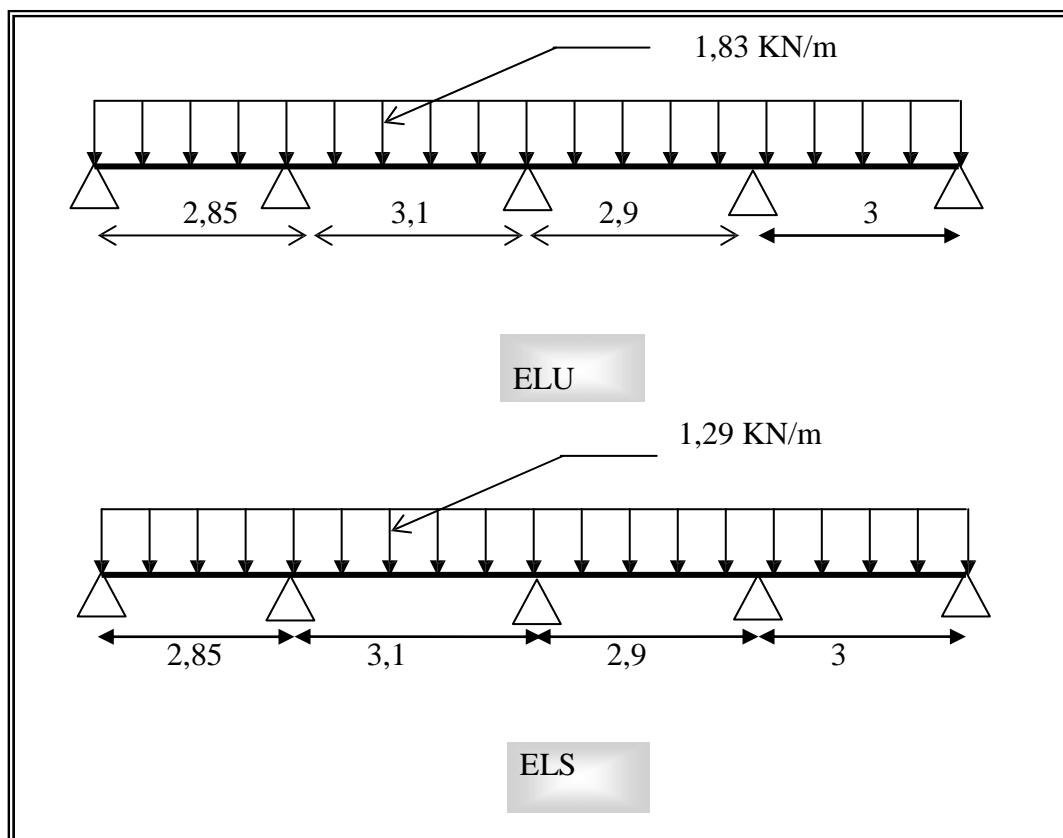
Le calcul se fera à l'ELU et on fait la vérification à l'ELS :

ELS : $q_s = Q + G$

ELU : $q_U = 1,35G + 1,5.Q$

$$q_U = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 0,6 = 1,83 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ser} = 0,69 + 0,60 = 1,29 \text{ kN/m}$$



L'expression du moment maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$$M_{\max} = pl^2/8 \quad \text{Dans notre cas : } L_{\max} = 3,1 \text{ m}$$

D'ou on obtient :

$$M_U = 1,83 \times \frac{3,1^2}{8} = 2,19 \text{ kN.m}$$

$$M_S = 1,29 \times \frac{3,1^2}{8} = 1,54 \text{ kN.m}$$

L effort tranchant maximal est donné par :

$$T_{u \text{ max}} = P_u L / 2 = 2,83 \text{ kN}$$

$$T_{\text{ser max}} = P_{\text{ser}} L / 2 = 1,99 \text{ kN}$$

➤ **Ferraillage :**

La poutrelle est ferraillée en flexion simple.

b=12 cm ; d=3,60 cm ; h=4 cm

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,993 > \mu_R = 0,306, A'_s \neq 0$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais on ne peut pas les mettre car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaielements pour permettre la poutrelle à de supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

Les étaielement seront disposés de telle façon a annuler les armatures comprimés telle que L_{max} est calculé comme suit :

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17} < \mu_R = 0,306$$

$$M_{\text{ser}} = q L^2 / 8 \Rightarrow L_{\text{max}} = 1,71 \text{ m}$$

➤ **2^{ème} phases de calcul : après le coulage de la table de compression :**

➤ **Combinaison des charges:**

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continue et elle forme un système hyperstatique.

	G (t/ml)	Q (t/ml)	Pu (t/ml)	Ps (t/ml)
Planche terrasse inaccessible	0,396	0,06	0,588	0,402
Planche étage courante	0,319	0,09	0,565	0,328

Tableau (IV.1): Combinaison des charges

La combinaison la plus défavorable est celle du plancher terrasse, la poutrelle sera calculée sous une charge uniformément répartie de 0,402 t/ml.

➤ **Choix de la méthode de calcul:**

➤ **La méthode forfaitaire :**

Selon l'article B 6.2,210 de C.B.A 93 cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$Q \leq (2.G ; 5000 \text{ N/m}^2).$$

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

-Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 < \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

-La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armée ni celle de ses revêtements. Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut utiliser la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

➤ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les moments sur les appuis M_a et en travées M_t à partir d'une fraction β du moment maximum M_0 de la travée isostatique.

Ceci donne le schéma suivant :

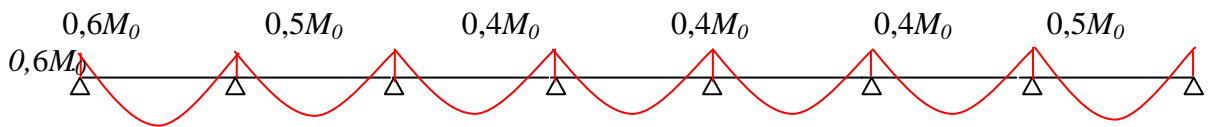


Figure IV.6 Diagramme des moments dans les poutrelles

M_0 étant le moment isostatique égal à M_u

Le calcul des moments se fait comme il est mentionné dans l'article E. 2 de C.B.A 93

Travée	1		2		3		4	
q _G [kN/m]	0,319		0,319		0,319		0,319	
q _Q [kN/m]	0,09		0,09		0,09		0,09	
L [m]	2,85		3,1		2,9		3	
M ₀	4,08		4,82		0,4,22		4,52	
A	0,282		0,282		0,282		0,282	
M _w ; M _e	0	- 2,41	- 2,41	- 1,931	- 1,93	- 2,26	2,26	0
V _w =T _w [kN]	4,882		6,385		5,715		6,783	
V _e =T _e [kN]	- 4,882		- 6,385		-5,715		-6,783	
M _t [kNm]	2,897		2,618		2,452		2,713	

Tableau (IV.2) : Les sollicitations des poutrelles a L'ELU

travée	1	2	3	4
q_G [kN/m]	0,319	0,319	0,319	0,319
q_Q [kN/m]	0,4674	0,5084	0,4756	0,492
L [m]	2,85	3,1	2,9	3
M_0	3,330	3,940	3,44	3,69
α	0,282	0,282	0,282	0,282
$M_W ; M_e$	0 -1,97	-1,97 -1,57	-1,57 -2,26	-1,84 0
$V_W=T_W$ [kN]	3,978	5,177	4,518	4,306
$V_e=T_e$ [kN]	-4,882	-6,385	-5,715	-6,783
M_i [kNm]	2,36	2,13	2,00	2,21

Tableau (IV.3) : Les sollicitations des poutrelles a L'ELS

$$V(x) = V_0(x) + (M_e - M_w) / L$$

IV.4.1 Ferrailage des poutrelles :

➤ **Ferrailage en travée :**

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

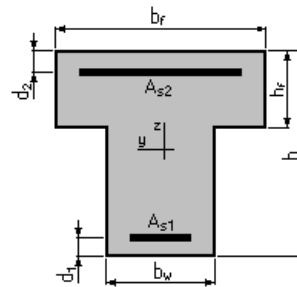
➤ **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

➤ **Section:**

- $b_f = 60,0$ (cm)
- $b_w = 12,0$ (cm)
- $h = 20,0$ (cm)
- $h_f = 4,0$ (cm)
- $d_1 = 3,0$ (cm)
- $d_2 = 2,0$ (cm)



➤ **Moments appliqués:**

M_{\max} (2,89kN*m)

Etat Limite Ultime

➤ **Résultats:**

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2,89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16,9$ (cm)

Déformation du béton: $\delta_b = 0,15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\delta_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\delta_s = 348,2$ (MPa)

➤ **Ferraillage sur appuis :**

Calcul de Section en Flexion Simple

➤ **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

➤ **Moments appliqués:**

M_{\max} (-2.41kN*m)

Etat Limite Ultime

➤ **Résultats**

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,4$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -2,41$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17,6$ (cm)

Déformation du béton: $\delta_b = 0,59$ (‰)

Déformation de l'acier: $\delta_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\delta_s = 348,2$ (MPa)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30$$

On prend :

3 HA 10 en travée alors $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

2 HA 10 sur appui alors $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des règlements :**

➤ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_U^{\max} = 6,78 \text{ kN}$).donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3,33MPa$ (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b_0.d} = \frac{6,78.10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,26 MPa$$

$\tau_u = 0,26 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$ ----- Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte du béton**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification a faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} . Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} . Y^2 + n.A'_s.(Y - c') - n.A_s.(d - Y) = 0$$

Si : $Y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $Y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} . Y^2 + \left(\frac{b - b_0}{2}\right).(Y - h_0)^2 + n.A'_s.(Y - c') - n.A_s.(d - Y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	M _{Ser} [kN.m]	Y [m]	I [m ⁴]	σ _b (MPa)	Obs.
En travée	2,89	0,033	5,03106E-05	1,945	Vérifiée
Sur appui	2,41	0,033	5,03106E-05	1,622	Vérifiée

Tableaux (IV.4): récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f_e = \frac{1}{500}$$

$$f_e = \frac{M_{\max} \times l^2}{9,6EI}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh.\delta^3$$

Calcul de du moment de l'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_2 G_0^2 + \frac{b_0 H_0^3}{12} + (b_0 H) \times G_0 G_1^2 \quad 0,04 \times$$

$$I = 0,6 \times 0,04^3 / 12 + 0,6 \times 0,04 \times 0,08^2 + 0,12 \times 0,16^3 / 12 + 0,12 \times 0,16 \times 0,02^2$$

$$I = 1,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 32164 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = 2,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul de f

$$f = \frac{0,00289 \times (3,1)^2}{9,6 \times 1,97 \times 10^{-4} \times 32164} = 0,45 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,45 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 0,62 \text{ cm} \quad \text{la condition est vérifié}$$

➤ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

Selon le C.B.A 93 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \text{ Art 5.1.23}$$

$$S_t \leq \min\{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \quad \text{Art 5.1.22}$$

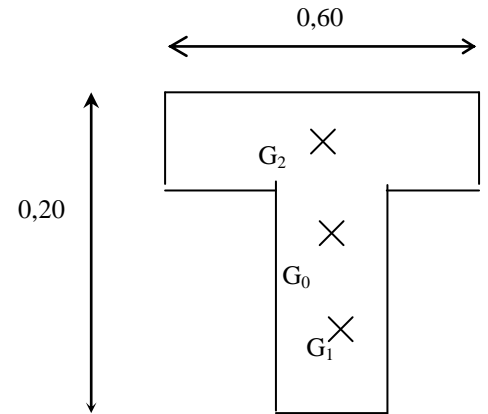
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} \quad \text{Art 5.1.22}$$

Selon le RPA 99 : Art 7.5.22

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1\right) \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante}$$



$$\text{Avec : } \phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) \quad \phi_t = \min(0,57; 1; 1,2) \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2.HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{Selon CB.A.} \quad \left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,00009 \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon RPA99} \quad \left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte les espacements des cadres suivants

$$S_t = 5 \text{ cm dans les zones nodales}$$

$$S_t = 10 \text{ cm hors les zones nodale}$$

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferraillage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 520$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

On a : $L_1 = 60$ cm

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

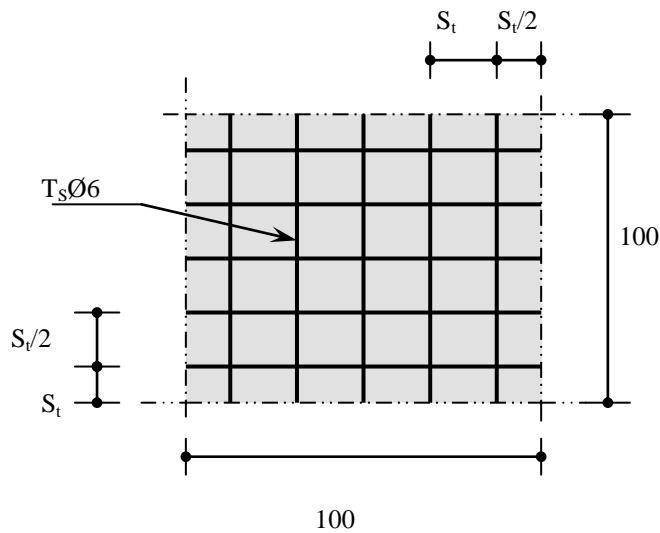
$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_2 = A_1 / 4 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20$ cm.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



Figur (IV.7) Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Chapitre V

V.1- Introduction:

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique (modale spectrale)

V.1.2- Choix de la méthode de calcul:

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable

Tout fois cette méthode sera utilisée pour vérification.

