



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Master
Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation

Présenté par :

BENCHERIF Faycel
ALIOUAT Walid

Encadré par :

M^{me} MEZIANI Meriem

Membres de jury :

Président : Mer BELHAMDI
Examineur : Mer HADDI

Année universitaire 2020/ 2021

Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Dieu le tout 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 promotrice M^{me} MEZIANI pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ *Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- ❖ *Enfin, à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.*

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m`en guidés durant toute ma vie, qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mon cher frère : Khair-Eddine

A ma cher sœur Zahra

A tous mes amis : sans oublié mon binôme Walid (Dou douche)

A toute ma famille

BENCHERIF FAYCEL

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m`en guidés durant toute ma vie, qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mes très cher frère : fares Amine samy Ghilas

A tous mes amis : sans oublié mon binôme Fayçal(FAFA)

A toute ma famille

ALIOUATWALID

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralité

I.1.INTRODUCTION.....	2
I.2. présentation de l'ouvrage	2
I.3. Description architecturale	2
I.4. Donnés géotechniques du site	3
I.5. Règlement et normes utilisée	3
I.6. Caractéristique mécanique des matériaux utilisés	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.INTRODUCTION	6
II.1. Les planchers	6
II.2.Disposition de la poutrelle	6
II.3.. Planchers corps creux	7
II.4. Les dalles pleines	8
II.5. Pré-dimensionnement des poutres.....	9
II.6. Pré-dimensionnement des voiles	10
II.7. Pré –dimensionnement des escaliers.....	11
II.8.Pré-dimensionnement des poteaux	13
II.9. Descente de charges.....	17
II.10. Pré dimensionnement d'acrotère	21

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.INTRODUCTION	23
III.2. Calcul des planchers	23
III.3. Exemple de Calcul du ferrailage des poutrelles.....	33
III.4.Vérification à l'ELS	36
III.5.Etude de la dalle de compression	41
III.6.Plancher à dalle pleine	42
III.7.Etude des escaliers.....	47
III.8.Etude de la poutre palière	50
III.9.Etude de l'ascenseur.....	55
III.10.Etude de l'acrotère.....	62

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.INTRODUCTION	67
-------------------------	----

IV.2.Méthode de calcul.....	67
IV.3. Conclusion.....	89
Chapitre V : <i>Calcul des éléments principaux</i>	
V.1. Etude des poutres.....	90
V.2.Etude des poteaux.....	95
V.3.Etude des voiles	113
Chapitre VI : <i>Etude des fondations</i>	
VI.1. Introduction.....	120
VI.2.Les différents types de fondations.....	120
VI.3.Choix du type des fondations.....	120
VI.4.Etude des fondations.....	120
VI.5.Conclusion.....	135

Figure I. 1. Localisation du projet	2
Figure II.1. Disposition des poutrelles au niveau de tous les étages.....	7
Figure II.2. Plancher à corps creux.....	8
Figure II.3. illustration d'un escalier.....	11
Figure II.4. Schéma statique de la volée.....	12
Figure II.5. La surface qui revient au poteau PI étage courant.....	16
Figure II.6. La surface qui revient au poteau PI terrasse inaccessible.....	17
Figure II. 7. Schéma de l'acrotère.....	21
Figure III.1. Moment d'une poutrelle isostatique.....	27
Figure III.2. Effort tranchant d'une poutrelle isostatique.....	27
Figure III.3. Coupe transversale d'une poutrelle.....	33
Figure III. 4. Schéma de ferrailage de la poutrelle.....	41
Figure III. 5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	42
Figure III. 6. Schéma de ferrailage de la dalle D1	44
Figure III. 7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	47
Figure III. 8. Schémas de ferrailage des volées	50
Figure III.9. Schéma statique de la poutre palière	50.
Figure III.10. Les moments de torsion sur la poutre palière.....	52
Figure III. 11. schéma de ferrailage de la poutre palière.....	55
Figure III. 12. Cage d'ascenseur.....	55
Figure III.13. Illustration de la surface d'impact.....	58
Figure III.14. Ferrailage de la dalle au-dessous.....	62
Figure III.15. Ferrailage de la dalle des Machines	62
Figure III.16. Schémas statique de l'acrotère.....	62
Figure III.17. Ferrailage de l'acrotère	66
Figure IV.1. Spectre de réponse sens X-X.....	72
Figure IV.2. Spectre de réponse Y-Y.....	72
Figure IV.3. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS2016.....	72
Figure IV.4. Plans de disposition des voiles.....	73
Figure IV.5. Plans de disposition des voiles.....	74
Figure IV.6. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y) bloc G.....	76
Figure IV.7. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X) bloc G.....	77
Figure IV.8. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z) bloc G	77
Figure IV.9. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y) bloc D.....	78
Figure IV.10. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X) bloc D.....	78