La réglementation parasismique algérienne RPA99/V2003 est le support réglementaire pour toutes les vérifications.

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel calcul et ceci on adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.1.3- Méthode d'analyse modale spectrale:

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

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel **ROBOT**.

Efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003", les Règles de C.B.A 93 et BAEL 99.

- ▶ Les périodes propres.
- ▶ Les coefficients de participation modale α_i .
- ▶ Les déplacements des planchers.
- ▶ Les forces sismiques.
- ▶ Les sollicitations

V.2-Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99 (art 4,2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau (V.1) : Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc :

$$\mathbf{A = 0,15}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S_2) = 0,4 \text{ sec}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau (V.2) : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend

$$\xi = 8.5\%$$

$$D'ou\ \eta = 0.81 > 0,7$$

V.2.1 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens transversal :**

$$H_N = 27.54\text{m} \text{ et } d = 19,6 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$\text{Alors : } T = \min (0,60 \text{ s}, 0,55\text{s}) \Rightarrow T = 0,55\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_2) = 0,4\text{s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } D = 1.63$$

- **Pour le sens longitudinal**

$$H_N = 27.54\text{m} \text{ et } d = 27,4\text{m}$$

$$T = \min(0,60 \text{ s}; 0,47\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,47\text{s}$$

$$T_2 (S_2) = 0,4\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D} = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \mathbf{D} = 1,81.$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a :

- **R** = 5
- **Q** : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a \quad Q = 1,25 \text{ « pour les deux sens »}$$
- **W** : poids de la structure
- **β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$:

- **Masse revenant au niveau terrasse :**

$W = (\text{Plancher terrasse (dalle pleine et corps creux)} + 1/2 \text{ poteaux} + \text{poutres} + \text{acrotère} + 1/2 \text{ murs de façade} + 1/2 \text{ voile}) + 0,2(Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}})$

- **Masse revenant au niveau étage courant**

$W = (\text{Plancher terrasse} + \text{poteaux} + \text{poutres} + \text{acrotère} + \text{murs de façade} + \text{voile} + \text{ascenseur}) + 0,2(W_{Qec} + 1/2W_{Qesc})$

Les valeurs des masses de chaque niveau sont dans le tableau suivant : unité (t)

Masse	p.p
8	322.1102
7	325.8386
6	325.8386
5	325.8386
4	325.8386
3	325.8386
2	325.8386
1	325.8386
RDC	325.8386
Somme	2899.562

Poids total: $W_T = 2899.562t$

V.2.2. Résumé de résultats

Paramètres	A	D _{tr} , D _{lon}	Q	R	W (t)	T _L (s)	T _T (s)	η
Résultats	0.15	1,63 -1,81	1,25	5	2899.562t	0,55	0,47	0,81

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.15 \times 1.63 \times 1.25 \times 2899.562)}{5} = 177.235t$$

$$\Rightarrow V_L = \frac{(0.15 \times 1.81 \times 1.25 \times 2899.562)}{5} = 196.807t$$

V.3-Caractéristiques massiques:

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivent x

e_y : excentricité théorique suivent y

V.3.1-Etude variante:

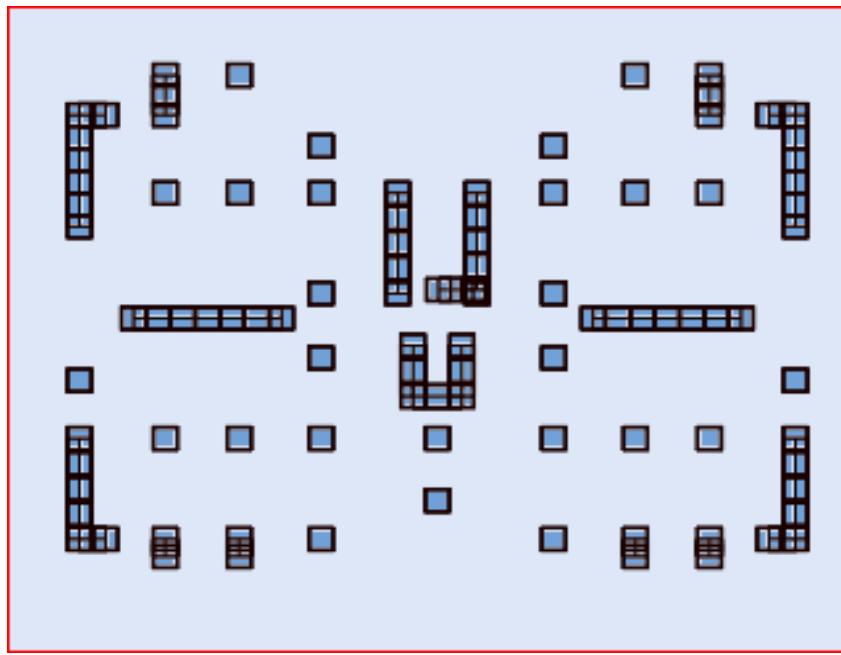


Fig.(V.1) : variante proposé

V.3.2- Caractéristiques géométrique:

Etages	XCCM(m)	YCCM	XCT (m)	YCT (m)
8	13.56	9.49	13,35	9.56
7	13.56	9.49	13,35	9.56
6	13.56	9.49	13,35	9.56
5	13.56	9.49	13,35	9.56
4	13.56	9.49	13,35	9.56
3	13.56	9.49	13,35	9.56
2	13.56	9.49	13,35	9.56
1	13.56	9.49	13,35	9.56
	13.56	9.49	13,35	9.56

Tableau.(V.3): - Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage

➤ L'excentricité accidentelle : Art 4.3.7 de RPA

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 27,4 = 1,37m$

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times 19,6 = 0,98$

L'étage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CT}	Y _{CT}	e _x (m)	e _y (m)	e _x	e _y (m)
8	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
7	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
6	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
5	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
4	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
3	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
2	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
1	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97
RDC	13.56	9.49	13,35	9.56	0,003	-0.07	1.36	0.97

Tableau. (V.4): Excentricités Théorique et Accidentelle

➤ Excentricité retenue

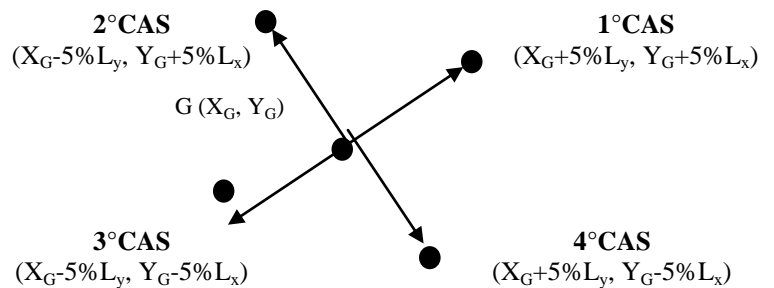
Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

1- $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.

2- $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.

3- $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.

4- $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.



Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes:

- Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravite des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution

Le tableau (V.5) résume les résultats précédents :

Etage	$e_x=e_{xth}+e_{ax}$	$e_x=e_{xth}-e_{ax}$	$e_y=e_{yth}+e_{ay}$	$e_y=e_{yth}-e_{ay}$	e_x à retenir	e_y à retenir
8	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
7	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
6	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
5	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
4	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
3	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
2	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
1	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4
RDC	1.363	-1,357	0.9	-1,0.4	1.363	-1,0.4

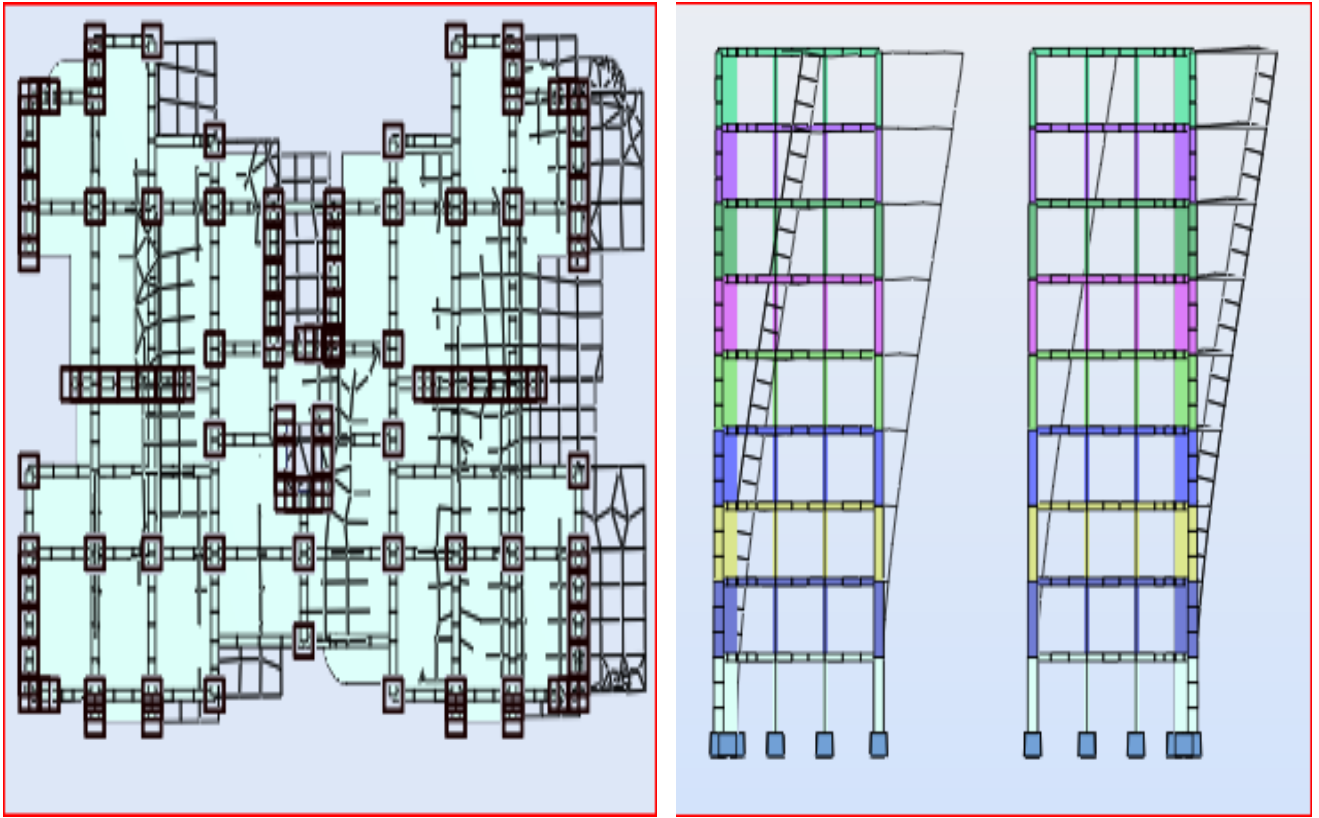
Tableau (V.5) : Excentricité Retenue

V.3 .3-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT.

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

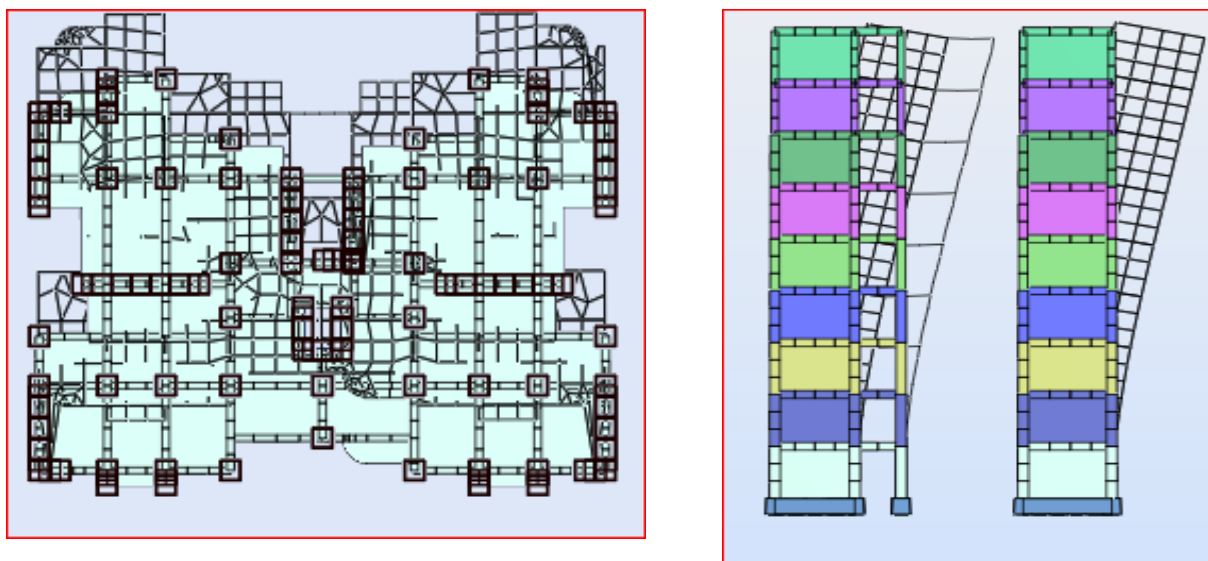
MODE	Période	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	Nature
1	0.46	69.76	0.00	69.76	0.00	Translation
2	0.38	0.01	68.10	69.77	68.10	Translation
3	0.35	0.13	0.02	69.90	68.12	Torsion
4	0.13	16.82	0.00	86.72	68.12	
5	0.09	0.00	18.60	86.72	86.71	
6	0.08	0.00	0.00	86.72	86.72	
7	0.06	6.12	0.00	92.84	86.72	
8	0.06	0.00	0.07	92.84	86.79	
9	0.06	0.00	0.00	92.84	86.79	
10	0.06	0.01	0.01	92.84	86.79	
11	0.06	0.00	0.00	92.85	86.79	
12	0.06	0.00	0.00	92.85	86.80	
13	0.06	0.02	0.00	92.87	86.80	
14	0.06	0.01	0.01	92.87	86.81	
15	0.04	0.00	6.27	97.87	93.83	

Tableau (V.6) : Période et facture de participation massique du modèle



Mode 1 (T=0.46)

Fig.(V.2) : modes de translation



Mode 2 (T=0.38)

Fig.(V.3) : modes de translation



Mode 3 (T =0.35)

Fig.(V.4) : modes de Rotation.