Figure IV.11. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z) bloc D.....	79
Figure V.1. Zone nodale.....	96
Figure V.2. Différent type de section par rapport à la position de l'axe neutre.....	98
Figure V.3. Diagramme contrainte-déformation.....	100
Figure V.4. Diagramme contrainte déformation avant après simplification.....	100
Figure V.5. Section d'un poteau.....	105
Figure V. 6. Répartition des moments dans la zone nodale.....	108
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaire	111
Figure V.8. Schéma des contraintes	116
Figure V.9. Zone tendue et courante dans les voiles	116
Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile Vx RDC.....	119
Figure VI.1. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	126.
Figure VI.2. Ferrailage du radier	128
Figure VI.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X	128
Figure VI.4. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y	129
Figure VI.5. Schéma des nervures.....	132
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la nervure.....	135

Liste des tableaux :

Tableau I. 1. Caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés.....	4
Tableau II. 1. Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.....	14
Tableau II. 2 Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	14
Tableau II. 3. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant	14
Tableau II. 4. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	15
Tableau II. 5. Evaluation des charges à la volée de l'escalier	15
Tableau II. 6. Evaluation de la charge sur le palier	16
Tableau II. 7. Descente de charge de poteau I.....	18
Tableau II. 8. Les charges de l'acrotère.....	22
Tableau III. 1. Les différents types de poutrelles.....	26
Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des efforts interne dans les poutrelles isostatiques.....	28
Tableau III. 3. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux....	35
Tableau III. 4. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.....	38
Tableau III. 5. Tableau de ferrailage à l'ELU.....	49
Tableau III. 6.. Vérification de la contrainte du béton.....	49
Tableau III. 7. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.....	52
Tableau III. 8. Vérification de la contrainte du béton.....	54
Tableau III. 9.. Tableau du ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'assesseure.....	56
Tableau III. 10. Tableau de vérification des contraintes.....	57
Tableau III. 11.. Tableau des ferrailages de la dalle.....	59
Tableau III. 12. Tableau de vérification des contraintes.....	61
Tableau III. 13. Combinaisons d'action sur l'acrotère.....	63
Tableau IV.1.. Valeurs des pénalités.....	68
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure (bloc G).....	74
Tableau IV.3. Période et taux de participation massique de la structure (bloc D).....	75
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base bloc G.....	80
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base bloc D.....	80
Tableau IV. 6. Interactions sous charge vertical Bloc G.....	81
Tableau IV. 7. Interactions sous charge vertical bloc D.....	82
Tableau IV. 8. Interaction sous charge horizontal bloc G.....	83
Tableau IV. 9. Interaction sous charge horizontal bloc D.....	84
Tableau IV. 10 . Vérification de l'effort normal réduit bloc G.....	85
Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit bloc D.....	85
Tableau IV.12. Vérification des déplacements relatifs bloc G	86

Tableau IV.13. Vérification des déplacements relatifs bloc D.....	87
Tableau IV.14. Vérification de l'effet P- Δ bloc G	88
Tableau IV. 15. Vérification de l'effet P- Δ bloc D.....	89
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	91
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	93
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	93
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression.....	94
Tableau V.5. Vérification de l'état limite de déformation	94
Tableau V.6. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux	101
Tableau V.7. Vérification du ferrailage transversal.....	103
Tableau V.8. Vérification au flambement des poteaux.....	104
Tableau V.9. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	105
Tableau V.10. Vérification des contraintes de cisaillements.....	108
Tableau V.11. Moment résistant des poteaux	109
Tableau V.12. Moment résistant dans les poutres.....	109
Tableau V.13. Vérification des zones nodales poutres principales.....	109
Tableau V.14. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.....	110
Tableau V.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	112
Tableau V.16. Sollicitations dans le voile V _x du RDC et 1 ^{er} ,2eme étage.....	115
Tableau V.17. Ferrailage du voile V _x	117
Tableau V.18. Ferrailage de voile V _y	118
Tableau VI.1. Tableau du ferrailage de radier.....	126
Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	127
Tableau VI.3. Calcul des armatures à l'ELS	127
Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens X-X	130
Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	130
Tableau VI.6. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.....	131
Tableau VI.7. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X	131
Tableau VI.8. Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y	131
Tableau VI.9. Calcul des ferrailages	132
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	133
Tableau VI.11. Calcul des armatures à l'ELS.....	133

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation des ouvrages afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants et la protection de l'environnement.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques, de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des nouvelles solutions permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (r+10) a usage d'habitation

Chapitre I

I.1. Introduction :

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et, d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

On consacre ce chapitre pour donner des descriptions du projet à étudier.

I.2. présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment R+10 à usage d'habitation.

Cet ouvrage est implanté dans la ville d'Annaba wilaya d'Annaba qui est classée comme zone forte sismicité (**zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA99/2003),



Figure I.1. Localisation du projet

I.3. Description architecturale

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 34.65m.
- La hauteur de RDC et les autres étages est identique : 3.15m
- Longueur de l'ouvrage : 33.58m
- Largeur de l'ouvrage : 14.85m

I.4. Données géotechniques du site :

D'après les résultats obtenus au niveau de laboratoire par le bureau d'étude technique on peut distinguer les conclusions et les recommandations d'après le rapport de sol :

- Une contrainte du sol qui égale à **2.5 bar** à une profondeur d'ancrage de 2m.
- D'après le rapport du sol, le sol est rocheux de classe S1.
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

I.5. Règlement et normes utilisée :

L'étude est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- DTR-BC 2-41 : Document Technique Réglementaire-Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- DTR-BC 2-48 : Document Technique Réglementaire-Règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Document Technique Unifié (DTU) : règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91révisé 1997)
- DTR-BC2.2 : Document Technique Réglementaire- Charges et surcharges
- DTR-BC2.331 : règles de calculs des fondations superficielles.

I.6 Caractéristique mécanique des matériaux utilisés :

I.6.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment). On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

▪ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique. Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375Kg. (BAEL91 : article B.I.I).

▪ Les granulats

Le granulat, qu'on appelle aussi agrégat, est un fragment de roche, d'une taille inférieure à 125 mm, destinés à la fabrication d'ouvrages de travaux publics, de génie civil et de bâtiment.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.6.2. Aciers :

Les armatures sont des aciers, elles sont caractérisées par un même comportement en traction et une résistance très élevée par rapport au béton, ainsi qu'une ductilité importante. La contrainte élastique ainsi que le module de Young constant pour tous les types d'armatures et égale à $2 \times 10^5 MPa$, sont les caractéristiques les plus importantes des aciers.

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Treillis soudés obtenues par assemblage de barres ou de fils lisses ou HA en mailles carrées ou rectangulaires avec soudage électrique en usine de chaque point de croisement. Ces armatures sont utilisées pour les dalles et les voiles, les diamètres normalisés sont : 3 – 3.5 – 4 – 4.5 – 6 – 7 – 8 – 9 – 10 – 12 (mm).

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section séculaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. Les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés sont résumées dans le tableau I.1.

Tableau I.1. Caractéristiques physico-mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristiques physico-mécaniques	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14,2
	Contrainte en situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39

Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU: situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS	348

Chapitre II

II. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue

Coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les

Préconisations suivantes :

- RPA 99/Version2003
- BAEL 91 modifie 99
- CBA 93
- D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans

La phase de dimensionnement.

II.1. Les planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux

Qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments

Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et

L'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et aux et à usages d'habitations.
- Plancher à dalle pleine pour ce qui est des consoles (balcon).

II.2. disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

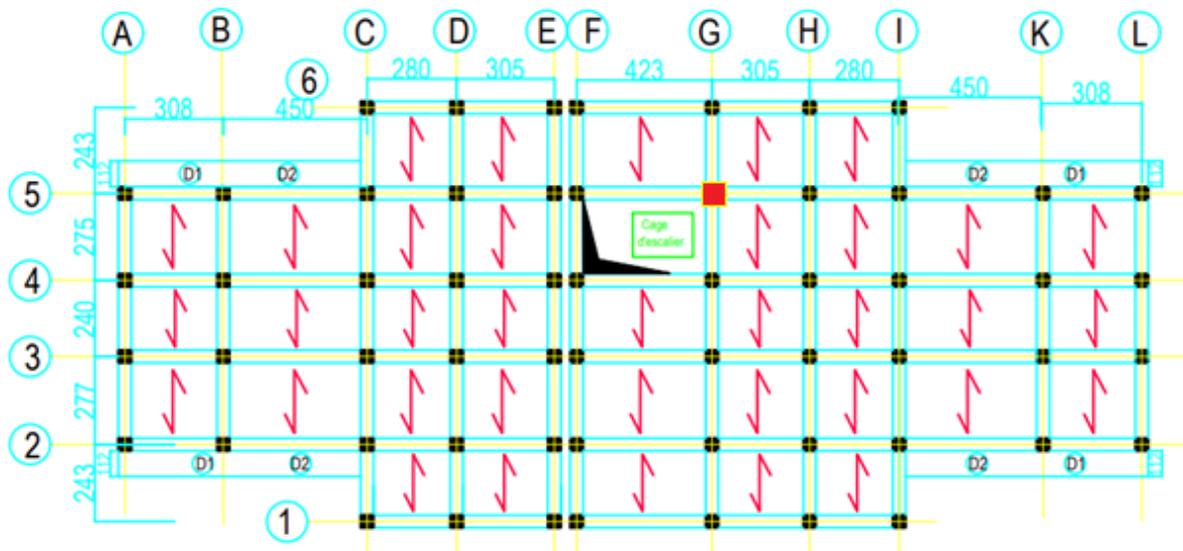


Figure II.1. Disposition des poutrelles au niveau de tous les étages

II.3. Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de Compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par la satisfaction de la condition De la flèche donnée par le CBA93 (Article 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : Longueur maximal entre nue d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : Hauteur total du plancher.

$$L_{\max} : 277 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 12.31 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$