La vérification de RPA:

V.3.3.1 Constatation :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,46$ s
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 15 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

V.3.4- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4,2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0,07 T, V \quad \text{si } T > 0,7 \text{ S}$$

$$\text{Avec } F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7 \text{ S}$$

$$\text{On a : } T = 0,46 \text{ S} < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression

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

F_i : force horizontale au niveau i ,

h_i : niveau du plancher,

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

On a :

$$V_{tr} = 177.235t \quad V_{lng} = 196.807t$$

Niveau	W_i (t)	H_i	$W_i * H_i$	F_i (t) tr	$F_i(t)$ ln
8	322.1102	27.54	8870.91	35.12	39
7	325.8386	24.48	7976.52	31.58	35.06
6	325.8386	21.42	6979.46	27.63	30.68
5	325.8386	18.36	5982.39	23.68	26.30
4	325.8386	15.3	4985.33	19.73	21.917
3	325.8386	12.24	3988.26	15.79	17.53
2	325.8386	9.18	2991.19	11.84	13.15
1	325.8386	6.12	1994.13	7.89	8.76
RDC	325.8386	3.06	997.066	3.94	4.383
Somme	2899.562			0,000	0,000

Tableau (V.7) : résultat des forces sismiques

V.3.4.1 Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

NIVEAU	H _i	F _i (t) tr	F _i (t) ln	V _k (t) tr	V _k (t) ln
8	3.06.	35.12	39	35.12	39
7	3.06	31.58	35.06	66.7	74.06
6	3.06	27.63	30.68	94.33	104.74
5	3.06	23.68	26.30	118.01	131.04
4	3.06	19.73	21.917	137.74	152.957
3	3.06	15.79	17.53	153.53	170.487
2	3.06	11.84	13.15	165.37	183.637
1	3.06	7.89	8.76	173.26	192.397
RDC	3.06	3.94	4.383	177.2	196.78

Tableau (V.8.) : les efforts tranchants résultants

Les moments de renversement sont présentés le tableau :

NIVEAU	H _i	V _k (t) tr	V _k (t) ln	M (t, m)Tr	M (t, m)Ln
8	3.06.	35.12	39	107.46	119.34
7	3.06	66.7	74.06	204.10	226.62
6	3.06	94.33	104.74	288.64	320.50
5	3.06	118.01	131.04	361.11	400.98
4	3.06	137.74	152.957	421.48	468.04
3	3.06	153.53	170.487	469.8	521.69
2	3.06	165.37	183.637	506.03	561.92
1	3.06	173.26	192.397	530.17	588.73
RDC	3.06	177.2	196.78	542.23	602.14

Tableau (V.9) : Les moments de renversement

- **Effort tranchant max à la base :**

$$V = 196.78t$$

- **Moment max à la base :**

$$M = 602.14 t.m$$

V.3.4.2- Vérification de la stabilité au renversement RPA (Art 4.41) :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : 2899.562

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{res} = F \times \frac{L_{c/x}}{2} = (2899.562 \times 13.7 / 2 = 3972399 \text{ KN.m})$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i = 6021.4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{397239}{6021.4} = 3.29 > 1.5$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée

V.4- VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

V.4.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

- les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %

$$T_{empirique} = 0.46 \text{ sec} \times 1.3 = 0,59 \text{ sec} > T_{numérique} = 0.46 \text{ sec.}$$

Donc la condition est vérifiée.

V.4.2- Résultante des forces sismique :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante

des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X
 $V_{Dynamique} = 180,78 \text{ t}$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens X $V_{statique} = 196.807 \text{ t}$

$$0.8 V_{statique} = 157.44 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad V_{Dynamique} \geq 0.8 V_{statique}$$

.....vérifie

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y
 $V_{Dynamique} = 211,41$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens Y
 $V_{statique} = 177.235$

$$0.8 V_{statique} = 141.788 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad V_{Dynamique} \geq 0.8 V_{statique} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

V.4.3- Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{art 7.4.3 RPA99})$$

Avec : $N_d = N_c + N_q + N_E$

poteaux	N_d	B_c	f_{c28}	ν	observation
35*35	761.79	0.12	25000	0.24	vérifiée
45x45	1590.66	0,2025	25000	0.3	vérifiée
50x50	1712.05	0.25	25000	0.27	vérifiée
55*55	1858.55	030	25000	0.24	vérifiée

Tableau (V.10) : Vérifications des Sollicitations normales

V.4.4 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k / V_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » .

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » .

Sens transversale :

Niveau	W_i (t)	P_k	Δ_k (m)	V_k (t)	h_i (m)	θ
8	322.1102	322.1102	0,002	35.12	3,06	0,005
7	325.8386	647.948	0,002	66.7	3,060	0,006
6	325.8386	973.787	0,002	94.33	3.06	0,006
5	325.8386	1299.62	0,002	118.01	3.06	0,007
4	325.8386	1625.46	0,002	137.74	3,06	0,007
3	325.8386	1981.303	0,002	153.53	3,06	0.008
2	325.8386	2277.14	0,001	165.37	3,06	0.004
1	325.8386	2602.98	0,001	173.26	3,06	0.004
RDC	325.8386	2928.819	0,001	177.2	3.06	0.005

Tableau (V.11) : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversale

Sens longitudinal :

Niveau	Wi (t)	P _k	Δ _k (m)	V _k (t)	hi (m)	θ
8	322.1102	322.1102	0,003	39	3.06	0.008
7	325.8386	647.9488	0,003	74.06	3.06	0.008
6	325.8386	973.7874	0,003	104.74	3.06	0.009
5	325.8386	1299.626	0,003	131.04	3.06	0.009
4	325.8386	1625.464	0,003	152.957	3.06	0.01
3	325.8386	1951.303	0,003	170.487	3.06	0.01
2	325.8386	2277.14	0,003	183.637	3.06	0.01
1	325.8386	2602.980	0,002	192.397	3.06	0.008
RDC	325.8386	2928.819	0,002	196.78	3.06	0.009

Tableau (V.12) : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement C.B.A 93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

VI.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau (VI.1) : caractéristiques mécanique des matériaux

VI.1.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :



C.B.A:

ELU1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q



RPA 99 (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

VI.1.2 Recommandations de RPA99 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm .

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

VI. 1.3 Ferrailage longitudinal :

- Ferrailage minimum d'après CBA :

$$A \geq A_{CNF} \text{ (Condition de non fragilité)} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

étage	7-8	4-5-6	2-3	1-RDC
A_{CNF}	1,33	2,20	2,71	3,28

- Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.9% (zone IIa)

étage	7-8	4-5-6	2-3	1-RDC
A_{CNF}	11,02	18,22	22,5	27,22

- Ferrailage maximum :(zone IIa)

Le pourcentage maximal de l'acier sera de 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Zone de recouvrement

étage	7-8	4-5-6	2-3	1-RDC
A_{CNF}	73,5	121,5	150	181,5

- zone courante :

étage	7-8	4-5-6	2-3	1-RDC
A_{CNF}	49	81	100	121

VI. 1.4 Armatures transversales Article 7.4.2.2 de RPA :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1)$$

Avec :

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\Phi L_{\text{min}}, 15 \text{ cm}) \text{ (en zones IIa).}$$

- **dans la zone courante :**

$$t \leq 15\Phi L_{\text{min}} \text{ (en zones IIa).}$$

où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec λ_g est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

VI. 1.5 Résultat des sollicitations :

Les efforts (M,N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donnés dans les tableaux suivantes

Sélection des M et N pour chaque niveaux

On a multiplié tous les paramètres de la réponse dans le sens x par le rapport $r = 1,064$

- les Poteaux centraux :

Etage	N _{max} et M _{correspond}			N _{min} et M _{c or}			M _{max} (22) N _{corre}			M _{max} (33) N _{corre}		
	N(KN)	M(KN.M)	C	N(KN)	M(KN.M)	C	N	M	C	N	M	C
RDC	1858.55	24,18	3	-2854,19	-86,42	2	-1471,08	61,09	3	-1193,72	86,28	2
1	1865.16	12,42	3	-2546,48	-79,89	2	-628,32	74 ,96	2	-1128,23	136,41	2
2	1712.05	10,78	3	-1842,41	-64,15	2	-756,93	68,25	2	-983,92	97,88	2
3	1618.09	9,37	3	-1330,52	-58,16	2	-662,07	89,87	3	-99,21	116,68	2
4	1590.66	7,64	3	-989 ,71	-23,96	2	-566,71	76,97	2	-112,77	99,4	2
5	1473.11	6,73	3	-877,78	-87,99	2	-473,55	89,93	2	-186,26	62,26	3
6	1110.65	5,8	3	-715,34	-91,14	1	-108	33,64	2	-308,97	76,07	2
7	761.79	3,31	3	-553,08	-63,46	1	-382,41	100,01	2	-120,32	109,22	2
8	561.55	1,74	3	-401,08	-59,6	1	-191,87	57,22	2	-216,34	82,09	2

Tableau (VI.2) : les sollicitations (M.N) des poteaux centraux.

N.B

C dans le tableau exprime les combinaisons d'actions :

$$C1 : 1,35 G + 1,5Q$$

$$C 2 : G + Q \pm E$$

$$C 3 = 0 ,8 g \pm e$$

VI. 1.6 Exemple de calcul :

- poteaux RDC : Pot55x55 :

$$c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$s = 55 \times 55;$$

acier F_e E400;

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

- Armatures longitudinales :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1858.55 \quad \text{et} \quad M_{\text{corr}} = 12,18 \text{ KN.m}$$

$$e = 7.08 / 1858.55 = 0.004 \text{ cm}$$

$e < h/2 \Rightarrow$ le centre de pression C se trouve entre les deux traces des armatures, et on a N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue.

$$a = h - c - e = 25 - 5 - 0,004 = 19,97 \text{ cm.}$$

$$A'_s = \frac{Nu \times a}{(d - c)\sigma_{10}} = \frac{1,858 \times 1,997}{(0,5 - 0,05) \times 400} = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{Nu}{\sigma_{10}} - A'_s = \frac{1,858}{400} - 0,001866 = 27.79 \text{ cm}^2$$

2^{eme} cas:

$$N_{\min} = -2854,19 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = -86,42 \text{ KN.m}$$

N (est un effort de compression)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du C.B.A en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_0 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application

des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1 / 250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M / N = 2,92 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 4,92 \text{ cm.}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire si :

$$l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

on a donc :

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad l_f / h = 5,09 < \max (15 ; 1,78)$$

donc : les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire

$$e_2 = 3.l_f^2 . (2 + \alpha . \varphi) / 10^4 . h = 0,85 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5,77 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N . e = 2854,19 \times 0,057 = 162,70 \text{ KN.m}$$

$$a = (0,337 h - 0,81 c') b . h . f_{bu}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa.}$$

$$a = 0,855 \text{ MN.m}$$

$$b = Nu(d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2})$$

$$Mua = 86,42 . 10^{-3} + 2854,19 . 10^{-3} \times (0,495 - 0,275) = 0,647 \text{ MN.m}$$

$$b = 2854,19 . 10^{-3} \times (0,495 - 0,04) - 0,647 = 0,548 \text{ MN.m}$$

$$c = (0,5h - c') b h f_{bu}$$

$$c = (0,5 \times 0,55 - 0,04) \times 0,55^2 \times 18,48 = 1,31 \text{ MN.m}$$

$$a > b \Rightarrow \text{SPC}$$

$$a > b \Rightarrow \mu_a = \frac{Mua}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,647}{0,55 \times 0,495^2 \times 18,48} = 0,260$$

$$\mu_R (Fe40; \text{type1}) = 0,379$$

$$0,186 < \mu a < \mu r \quad \text{Domaine 2.a}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu a}}{0,8} = 0,426$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,410$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{z} - Nu \right)$$

$$A_s = \frac{1}{400} \left(\frac{0,706}{0,41} - 2,833 \right) < 0$$

3^{eme} cas

$$N_{cor} = -1193,72KN \quad M_{max} = 86,28KN.m$$

$$a = 0,855MN.m$$

$$M_{ua} = 86,28 \times 10^{-3} + 1193,72 \times 10^{-3} \times (0,495 - 0,275) = 0,348MN.m$$

$$b = 1193,72 \times 10^{-3} \times (0,495 - 0,04) - 0,348 = 0,542MN.m$$

$$c = (0,5h - c')bhfbu$$

$$c = (0,5 \times 0,55 - 0,04) \times 0,55^2 \times 18,48 = 1,31MN.m$$

$$a > b \Rightarrow SPC \Rightarrow \mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,348}{0,55 \times 0,495^2 \times 18,48} = 0,139$$

$$\mu_R(Fe40; type1) = 0,379$$

$$\mu a < 0,186 \quad \text{Domaine 1}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu a}}{0,8} = 0,187$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,457$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{z} - Nu \right)$$

$$A_s = \frac{1}{400} \left(\frac{0,348}{0,457} - 1,193 \right) < 0$$

On prend la section maximum calculé par RPA ou CNF.