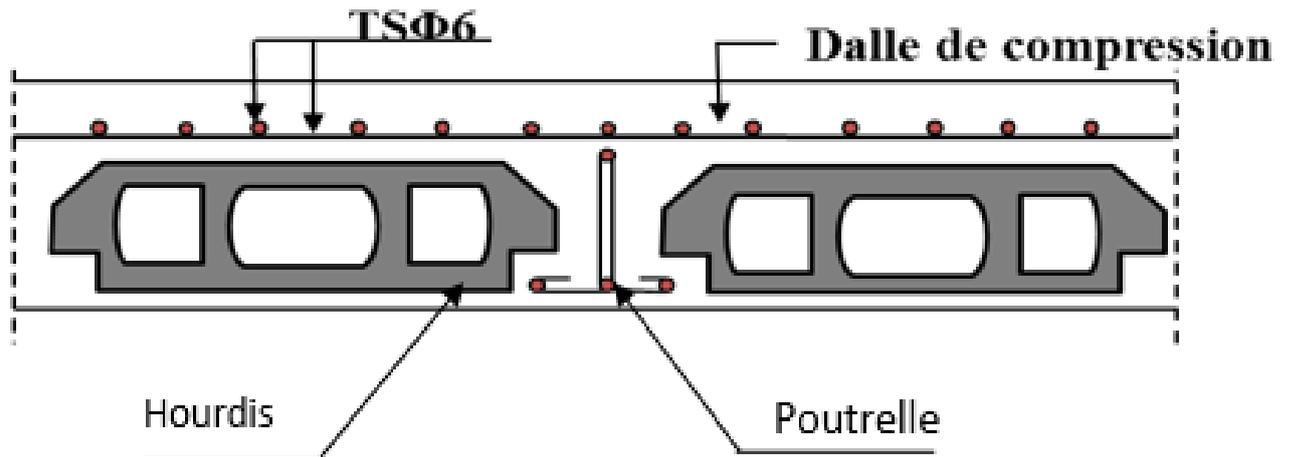


Figure II.2. Plancher à corps creux.

a. Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant les règles mise en œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3).

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \quad \dots\dots\dots (\text{CBA .Art 4.1.3})$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$h_t = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{240}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 24)$$

$$\text{Soit : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

II.4. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. résistance au feu :

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

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

b. Résistance à la flexion :

Les dalles pleines du présent travail se situent au niveau des balcons qui sont déjà à l'extérieur, de ce fait la condition d'isolation phonique n'est pas prise en compte dans le calcul

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$: pour une dalle sur deux appuis
- $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$: pour une dalle sur trois ou quatre appuis
- $e \geq \frac{Lx}{20}$: pour une dalle sur un seul appui

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas on a une dalle (balcon) qui repose sur un seul appui :

On a $L_x = 112$ cm

$$e \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow e \geq \frac{112}{20} = 5.6\text{cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu et pour satisfaire la condition de la flèche on adopte des pleines (balcon) de 14 cm d'épaisseur.

Comme on a trouvé l'épaisseur supérieure à 13 donc on va choisir le critère de coup feu en prend **e = 14 cm**

Dalle pleine sur deux appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.12}{4.5} = 0.24 < 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \frac{112}{35} \leq e \leq \frac{112}{30}$$

$$3.2 \leq e \leq 3.73$$

$$e = 3.70$$

On opte pour une épaisseur $e = 14\text{cm}$, on prend en considération l'isolation phonique

Pour la dalle D2 (dalle sur deux appuis)

II.5. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments dans la longueur L est largement supérieur aux dimensions de la section (soit en Té ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principales est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

❖ Le **BAEL** ne donne aucune condition sur la largeur b, b est choisis forfaitairement.

Condition du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots [\text{Art 7.5.1}]$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

II.5.1. Poutres principales

$$\frac{423}{15} \leq h \leq \frac{423}{10} \Rightarrow 28.2 \leq h \leq 42.3$$

On prend $h = 40$ cm.

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifier} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.333 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots \textit{vérifier} \end{array} \right.$$

II.5.2. Poutres secondaires

Sont des poutres parallèles aux poutrelles, qui s'appuient sur les poutres principales.

On prend $b = 30$ cm

$$\frac{277}{15} \leq h \leq \frac{277}{10} \Rightarrow 18.46 \leq h \leq 27.7$$

On prend $h = 30$ cm

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifier} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \textit{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1.00 \leq 4 \dots\dots \textit{vérifier} \end{array} \right.$$

II.6. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{h_e}{20}. \\ L \geq 4 e. \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de RDC et tous les étages sont identiques égale 3.06 m

On a $h = 315\text{cm}$ $h_t = 20\text{cm}$

$$e \geq \frac{306-20}{20} \quad e \geq 14.3\text{cm}$$

On prend $e = 20\text{cm}$

II.7. Pré –dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

L_p : longueur du palier départ ;

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

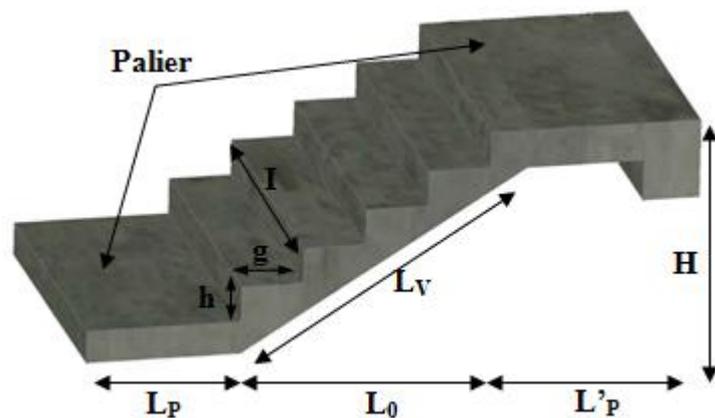


Figure II.3. illustration d'un escalier

II.7.1. Terminologie

Giron (g): largeur de la marche.

Contremarche (h) : hauteur de la marche.

Emmarchement (l) : longueur de la marche.

Ligne de foulée : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers, elle tracée à 50 cm du jour.

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Ce schéma statique va nous expliquer la terminologie de notre escalier

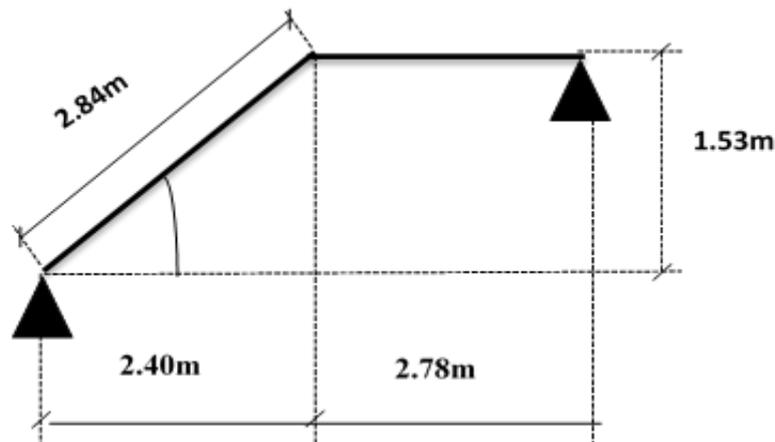


Figure II.4. Schéma statique de la volée

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

$n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Dans notre cas nous avons un seul type d'escalier

On a : $H = 306 \text{ cm}$; $L_0 = 240 \text{ cm}$.

D'après le plan d'architecture, nous avons 8 marches par palier.

Donc : $n = 9$ contre marche.

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18} = 17 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour 9 contre marche par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On a:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots$$

verifier.

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contre marche est : $h = 17 \text{ cm}$.

✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \approx 32,52^\circ$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284 \text{ cm}.$$

$$L = 284 + (35 + 243) = 562 \text{ cm} \approx 5.62 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{562}{30} \leq e \leq \frac{562}{20}$$

$$18.73 \leq e \leq 28.1 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

✓ Détermination de la poutre palier

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

$$\frac{423}{15} \leq h \leq \frac{423}{10}$$

$$28.2 \leq h \leq 42.3$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément en béton armé généralement vertical, rectangulaire ou circulaire, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande, par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

II.8.1 Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.1. Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.

N°	Couche	Poids surfacique (kN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
1	Protection gravillon	0.20	4	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	16+4	4.40
5	Isolation thermique	0.0025	4	0.01
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				7.80
Q étage inaccessible				1

Tableau II.2. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

N°	Couche	Poids surfacique (kN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Dalle pleine	0.25	14	3.5
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5.93
Q étages courant				2.5

Tableau II.1. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant

N°	Couche	Poids surfacique (kN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	16+4	3.36
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				5.79
Q étages courant				1.5

Tableau II. 4. Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids surfacique (kN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
2	Brique creuse	1.3	15	1.3
3	Brique creuse	0.9	10	0.9
4	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				2.74

Tableau II.5. Evaluation des charges a la volée de l'escalier

Couche		Poids surfacique (kN /m ²)	Epaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
Paillasse		0.25	0.2/cos α	5.93
Carrelage	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	2h/g	0.22
Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	2h/g	0.22
Enduit de ciment		0.2	1.5/cos α	0.43
Poids des marches		0.22	h/2	1.87
Charge permanent G				9.47
Q escalier				2.5

Tableau II.6. Evaluation de la charge sur le palier

N°	Couche	Poids surfacique (kN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
1	Palier	0.25	20	5
2	Carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.43

II.8.2.calcul des charges sur le poteau le plus sollicité :

On effectuera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité (le poteau qui repère l'effort de compression maximal).

- **Poids des poutres**

$$PP = 25 \times 0.4 \times 0.30 (2.115 + 1.525) = 10.92 \text{ kN}$$

$$PS = 25 \times 0.3 \times 0.3 (1.21 + 1.375) = 5.81 \text{ kN}$$

$$PP_T = 16.73 \text{ kN}$$

- **Surface afférente du plancher étage courant et de l'escalier**

$$S_1 = 2.115 \times 1.21 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.525 \times 1.21 = 1.85 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.525 \times 1.375 = 2.097 \text{ m}^2$$