VI.1.7 Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage (par face) des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

On utilise le logiciel de calette de robot qui contient les règles de BAEL91 REV99.

VI. 1.8 Choix des barres :

étage	A_s (solicitation)	A_s min RPA	A_s (CNF)	A_s adopte	Choix des barres
RDC	27,79	18,19	3,28	28,15	14HA16
1	20,69	18,19	3,28	22,12	14HA16
2	18,9	16,2	2,71	20,01	13HA14
3	18,99	16,2	2,71	20,01	13HA14
4	17,95	18,8	2,20	18,47	12HA14
5	16,34	18,8	2,20	18,48	12HA14
6	12,31	18,22	2,20	18,48	12HA14
7	9,12	9,08	1,33	13,58	6HA14
8	8,44	9,08	1,33	13,58	6HA14

Tableau (VI.3) : Choix des barres_des poteaux

VI.1.9 . Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA99})$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant sous combinaison sismique de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

➤ Selon le C.B.A : Art A .5.1.2.1 :

$$\tau_u < \min (0,2 f_{c28}/\gamma ; 5\text{MPa}) \dots \dots \text{ pour une fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u < \min (3,69 ; 5\text{MPa}) = 3,69 \text{ Mpa.}$$

➤ Selon RPA99 :Art 7.4.3.1 :

$$\tau_b = \rho_0 f_{c28}$$

$$\rho_0 = 0,075 \quad \text{si } \lambda > 5$$

$$\rho_0 = 0,040 \quad \text{si } \lambda < 5$$

-Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 5,6$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent

étage	Vu	τ_u	λ	ρ_b	$\tau_{ub}[\text{Mpa}]$	$\tau_u \leq \tau_{ub}$
1	0,148	1,076	5,27	0,075	1,875	Vérifie
2	0,147	1,176	4,45	0,075	1,875	Vérifie
3	0,290	0,232	4,45	0,075	1,875	Vérifie
4	0,275	0,244	4,45	0,075	1,875	Vérifie
5	0,338	0,304	4,45	0,075	1,875	Vérifie
6	0,410	0,468	4,45	0,075	1,875	Vérifie
7	0,641	0,733	4,45	0,075	1,875	Vérifie
8	0,723	0,826	4,45	0,075	1,875	Vérifie
RDC	0,123	0,894	4,45	0,075	1,875	Vérifie

Tableau (VI.4) : Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

On $\tau_{u\max} = 1,176 < 3,69 \text{ Mpa} \Rightarrow$ donc la condition de C.B.A (A.5.1.2.1) est vérifiée.

VI.1.10 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

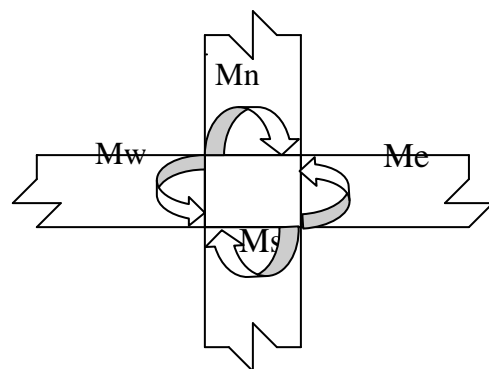
D'après l'article 7.6.2 de RPA, il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissants au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou travers affectés d'un coefficient majorateur de 1.25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

$$|Mn| + |Ms| \geq 1.25(|Mw| + |Me|)$$

$$103,43 + 94,54 \geq 1,25(34,50 + 87,32)$$

$$197,97 \geq 152,27 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.



FigVI.1 : Dimensionnement d'un nœud poutre -poteau

VI.1.11 Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 fc28 = 15 \text{ MPA}$
- ✓ les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS

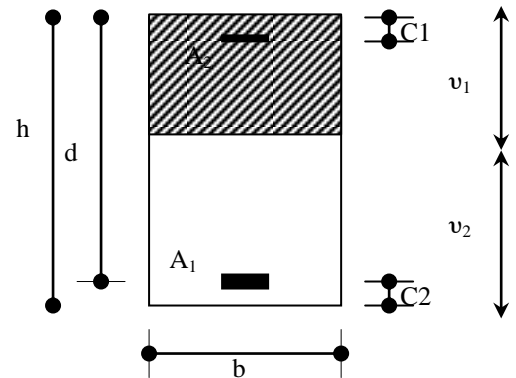
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

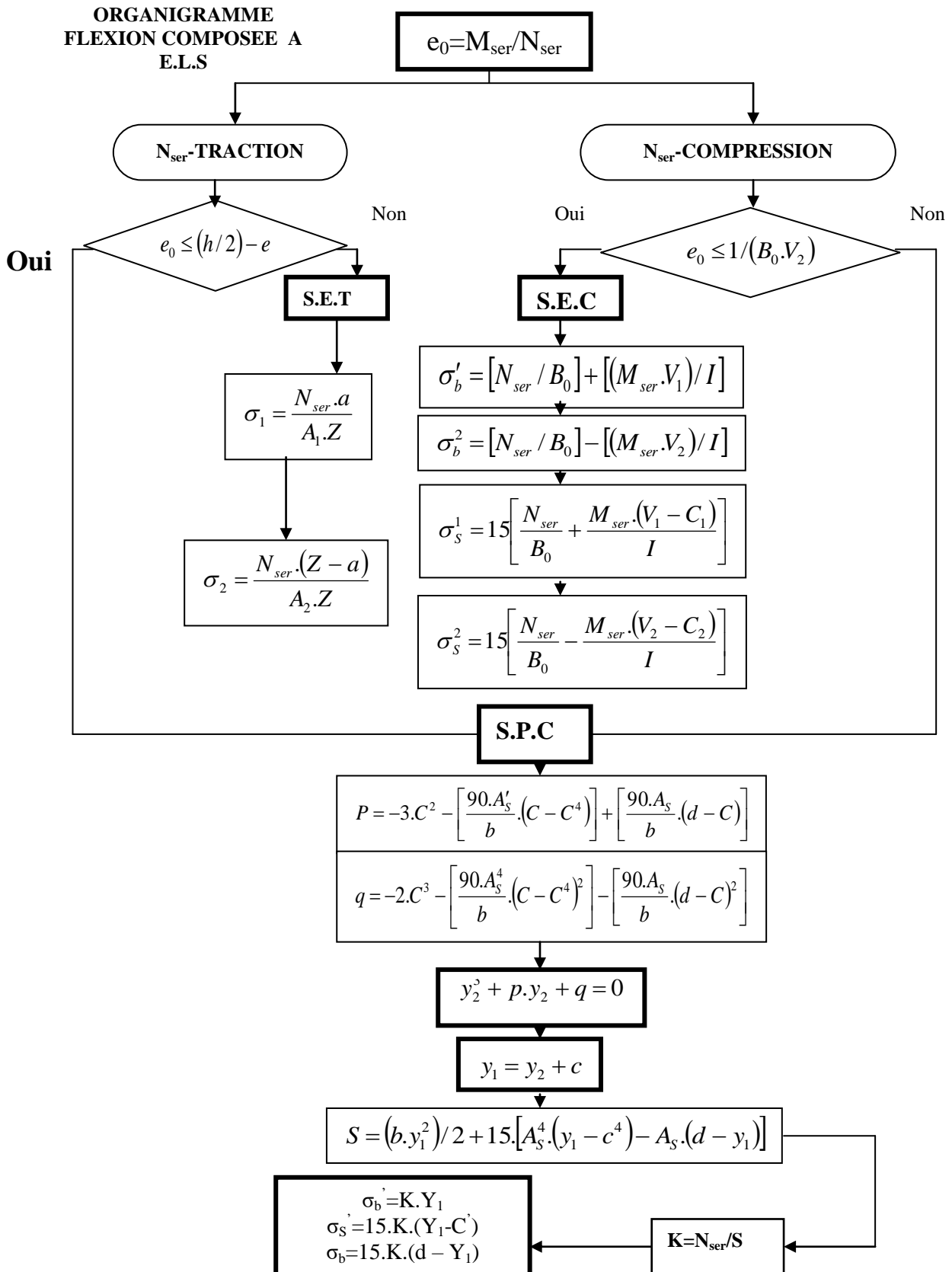
$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$



Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	Section	Ns (kN)	Ms(kN.m)	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	observation
RDC	55x55	-1320,56	-23,48	15	5,2	vérifiée
1	55x55	-1150,61	-87,06	15	6,9	vérifiée
2	50x50	-980,12	-70,85	15	7,1	vérifiée
3	50x50	-855,97	-77,59	15	6,7	vérifiée
4	45x45	-697,98	-54,71	15	7,1	vérifiée
5	45x45	-572,17	-64,66	15	7,4	vérifiée
6	45x45	-459,39	-69,8	15	8,7	vérifiée
7	35x35	-341,1 5	-42,23	15	11,1	vérifiée
8	35x35	-228,7	-51,96	15	0,42	vérifiée

Tableau (VI.5) : Vérification al' ELS



VI.1.12 Armatures transversales :

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Art 7.4.2.2)}$$

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales.

-Vérification des cadres des armatures minimales « RPA Art 7.4.2.2 » :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{At}{tbl} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

L'espacement : D'après RPA99 (art 7.4.2.2) l'espacement des armature transversales

en zone IIa St est fixe comme suit :

- ✓ dans la zone nodale $t \leq 10\text{cm}$
- ✓ dans la zone courante $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$

Où Φ est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

VI.1.13 Exemple de calcul :

Calcul des armatures transversal des poteaux de RDC :

-L'espacement :

- ✓ en zone nodale $t \leq 10\text{cm}$

On prend une valeur de $t=10\text{cm}$

- ✓ en zone courante

$t \leq \text{Min}(0,275 ; 0,2)$

On prend la valeur de $t = 20\text{cm}$.

-Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 7,27 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

-Détermination de A_t :

$$At = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_t \cdot f_e} \cdot t = \frac{2.5 \times 146 \cdot 10^{-3} \times 0.2}{0.55 \times 400} = 3,31 \text{cm}^2$$

Soit 3 cadres de $\Phi_8 \Rightarrow A_t = 3,31 \text{cm}^2$

➤ Vérification des cadres des armatures minimales :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{At}{tbl} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

On a $\lambda_g = 7,27 \Rightarrow A_t / t b_1 = 0,46\% \geq 0,3\%$

Donc la condition est vérifiée.

Le reste de calcul se résume comme suit :

étage	Vu	A _t	espacement	Choix des barres	A _t choisis	A _t /b.t	A _t /b.t ≥ 0,3
8	0,062	0,94	12	3 cadres Φ ₈	3,02	0,719	vérifie
7	0,051	1,00	12	3 cadres Φ ₈	3,02	0,719	vérifie
6	0,042	1,36	12	3 cadres Φ ₈	3,02	0,559	vérifie
5	0,072	1,43	12	3 cadres Φ ₈	3,02	0,559	vérifie
4	0,086	2	16	3 cadres Φ ₈	3,02	0,419	vérifie
3	0,090	2,18	16	3 cadres Φ ₈	3,02	0,378	vérifie
2	0,119	2,28	16	3 cadres Φ ₈	3,02	0,378	vérifie
1	0,114	2,90	20	1 cadres Φ ₁₀ + 2 cadres Φ ₈	3,58	0,325	vérifie
RDC	0,146	3,31	20	1 cadres Φ ₁₀ + 2 cadres Φ ₈	3,58	0,325	vérifie

Tableau (VI.6) Choix des barres

VI.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.2.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon C.B.A
 - $G + Q \pm E$ selon RPA99
 - $0.8 G \pm E$ selon RPA99
- La combinaison ($1,35G+1,5Q$) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8 G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

VI.2.2 Ferrailage longitudinal :

Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci après. Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux données par les **CBA** et **RPA99**

Ferrailage minimal d'après C.B.A (**Condition de non fragilité**).

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_o \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Pour les poutres principales (35 * 45) $A_{\min} = 1.90\text{cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (30* 35) $A_{\min} = 1,26\text{cm}^2$

VI.2.2.1 Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99 :

le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% * (b * h)$

- Pour les poutres principales (35 * 45) $A_{\min} = 7,87\text{cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (30 * 35) $A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

- Pour les poutres principales (35 × 45)
 - 4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$
 - 6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 94,5 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (30 × 35)
 - 4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$
 - 6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

✓ La longueur minimale de recouvrement est 40ϕ en zone Iia

VI.2.3 Calcul des armatures transversal :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à L'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

VI.2.4 Vérifications des règlements :

VI.2.4.1 Vérifications de RPA99 (Art 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée en prend le : $\min (h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$:La valeur du diamètre ϕ des armatures

longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faut considérer.

VI.2.4.2 Vérification de la contrainte tangente :

Les règles C.B.A (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou

$$\text{nominale comme étant : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b , 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

VI.2.4.3 Disposition constructives :

l'article (A.5.1.2.2) de C.B.A nous donne :

- espacement S_t des cours d'armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

- section minimale A_t des cours d'armatures transversales : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4\text{Mpa}$

VI.2.4.4 Vérification de la flèche :

D'après l'Article B 6.5.1 de C.B.A On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / b.d \leq 4,2 / f_e$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

VI.2.5 Exemple d'application :

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

On a :

- $b \times h = 35 \times 45$, $L = 4,4$ m .
- M_{\max} (sur l'appui) = 165,95 KN.m
- M_{\max} (en travée) = 86,13 KN.m
- $V_{\max} = 144,18$ KNm

VI. 2.5.1 Ferrailage longitudinal :

- ✓ **Ferrailage en travées :**

$$M_{\text{ult}} = 86,13 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}) = 0,093$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,0898$$

$$Z = d.(1 - 0.4.\alpha) = 0,482 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s} = \frac{0,08613}{0,482 \times 348} = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage snur appui :**

$$M_{\text{amax}} = 165,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } \mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,208$$

$$\mu_R = 0,392$$

$0,186 < \mu < \mu_R \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées on se trouve dans le domaine 2-a ,

$$\alpha = 0,265$$

$$Z = 0,441 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,16595}{0,441 \times 400} = 9,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{6HA14+3HA12} \Rightarrow A_s = 12,63$$

Section minimale de RPA :

$$A_{s \text{ min}} = 6,75 \text{ cm}^2$$

VI.2.5.2 Vérification nécessaire pour les poutres :

Vérification des sections minimales exigées par RPA et C.B.A calculer précédemment:

$$A_{s \text{ RPA}} = 7,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ CNF} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

➤ **contrainte tangente :**

$$V_u^{\text{max}} = 143,17 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\text{max}} = 0,143 / 0,3 \times 0,405 = 1,18 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau} \quad (\text{vérifié}).$$

➤ **Disposition constructive :**

✓ C.B.A : Espacement : $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}).$

$$\Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

✓ En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2 = 22,5$

✓ RPA : dans la zone nodale et en travée en prend le :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = 11,25$$

Soit : $S_t = 08 \text{ cm}$ en zone nodale.

Soit : $S_t = 16 \text{ cm.}$ en zone courante.

➤ **Calcul de la section minimale :**

✓ **C.B.A :** $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4$

$$A_t = 0,4 \times 0,35 \times 0,16 / 400 = 0,56 \text{ cm}^2$$

✓ **RPA :** La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,16 \times 0,35 = 1,68 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\Phi 8$

$$4\Phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$h/L \geq 1/16$$

$$A_s / b.d \leq 4,2 / f_e$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$h / l = 45 / 440 = 0,102$$

$$M_t / 10M_0 = 0,041$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$A / b_0 d = 12,06 / 30 * 40,5 = 0,0099$$

$$4,2 / f_e = 4,2 / 400 = 0,0105$$

$$0,0099 \leq 0,0105$$

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0,45 / 4,4 = 0,102 \geq 1/16 = 0,0625$$

Toutes les conditions vérifient donc il n'est pas indispensable de vérifier la déformation par le calcul de flèche.

VI.2.6 Résultats de ferrailage :

Pour Le ferrailage on prend les poutres le plus sollicités selon les deux sens sens porteur et non porteur Les résultat représenté sur les tableau suivent :

Section	Position	M [kN.m]	μ	α	Z(m)	A_{cal} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	A_s adopter	Choix des barres
Poutre principale	Travée	86,13	0,069	0,089	0,482	5,13	7,87	6,79	3HA12+4HA14
	Appui	165,95	0,208	0,295	0,441	9,41	7,87	12,06	6HA14+3HA12
Poutre secondaire	Travée	37,17	0,026	0,340	0,432	1,30	5,25	5,75	3HA12+3HA10
	Appui	83,41	0,060	0,077	0,484	4,30	5,25	5,75	3HA12+3HA10

Tableau(VI.7) : Calcul des sections d'armatures longitudinale

VI.2.7 la Vérification de la contrainte tangentielle

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représenté sur le tableau suivent :

section	V_u	τ_u^{\max}	$\bar{\tau}$	$\tau_u^{\max} < \bar{\tau}$
poutre principale	144,18	1,19	3,33	Vérifie
poutre secondaire	25,53	0,210	3,33	Vérifie

VI.2.8 Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service,

- ✓ les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les poutre sont calculée en flexion simple, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque poutre il faut suivre les étapes suivants :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - nAs (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n As (d-y)^2$

Où : A_s : section d'armatures tendue
 $A's$: section d'armatures comprimées
 n : 15 coefficient d'équivalence

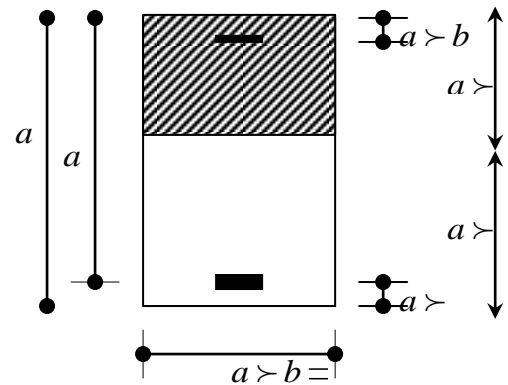
- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

-Vérification des contraintes

Compression du béton

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci après :

Section	Position	Mser [Kn.m]	A_s	y (m)	σ_b MPA	σ_{bc} MPA	Condition
Poutre principale	Travée	45,95	6,79	12,6	5,8	15	Vérifiée
	Appui	68,35	12,06	15,8	7,1	15	Vérifiée
Poutre secondaire	Travée	17,01	5,75	3,8	3,8	15	Vérifiée
	Appui	30,46	5,75	10,8	6,9	15	Vérifiée

VI.3 Ferrailage des voiles :

VI.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques , dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.3.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.3.3 combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

VI .3.3.1 Prescriptions imposées par RPA99 :

VI .3.3.2. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par

les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

➤ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

VI. 3.3.3 Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VI3.3.4 Règles générales :

Les armateurs transversaux doivent respectes les disposition suivantes :

➤ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

$$S \leq 30cm$$

e : épaisseur du voile

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

➤ Les longueur de recouvrement doivent être égales à :
✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI .3.4 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

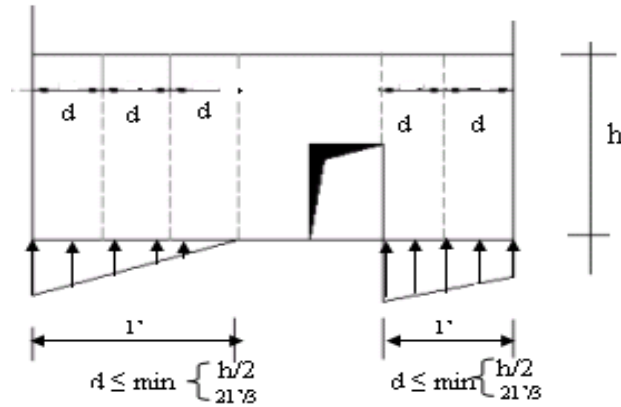
$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en cinq zones.

- ✓ Zone I : RDC.
- ✓ Zone II : 1^{ème} étage.
- ✓ Zone III 2^{ème} - 3^{ème} étage.
- ✓ Zone IV 4^{ème} - 6^{ème} étage.
- ✓ Zone V 7^{ème} - 8^{ème} étage.



Fig(VI.2): Schéma de voile

VI .3.5Exemple d’application :

Voile V1 :

$L= 4.06m ; b = 0,2m ; A= 8.12 m^2$

$I = 1(b \cdot L^3)/12 = 1.12m^4 ; v= 2.03m.$

$M_{z,max} = 2416.08KN \cdot m$

$N_{cor} = 235,61 KN.$

D’après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{235,61}{8,12} - \frac{2416,08}{1,12} \times 2,03 = -4350,12 \frac{KN}{m^2}$$

$\sigma_1 = -4,35 MPA$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{235,61}{8,12} + \frac{2416,08}{1,12} \times 2,03 = 4408,16 \frac{KN}{m^2}$$

$\sigma_2 = 4,41 MPA$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = \frac{L \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{4,06 \cdot 4,41}{4,35 + 4,41} = 2,04m$$

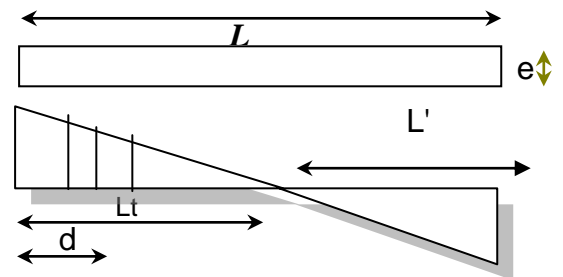
$d \leq \min(He/2, (2 \cdot L/3)) = 1,19 m \quad \text{soit : } d = 1,19m$

L’effort de traction est donnée par :

$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b = 0,5 \cdot 4350 \cdot 2,04 \cdot 0,2 = 887,4KN$

La section d’armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{F_e} = \frac{8874 \times 1,15}{400} = 25,51cm^2$$



$$ARPA = 0,2\%. b. Lt = 8,16 cm^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min} = 0,15\%. b. L = 12,18 cm^2$$

$$onc : A_V = \text{Max}(A_{cal}; A_{RPA}; A_{Min}) = \text{Max}(25.96; 11.36; 15.9) = 25.96 cm^2.$$

On adopte **14HA16** dans la zone tendu

En zone courante

soit **16HA16** ($A_S = 28.15 cm^2$).

En zone d'about :

soit. **6HA14** ($A_S = 9.24 cm^2$).

L'espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e; 30cm) = 30cm$

On prend: $St = 30cm$.

Longueur de zone courante

$$L_c = L - (L / 10 \times 2) = 5.3 - 1.06 = 4.24m$$

Nombre des barres ;

$$N = L_c / St + 1 = 14.13 + 1 = 15 + 1 = 16$$

En zone d'about: $St = St / 2 = 30 / 2 = 15 cm$

On prend: $St = 10 cm$.

Longueur de zone d'about ; Nombre des barres ;

$$N = L_a / St + 1 = 5.3 + 1 = 5 + 1 = 6$$

Diamètre

$$\emptyset \leq e / 10 = 20mm$$

on adopte $\emptyset = 16mm$

En zone courante :

soit **16HA16** ($A_S = 28.15 cm^2$).

En zone d'about :

soit. **6HA16** ($A_S = 12.06 cm^2$).

$$A_{V \text{ adopté}} = 28.15 + (12.06 \times 2) = 52.27 cm^2$$

Epaisseur	20(cm)					
	x-x			y-y		
Sens						
ZONE	1	2	3	1	2	3
L (m)	4.04	4.06	4.06	2.90	2.90	2.90
N (KN)	235.61	83.47	67.19	698.14	1214.23	862.27
M _Z (KN.m)	2416.08	1386.28	1105.18	1130.18	197.40	186.27
σ ₁ (MPa)	-4.35	-2.51	-0.98	-3.87	-4.88	-5.10
σ ₂ (MPa)	4.41	2.53	0.95	4.12	9.07	8.07
L _t (m)	2.04	2.04	2	1.5	1.68	1.28
A _{cal} (cm ²)	25.51	14.84	5.47	16.68	14.05	14.66
ARPA(cm ²)	8.16	4.16	7.60	6.01	6.72	5.12
A _{min} (cm ²)	12.18	12.18	12.18	8.7	8.70	14.66
A _v (cm ²)	50.26	43.30	31.68	25,97	25,97	25,97
S _t (about) cm	10	10	10	10	10	10
S _t (courante) cm	30	30	30	30	30	30
Armatures	6HA16	6HA12	6HA12	4H12	4H12	4H12
D'about (cm ²)	12.06 cm²	12.06 cm²	12.06 cm²	4.52 cm²	4.52 cm²	4.52 cm²
Armatures	13HA16	13HA16	13HA16	11HA14	11HA14	11HA14
Courante (cm ²)	26.14 cm²	26.14 cm²	26.14 cm²	16.93cm²	16.93cm²	16.93cm²

Tableaux VI. : Ferrailages des voiles

Remarque : -zone 1 (RDC jusqu'à 3^{em} étage)

-zone 2 (4^{em} étage jusqu'à 6^{em} étage)

-zone 3 (7^{em} étage jusqu'à 9^{em} étage)

VI .3.5.1 Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art7.2.2 RPA 99**).

La contrainte de cisaillement est

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{cal}}{b \cdot d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

T=447.96 KN.

b0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile d=0,9.h.

h: hauteur totale de la section brute

$$\tau_u = 1,4 \frac{516,12 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 2750} = 1,04 \text{MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{MPa (l'article 7.7.2 RPA99/version2003)}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = 1,04 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

B.) Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_{BAEL}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K) \cdot b}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

k = 0 (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) $\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$.

$$A_{BAEL} = \frac{1,04 \cdot 30 \cdot 20}{0,9 \cdot \frac{400}{1,15}} = 1,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1,99 \text{ cm}^2$$

VI .3.5.2 Section minimale :

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\text{pour : } r \leq 0.025f_{c28} = 0.625\text{MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0015. b. St$$

$$\text{pour : } r > 0.025f_{c28} = 0.625\text{MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0025. b. St$$

Donc : $\tau_u = 1.04\text{MPa} > 0,625\text{MPa}$.

$$A_{RPA} = 0,0025. b. L = 0,0025.20.25 = 1.25\text{cm}^2.$$

On adopte **4HA14=4.52cm²**

Chapitre VII

VII.1 Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.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.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

VII.3 calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface du semelle sera déterminé en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas en prendre $\sigma = 2 \text{ bar}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau en tenant compte la symétrie de notre structure sont données par le tableau suivant :

Semelles	Nser(KN)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nser (KN)	S=Nser/ σ (m ²)
1	840.3	4.20	14	156035	7,80
2	724.1	3,26	15	840.3	4,20
3	8747	4.37	16	156035	7,80
4	662,09	3,31	17	704,26	3,52
5	6812	3.40	18	156035	7,80
6	654,26	3,27	19	723,23	3,62
7	500,62	2,50	20	1064,3	5,32
8	627,8	3,14	21	728,28	3,64
9	508,93	2,54	22	1059,28	5,30
10	597,73	2,99	23	787,12	3,94
11	553	2,77	24	938,94	4,69
12	908,17	4,54	25	830,9	4,15
13	840.3	2,78	26	910,93	4,55

Tableau (VII.1): Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau

- **Commentaire :**

On déduit que la surface total des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

- ✓ La réduction des tassements différentiels.