$$S_{4\text{palier}} = 0.35 \times 1.2 = 0.42 \text{ m}^2$$

$$S_{4\text{volée}} = 1.2 \times 1.025 = 1.23 \text{ m}^2$$

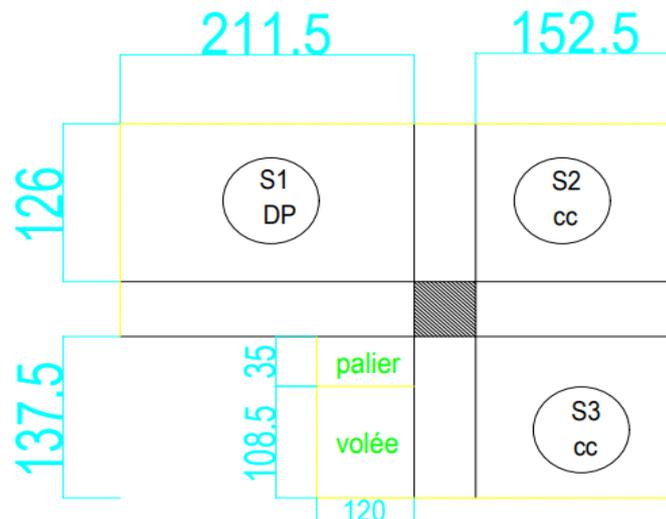


Figure II.5. La surface qui revient au poteau PI étage courant

- **charge Permanente transmise du plancher étage courant**

$$P_G = 5.79 (1.85 + 2.097) + 6.43 (0.42 + 2.56) + 9.47 (1.23)$$

$$P_G = 53.66 \text{ kN}$$

- **la charge d'exploitation transmise du plancher étage courant**

$$P_Q = 1.5 (1.85 + 2.097) + 2.5 (2.56 + 0.42 + 1.23) + 0.3 (2.115 + 1.525 + 1.21 + 1.375)$$

$$P_Q = 18.31 \text{ KN}$$

- **surface afférente plancher terrasse inaccessible**

$$S_1 = 2.115 \times 1.21 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.525 \times 1.21 = 1.85 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.115 \times 1.375 = 2.097 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.525 \times 1.375 = 2.91 \text{ m}^2$$

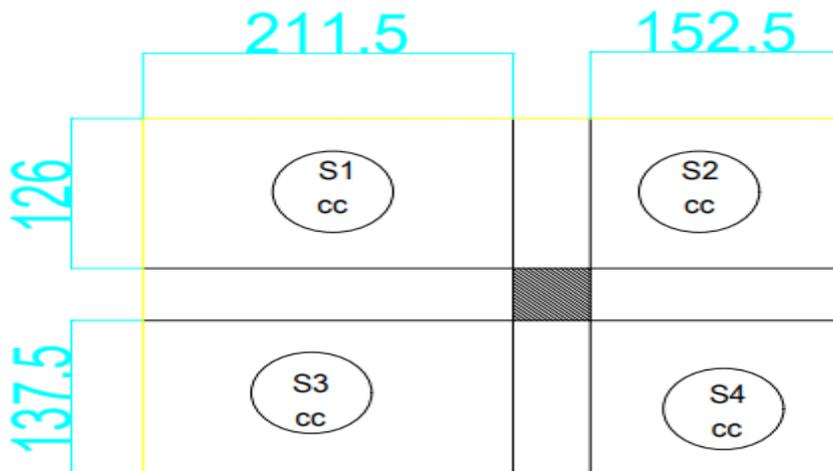


Figure II.6. la surface qui revient au poteau PI terrasse inaccessible

- **charge Permanente transmise de la terrasse inaccessible**

$$P_G = 7.8 (2.56 + 1.85 + 2.097 + 2.91)$$

$$P_G = 73.45 \text{ KN}$$

- **la charge d'exploitation transmise de la terrasse inaccessible**

$$P_Q = 1 (2.56 + 1.85 + 2.097 + 2.91) + 0.3 (2.115 + 1.525 + 1.21 + 1.375)$$

$$P_Q = 11.28 \text{ KN}$$

- **poids des poteaux**

$$\text{RDC et 1}^{\text{ère}} \text{ étage} : 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.49 \text{ kN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ et } 3^{\text{ème}} : 25 \times 0.45 \times 0.4 \times 3.06 = 13.77 \text{ kN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ et } 5^{\text{ème}} : 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ kN}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ et } 7^{\text{ème}} : 25 \times 0.4 \times 0.35 \times 3.06 = 10.71 \text{ kN}$$

$$8^{\text{ème}} \text{ et } 9^{\text{ème}} : 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37 \text{ kN}$$

$$10^{\text{ème}} : 25 \times 0.35 \times 0.30 \times 3.06 = 8.03 \text{ kN}$$

II.9. Descente de charges

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P_1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.7. Descente de charge de poteau I.

niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N0	Plancher terrasse	73.45	
	Poutres	16.73	11.29
	Poteau	8.03	
		98.21	11.29
N1	Venant de N ₁	98.21	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	29.59
	Poteaux	8.03	
	Mur double cloison	8.86	
	185.49	29.59	
N2	Venant de N ₂	185.49	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	46.08
	Poteaux	9.37	
	Mur double cloison	8.86	
	274.11	46.08	
N3	Venant de N ₃	274.11	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	60.73
	Poteaux	9.37	
	Mur double cloison	8.86	
	362.73	60.73	
N4	Venant de N ₄	362.73	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	73.54
	Poteaux	10.71	
	Mur double cloison	8.86	
	452.69	73.54	
N5	Venant de N ₅	452.69	