- ✓ La facilité de l'exécution.

VII- 4 Etude du radier :

VII.4.1 pré dimensionnement du radier :

VII.4.1.1 calcul de surface minimale du radier :

On a $N_{ser} = 49030,84 \text{ KN}$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN}$.

La surface du radier est :

$$S \geq \frac{49030,84}{200} = 245,15 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 446 \text{ m}^2$

- ✓ **Condition de coffrage :**

hr : hauteur de la dalle.

ht : hauteur des nervures.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. (Lmax = 5,05 m)

VII.4.2 Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

- **condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$ht \geq L_{max} / 10 = 5,05 / 10 = 0,50 \text{ m}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0,73 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_t = 80 \text{ cm}$.

VII.4.2.1 Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Article A.5.2.4.2) C.B.A.}$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 1858.55kn.

μ_c : périmètre du contour cisailé = $2(a + h) = 2(5,05 + 0,8)$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 7,02 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

VII.4.2.2 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

$$\text{Avec : } W = W_{bat} + W_{rad} = 2899,562 + 490 = 3839,56 \text{ t}$$

$F_s = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 1 \text{ t/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 3 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage du radier

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 2205 \text{ t}$$

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.3 Caractéristiques géométriques du radier:

VII.4.3.1 Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :

La calcul sera fait en tenant compte de symétrie suivant x :

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	X_i (m)	Y_i (m)	S (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
1	3,2	3,15	1,6	15,55	10,080	8,335	8,602
2	3,2	1,45	1,6	13,22	4,640	0,813	3,959
3	1,1	3,6	2,65	10,7	3,960	4,277	0,399
4	1,1	2,65	2,65	7,57	2,915	1,706	0,294
5	3,2	2,15	1,6	5,17	6,880	2,650	5,871
6	2,85	4,7	4,62	16,3	13,395	24,658	9,067
7	2,85	5,05	4,62	11,42	14,393	30,587	9,742
8	2,85	4,8	4,62	6,5	13,680	26,266	9,260
9	2,85	4,1	4,62	2,05	11,685	16,369	7,909
10	3,1	4,9	7,6	14,9	15,190	30,393	12,165
11	3,1	5,05	7,6	11,42	15,655	33,270	12,537
12	3,1	4,8	7,6	6,5	14,880	28,570	11,916
13	3,1	4,1	7,6	2,05	12,710	17,805	10,179
14	2,9	5,05	10,6	11,42	14,645	31,124	10,264
15	4,4	4,8	11,35	6,5	21,120	40,550	34,074
16	4,4	2,55	11,35	2,82	11,220	6,080	18,102

Tableau (VII.2) : inerties et centre de gravité du radier

$$I_{xr} = \sum I_{xg} + \sum S_i (x_{cr} - x_i)^2$$

$$I_{yr} = \sum I_{yg} + \sum S_i (y_{cr} - y_i)^2$$

Avec :

I_{xr}, I_{yr} : Inerties totales du radier dans les deux sens.

x_{cr}, y_{cr} : Centre de gravité du radier .

S_i : Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

x_i, y_i : Distance entre le centre de gravité et celui du panneau (i).

$$I_{xr} = 8467,7398 \text{ m}^4$$

$$I_{yr} = 21524,5358 \text{ m}^4$$

VII.4.3.2 Calcul de l'excentricité :

$$e_x = |x_{cr} - x_g|$$

$$e_y = |y_{cr} - y_g|$$

x_g , y_g étant les coordonnées du centre des masses de rez de chaussée.

Après calcul, les coordonnées du centre des masses du radier sont respectivement données par :

$$x_{cr} = 13,55\text{m}$$

$$y_{cr} = 8,69\text{m}$$

Les coordonnées du centre des masses de rez de chaussée:

$$x_g = 13,56\text{ m}$$

$$y_g = 8,33\text{ m}$$

Excentricité : $e_x = 0,01\text{ m}$

$$e_y = 0,36\text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

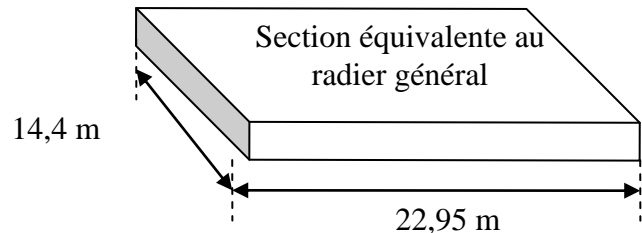
IX.3.4.3 Calcul de la section rectangulaire équivalente:

$$\begin{cases} I_x = AB^3/12 = 8467,7398\text{ m}^4 \\ I_y = BA^3/12 = 21524,5358\text{ m}^4 \\ S_{\text{radier}} = A \times B = 490\text{ m}^2 \end{cases}$$

Après la résolution de ces équations on a:

$$A = 22,95\text{ m}$$

$$B = 14,4\text{m}$$



VII.5 Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G-E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q+E).

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma}_s$$

VII.5.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) = (G_{\text{radier}} + Q + G_{\text{bâtiment}})$$

$$N = (490 + 2899,562 + 203,4) = 3592,96 \text{ t}$$

$$S_{\text{rad}} = 490 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma = N / S_{\text{rad}} = 7,33 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 20 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée.}$$

VII.5.2 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	N(MN)	M _x (MN)	M _y (MN)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Obs.
0.8G + E _x	30,50	0,37	0,617	0,02	0,012	5,73	3,6	Vérifiée
0.8G - E _x	30,50	0,59	0,617	0,02	0,02	5,73	3,6	Vérifiée
0.8G + E _y	30,52	0,37	0,51	0,01	0,016	5,73	3,6	Vérifiée
0.8G - E _y	30,49	0,35	0,290	0,01	0,01	5,73	3,6	Vérifiée

Tableau (VII.3) - Résultats de calcul de la stabilité du radier

VII.5.2 Vérification de la compression sous (G+Q+E):

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

	N(MN)	M _x (MN)	M _y (MN)	σ ₁ (MN)	σ ₂ (MN)	σ _m (MN)	Obs.
G+Q+E _x	49,04	0,58	0,93	0,101	0,1	0,3	Vérifiée
G+Q-E _x	49,02	0,56	0,97	0,101	0,1	0,3	Vérifiée
G+Q+E _y	49,05	0,57	0,95	0,101	0,1	0,3	Vérifiée
G+Q-E _y	49,01	0,57	0,95	0,101	0,1	0,3	Vérifiée

Tableau (VII.4) : - Résultats des calculs

Conclusion : La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens

VII.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

VII.6.1 Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A 93.

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{\text{rad}}$$

$$= (3914,40 + 3051) / 490$$

$$q_u = 14.21 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = (Q + G) / S_{\text{rad}}$$

$$= (2034 + 2899.562) / 490$$

$$q_{\text{ser}} = 10.06 \text{ t/m}^2$$

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport $\rho = L_x / L_y$.

- Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

- Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport $\rho = L_x / L_y$.

- Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

- Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

1/ pour les panneaux de rive :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

2/ pour les panneaux intermédiaires :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0$

➤ **Ferraillage longitudinal** : le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

➤ **Ferraillage transversal** : les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- ✓ $V_u \leq 0.07 f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

VII.6.2 Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 2,85 \text{ m}$$

$$L_y = 5,05 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y$$

$$\rho = 0,56 \text{ (la dalle porte dans les deux sens)}$$

VII.2.1 Calcul des valeurs de μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^2 (1 - 0,95(1 - \alpha^2)) \geq 1/4$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

ELU : $\nu = 0 \overline{\sigma}_{bc}$

panneau	$l_x(m)$	$l_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_{ox} (t.m)$	$M_{oy} (t.m)$
7	2,85	5,05	0,56	0,0879	0,618	10.14	8.78

ELS : $\nu = 0.2$

panneau	$l_x(m)$	$l_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_{ox} (t.m)$	$M_{oy} (t.m)$
7	2,85	5,05	0,56	0,0879	0,618	7.95	6.21

VII.6.2.2 Calcul des sections d'armatures :

On a une état de fissuration considère comme préjudiciable donc Le ferrailage se fait a L'ELS .

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$.

➤ **ELS :**

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	travée
$M_{ser} (Mn,m)$	0,04	0,085	0,033	0,050
$F_{bu} (Mpa)$	14,17	14,17	14,17	14,17
$h (m)$	0,4	0,4	0,4	0,4
$d (m)$	0,36	0,36	0,36	0,36
$\overline{\sigma}_t (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\overline{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$X (cm)$	8,2	9,8	6,5	7,9
$\sigma_{bc} (Mpa)$	4,1	5,2	3,1	3,9
$Z (cm)$	32,3	29.2	32,8	32,4
$As (cm^2)$	8,3	10,4	5,0	7,7
$As_{min} (cm^2)$	4,347	4,347	4,347	4,347
Chois des barres	6HA14	6HA16	4HA14	5HA14
$As_{adopté} (cm^2)$	9,24	12,06	6,16	7,7

VII.6.2.3 Ferrailage transversal :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$V_u = q_u * L/2 = 0,20 MPa.$

$\tau_u = 0.55 MPa \leq 2,5 MPa \dots\dots\dots$ Vérifiée

VII.7 Ferrailage de la nervure :

➤ **ferrailage longitudinal :**

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend: $L_x = 5,05m.$

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel ROBOT.

Avec : $H_{radier} = h_1 = 0,8cm$

$B = 55 cm$

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

panneau	Nervure la plus sollicité	
	en travée	en appui
q_{ser}	0,223	0,223
M_{ser} (MN/ml)	0,314	0,525
A_s	11,4	19,5
Choix des barres	8 HA14	8HA16+3HA14
A_s adopter	12,32	20,7

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \text{ Fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,027 \times 5,05}{2 \times 0,55 \times 0,8} = 0,15MPa \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

➤ **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (20; 16,8) = 16,8 \text{ cm.}$$

D'après le C.B.A l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40\text{cm}, a + 10\text{cm}\}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions .

Donc on choisit :

✓ Dans les zones courantes : $S_t = 12\text{cm}$

✓ Dans les zones nodales : $S_t = 6 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **C.B.A :** $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4$

$$A_t = 0,4 \times 0,55 \times 0,16 / 400 = 0,88\text{cm}^2$$

✓ **RPA :** La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,12 \times 0,55 = 1,98 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

$$4\text{HA8} \Rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2.$$

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

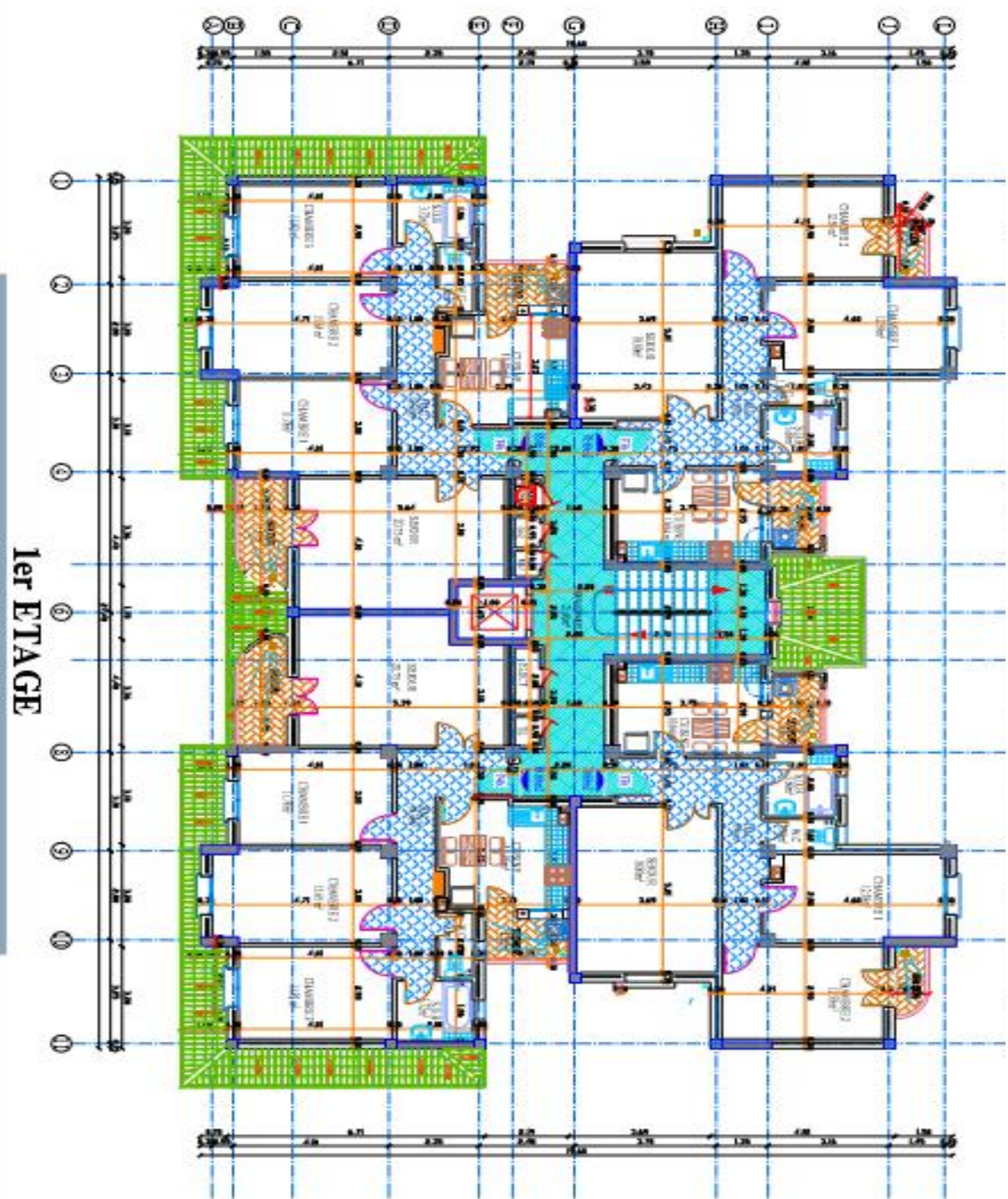
Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE

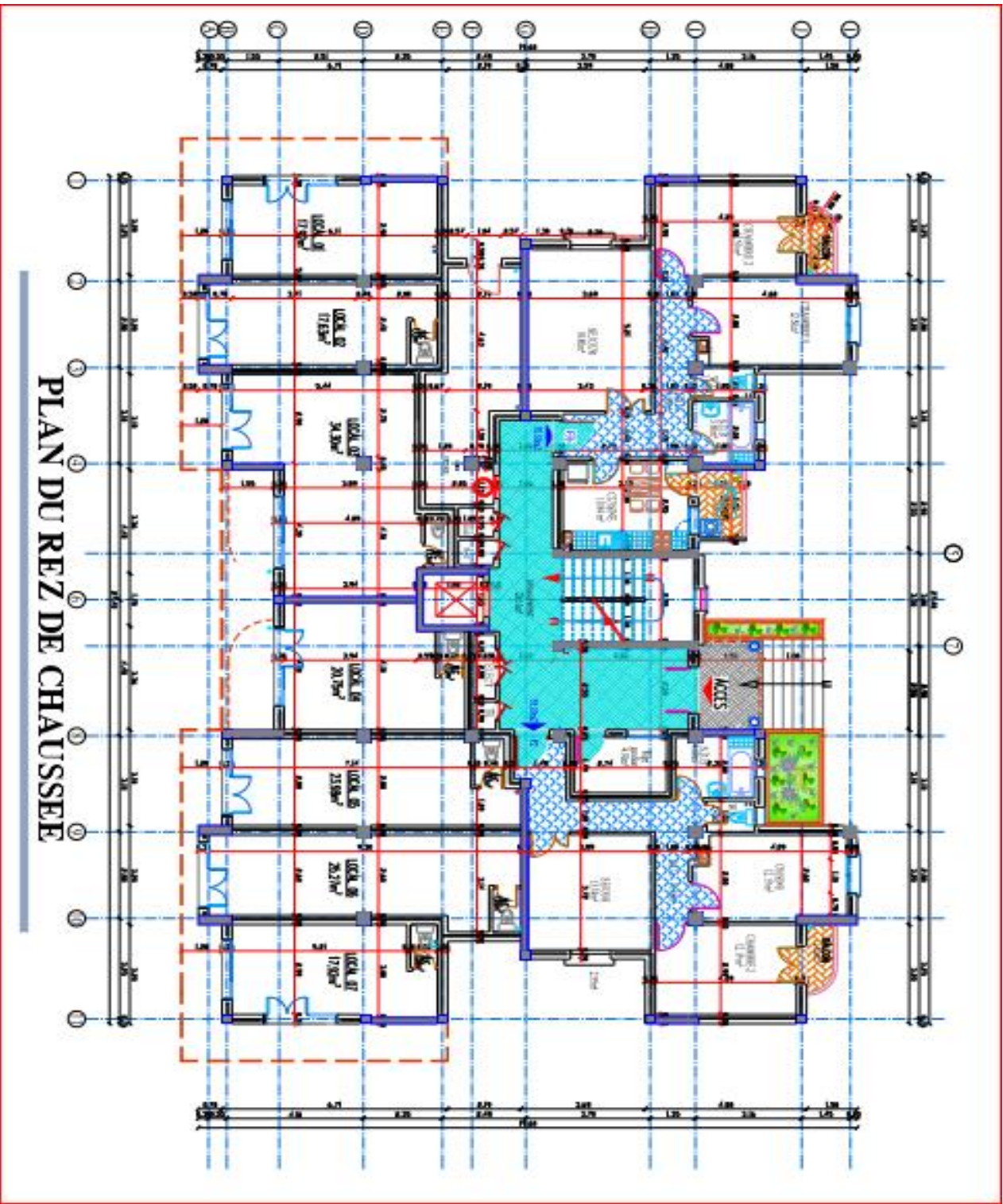
- Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règle BAEL91.
- Cours génie parasismique 2 eme année master
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2
- Cours de la structure en béton armé 2 eme année master
- Thèse traitée des années précédentes.
 - Thèse université Batna , Bédjaia, Khenchla

Logiciels utilisés :

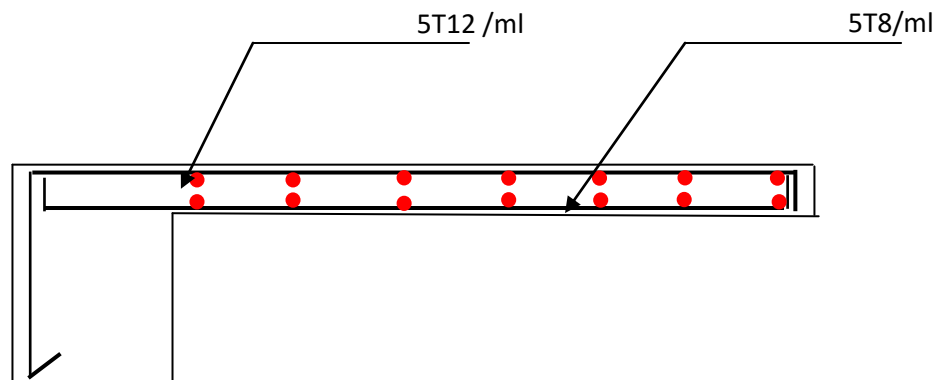
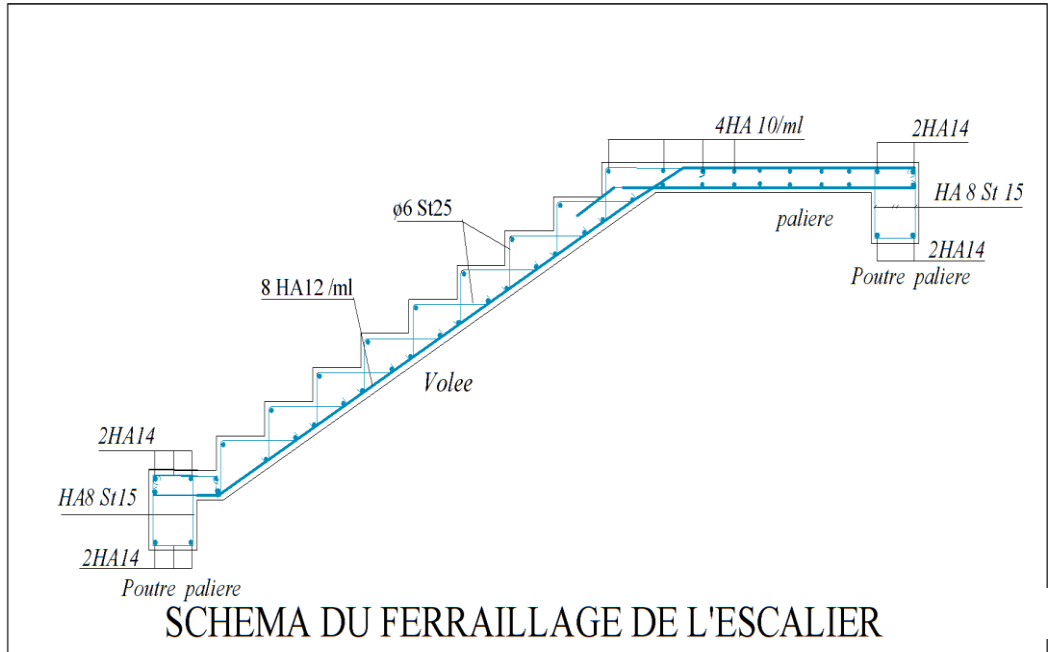
- AUTOCAD 2016
- ROBOT 2014
- EXPERT
- MICROSOFT OFFICE WORD



1er ETAGE



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



Ferraillage du Balcon d'étages courants

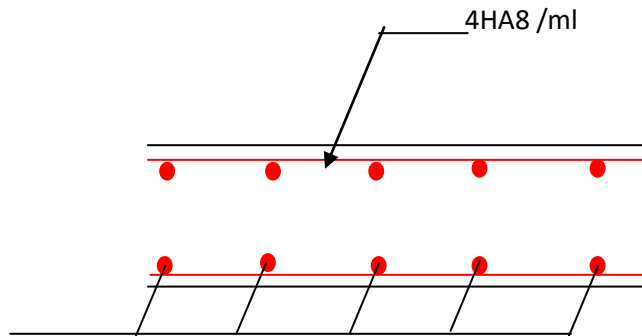
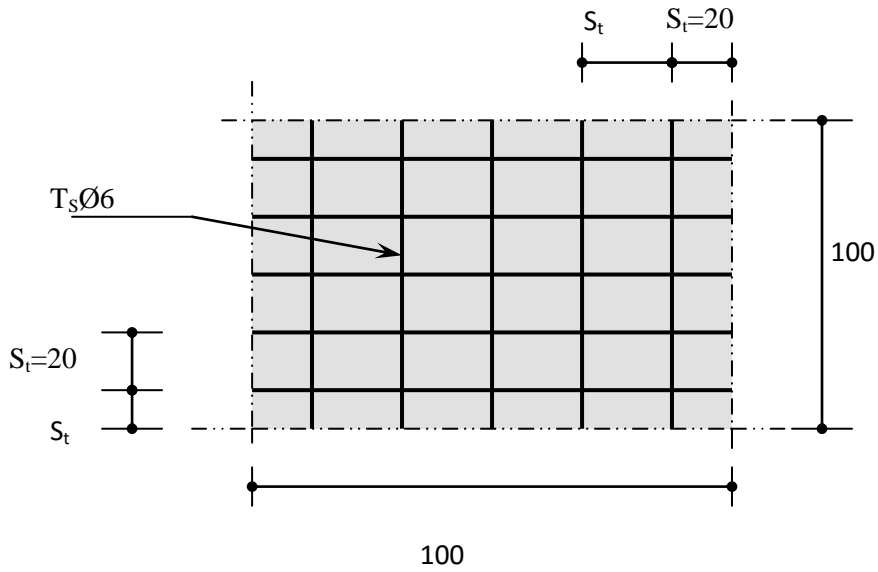
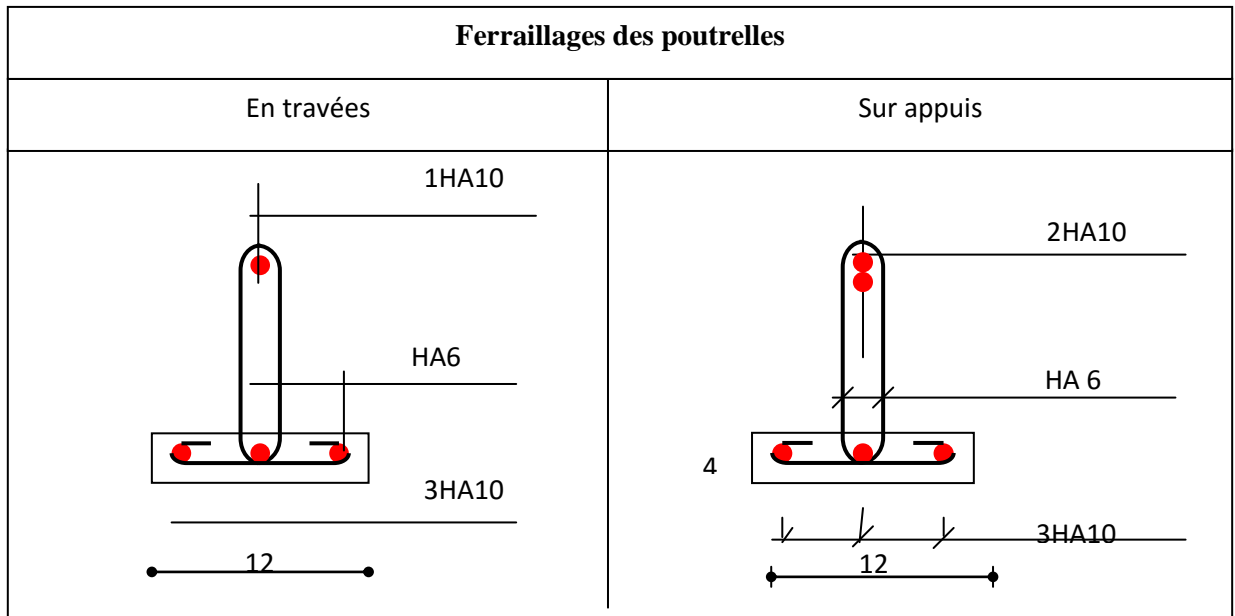
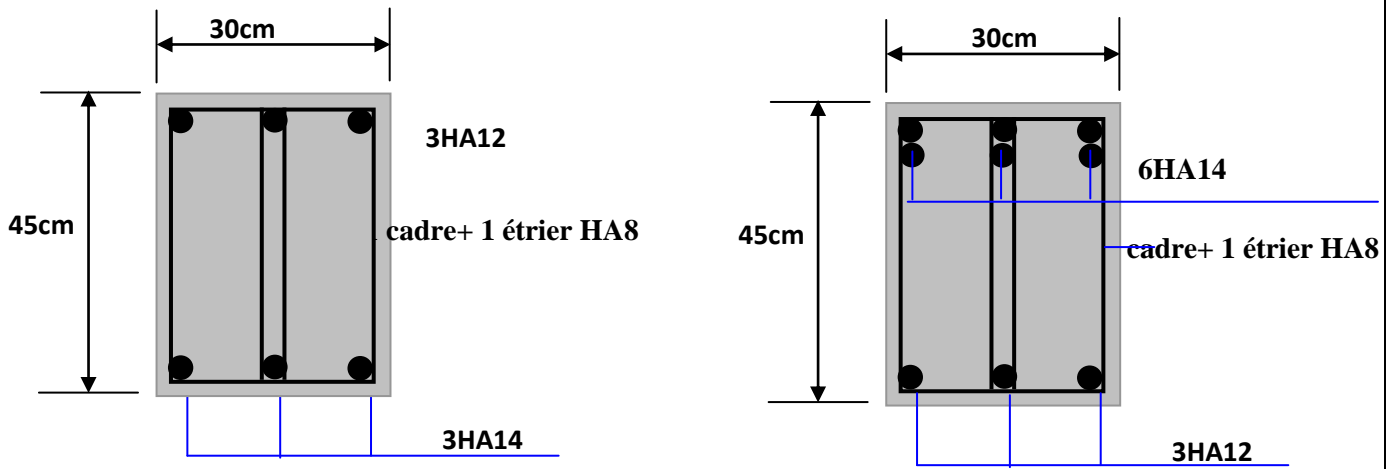


Schéma de ferraillage de l'acrotère

Ferrillages des poutrelles



Disposition constructive des armatures de la dalle de compression



Zone de travée

Zone d'appui

Schéma ferrailage des poutre

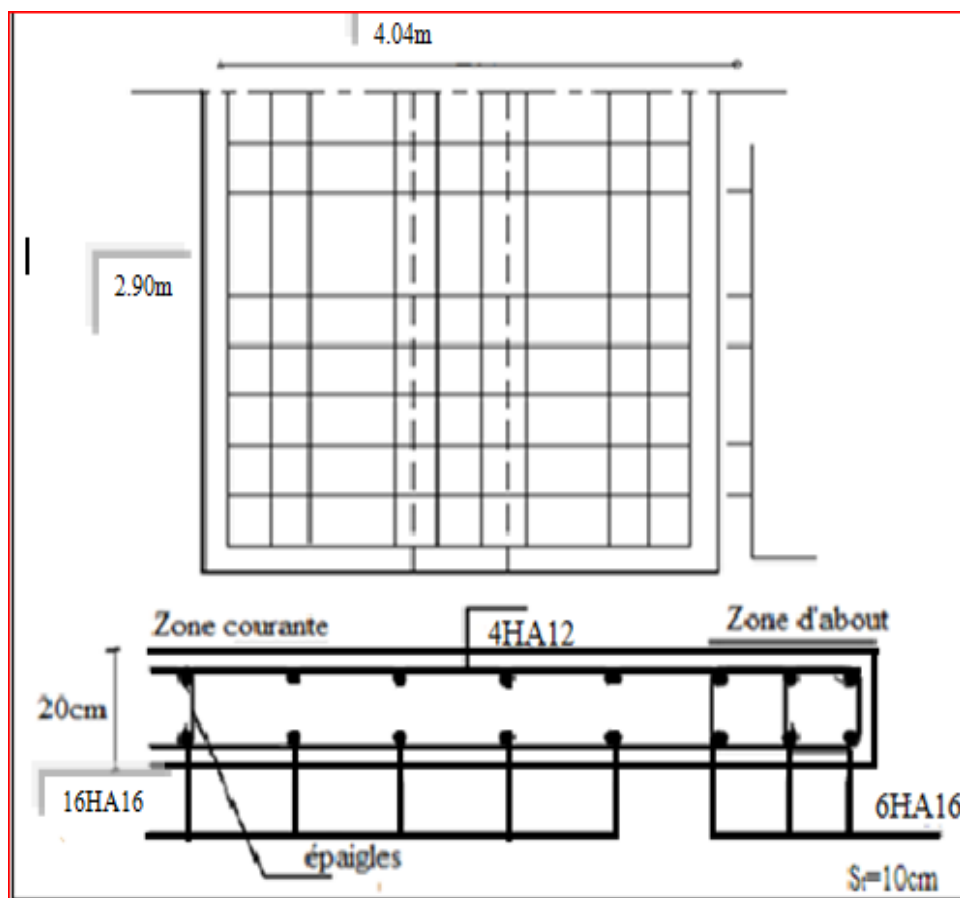


Schéma ferrailage de voile

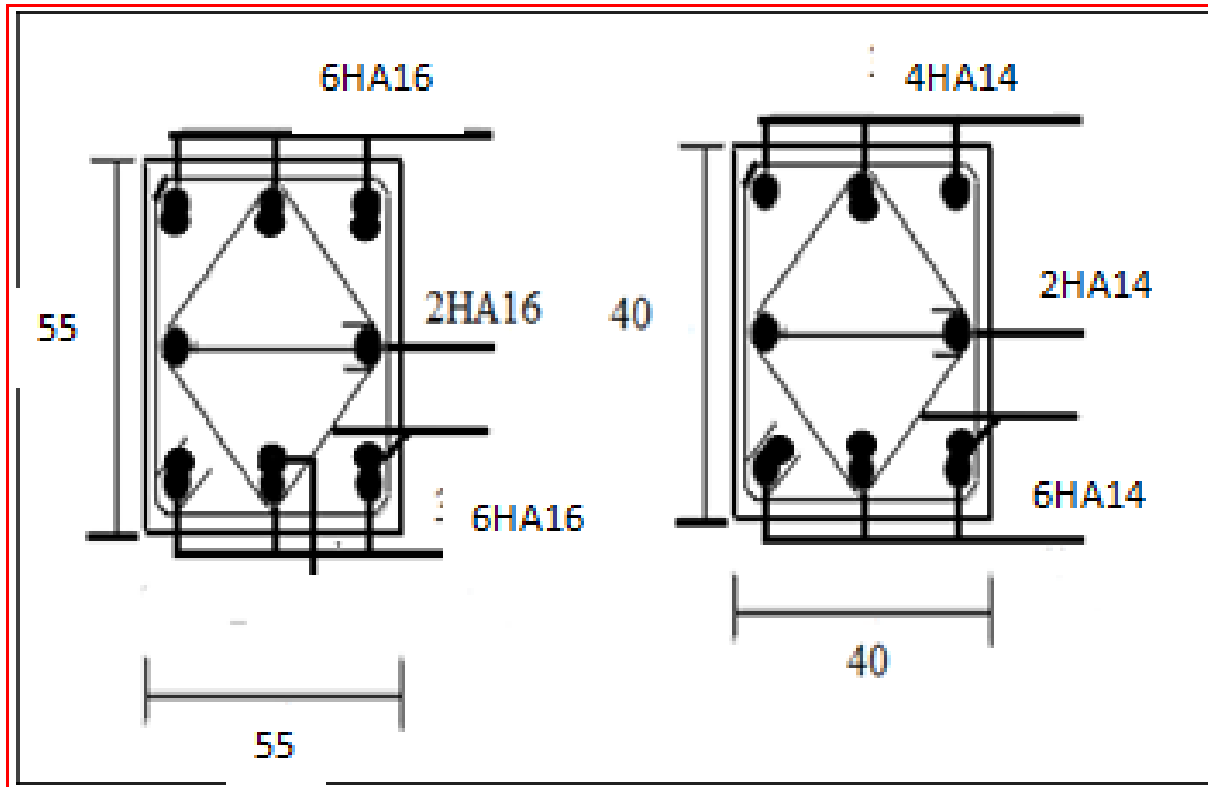


Schéma ferrailage des poteaux 55*55 et 40*40

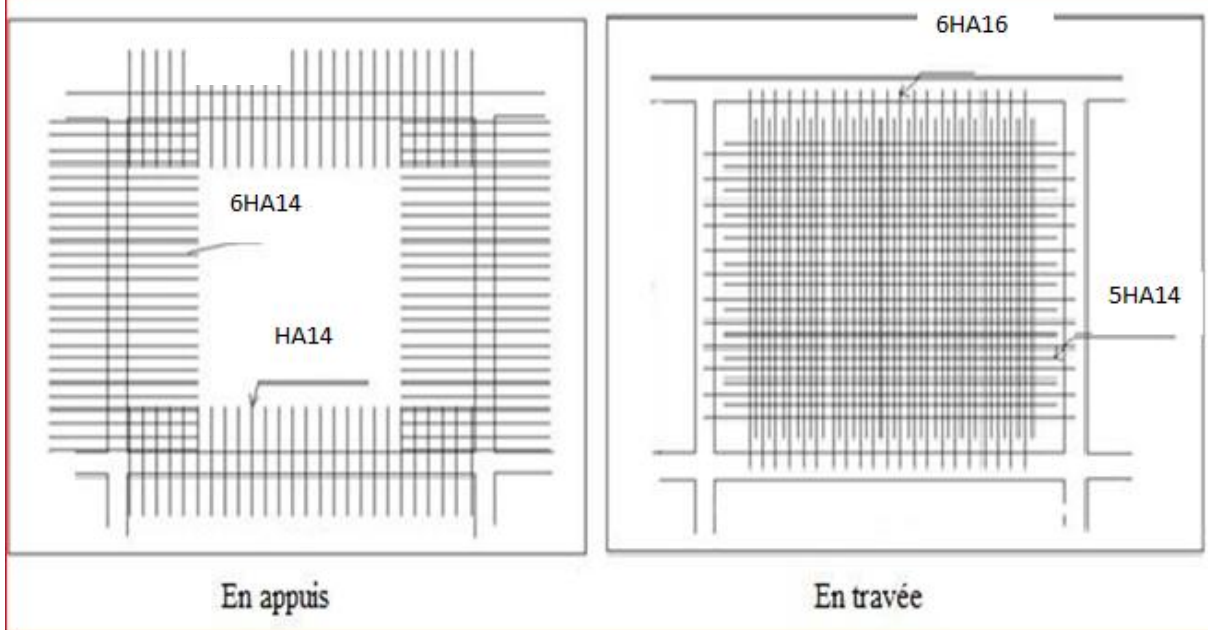
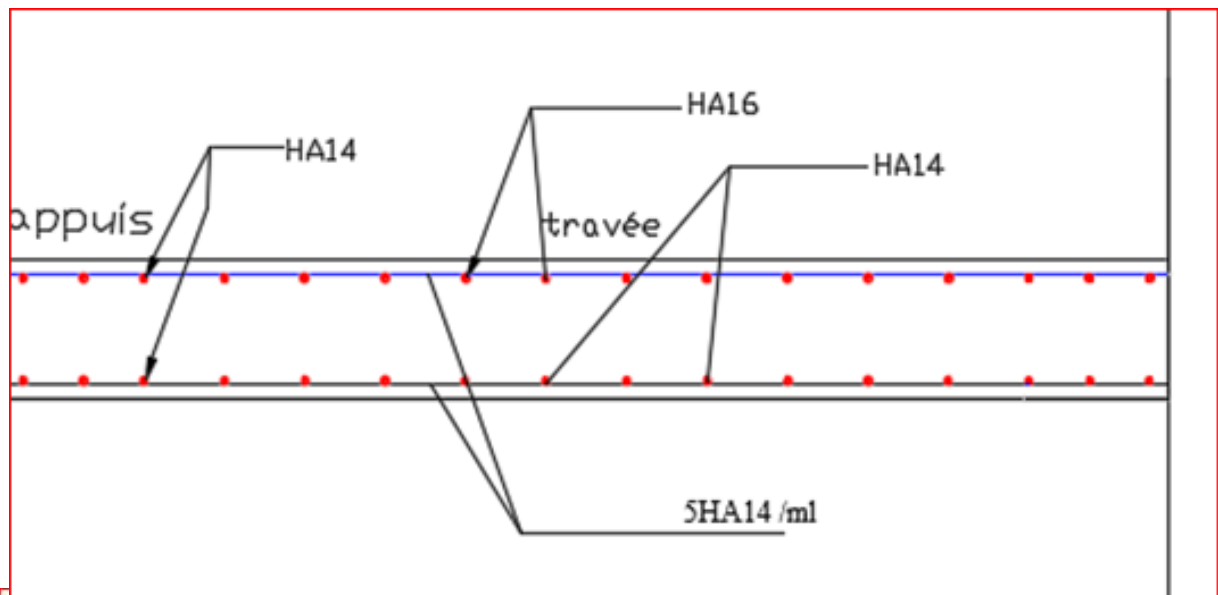


Schéma ferrailage de radier