	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	84.53
	Poteaux	10.71	
	Mur double cloison	8.86	
		542.65	84.53
N6	Venant de N ₆	542.65	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	93.69
	Poteaux	12.24	
	Mur double cloison	8.86	
		634.14	93.69
N7	Venant de N ₇	634.14	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	102.81
	Poteaux	12.24	
	Mur double cloison	8.86	
		725.63	102.81
N8	Venant de N ₈	725.63	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	112.02
	Poteaux	13.77	
	Mur double cloison	8.86	
		818.65	121.16
N9	Venant de N ₉	818.65	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	121.16
	Poteaux	13.77	
	Mur double cloison	8.86	
		911.67	112.16
N10	Venant de N ₁₀	911.67	
	Plancher étage courant	53.66	
	Poutres	16.73	130.32
	Poteaux	15.49	
	Mur double cloison	8.86	
		1006.41	130.32

II.9.1. Vérification du poteau :

Le poteau P₁ est le plus défavorable.

Vérification à la compression simple :

$$G = 1006.41 \text{ kN et } Q = 130.32 \text{ kN}$$

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

$$N_u^* = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1006.41 + 1.5 \times 130.32)$$

$$N_u^* = 1709.54 \text{ kN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ Tel que : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} = 0.122 \text{ m}^2 \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

III.9.2. Vérification au flambement :

D'après le **CBA 93 (art B.8.4.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{r\text{calc}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{calc}}$

Exemple de calcul

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_0 = h_{\text{pot}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times 2.66 = 1.862 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.00341 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.00341}{0.2025}} = 0.129 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.862}{0.129} = 14.43$$

$$0 < \lambda < 50 :$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.43}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$A_s = 0.01 B_r$$

$$B_r = (45-2) \times (45-2) = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq \frac{1.73795}{0.81 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.097 \text{ m}^2$$

Donc la condition est vérifiée

II.9.3. Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées.
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.10. Pré dimensionnement d'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Il est assimilé à une console encadrée au dernier plancher, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre, qui donne un effort normal et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

Dans notre projet on a l'acrotère qui a les dimensions suivantes :

Surface de l'acrotère :

$$S = 0.70 \times 0.15 + 0.07 \times 0.10 + \frac{0.03 \times 0.10}{2}$$

$$S = 0.1135 \text{ m}^2$$

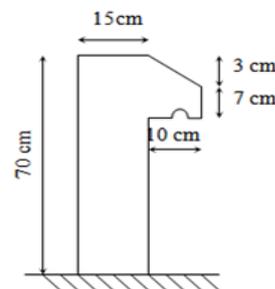


Figure II.71. Schéma de l'acrotère

Tableau II.8. 2 Les charges de l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0.70	0.378	2.84	1	3.218

Chapitre III

III.1.Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.2.Calcul des planchers

III.2.1.Plancher à corps creux

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la n'est pas très importante (généralement $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) tel que le bâtiment d'habitation charge d'exploitation, bureau, ...).

Il est constitué de :

- | | |
|---|---|
| { | Corps creux → élément de remplissage. |
| | Poutrelles (nervures) → élément principal. |
| | Dalle de compression → rôle : répartition des charges (dalle mince (4 - 6) cm). |

III.2.1.1.Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple.

Les méthodes de calcul

a. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles. Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :
- b) $Q \leq \min (2 G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- c) Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0.8 et 1.25 $\Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

- d) Fissuration peu nuisible (F.P.N).
 e) Le moment d'inertie I de la poutrelle est constant sur toutes les travées.
- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (**annexe E1 du BAEL**).
 - Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (**annexe E2 du BAEL**).
 - Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (**annexe E2 du BAEL**), c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de $2/3$ uniquement pour le calcul des moments en appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

a.1. Valeurs des moments

On appelle :

M_a : moment maximale sur un appui donné.

M_t : moment maximale en travée.

M_0 : moment maximale isostatique.

α : degré de surcharge.

a.2. Moments aux appuis :

$$M_a = \begin{cases} -0.6 M_0 : \text{pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées.} \\ -0.5 M_0 : \text{pour les premiers appuis intermédiaires (appui voisin de rive) d'une poutrelle à plus de deux travées.} \\ -0.4 M_0 : \text{pour tous les appuis centraux (autres que les appuis voisins de rive), pour les Poutres ou les poutrelles à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Au niveau de l'appui de rive le moment est nulle ce pendant le **BAEL** exige de mettre au niveau de ces appuis des aciers de fissuration équilibrant un moment $= -0.15 M_0$ ($M_a^{\text{rive}} = -0.15 M_0$), avec M_0 est moment isostatique maximale entre les deux travées de rive.

a.3. Moments en travées :

M_t est calculée à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

- **Première condition :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0$$

N.B : M_g et M_d sont pris avec valeurs absolues.

- **Deuxième condition :**

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \alpha = \frac{q}{G+q}$$

a.4. Valeurs des efforts tranchants :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis

L'effort tranchant hyperstatique (V) égale à l'effort tranchant isostatique (V₀), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique V₀ est majoré de :

$$\begin{cases} 15\% \text{ pour poutre à deux travées.} \\ 10\% \text{ pour poutre à plus de travées.} \end{cases}$$

b. méthode de Caquot :

Elle s'applique pour les planchers à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a légèrement modifiée pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armé.

b.1. Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_i = -\frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} & \dots \text{ sous charge répartie.} \\ M_i = -\frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} & \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{cases}$$

l'_G et l'_D : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_G et q_D : charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

p_G et p_D : charges concentrées à gauche et à droite respectivement.

Avec :

$$\begin{cases} l' = 0.8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

a_{G,D} : c'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

b.2. Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \longrightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

b.3.L'effort tranchant :

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i}; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

c. Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre $(G' = \frac{2}{3}G)$.

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge total G et non pas G' .

c.1.Les charges et surcharges revenants aux poutrelles :

Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

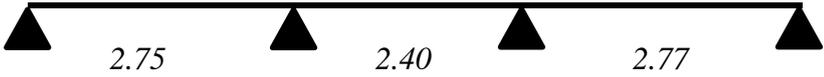
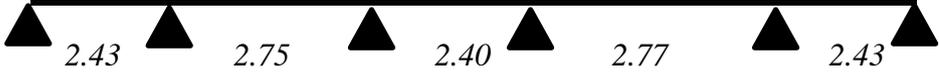
A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Avec : $l_0 = 0.65 m$

III.2.1.2.Les différents types de poutrelles

Tableau III. 1. Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Pour tous les niveaux	T ₁ 
	T ₂ 
	T ₃ 

III.2.1.3.Calcul des efforts interne

III.2.1.4.Exemple de calcul étage courant

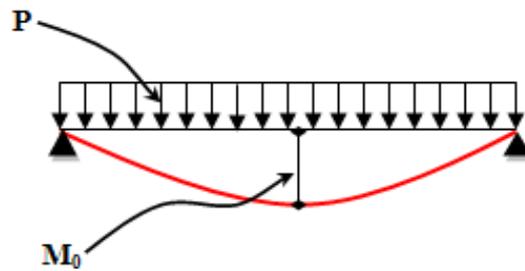


Figure III.1 Moment d'une poutrelle isostatique

Calcul d'une poutrelle de Type T1 (poutrelle isostatique)

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65$$

$$P_s = (5.79 + 1.5) \times 0.65$$

$$\begin{cases} p_u = 6.54 \text{ KN/m} \\ p_s = 4.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée à l'ELU

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_0 = 4.83 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis à l'ELU

$$M_A = M_B = -0.15 M_0 = -0.15 \times 4.83 = -0.72 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant

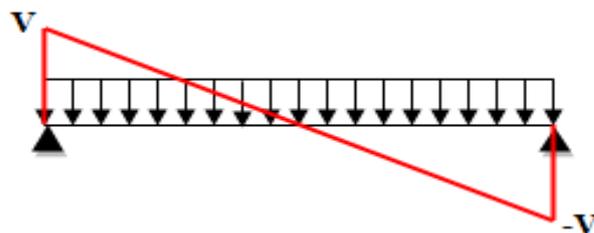


Figure III. 1. Effort tranchant d'une poutrelle isostatique.

$$V = \frac{ql}{2} = \begin{cases} v = 7.95 \text{ KN} \\ v = -7.95 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment en travée à l'ELS

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_0 = 3.50 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appui à l'ELS

$$M_A = M_B = -0.15 M_0 = -0.15 \times 3.50 = -0.53 \text{ KN.m}$$

III.2.1.5.Exemple de calcul terrasse inaccessible

➤ Moment en travée a l'ELU

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_0 = 5.77 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appui à l'ELU

$$M_A = M_B = -0.15 M_0 = -0.15 \times 5.77 = -0.87 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchent

$$V = \frac{ql}{2} = \begin{cases} v = 9.5 \text{ KN} \\ v = -9.5 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment en travée à l'ELS

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_0 = 4.22 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appui à l'ELS

$$M_A = M_B = -0.15 M_0 = -0.15 \times 4.22 = -0.63 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des efforts interne dans les poutrelles isostatiques.

Etages	Chargement (KN)		Moment aux appuis (KN.m)				Moment aux travées (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
	P _u	P _s	M _a ^u	M _b ^u	M _a ^s	M _b ^s	M _t ^s	M _t ^s	V _a	V _b
Etage courant	6,54	4,74	-0,72	-0,72	-0,53	-0,53	4,83	3,50	7,95	-7,95
Terrasse inaccessible	7,82	5,72	-0,87	-0,87	-0,63	-0,63	5,77	4,22	9,50	-9,50

III.2.1.6.Calcul d'une Poutrelle type T2 étage courant (poutrelle à 3 travées) :

$$\begin{cases} G = 5.79 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(11,58; 5) \dots\dots\dots$ vérifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.75}{2.4} = 1.14 \in [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$ vérifiée

- 3) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.4}{2.77} = 0.866 \in [0.8 \div 1.25]$ vérifiée
- 4) I= est constant sur toute la poutrelle..... vérifiée
- 5) Fissuration peut nuisible. vérifiée

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la M.F est applicable.

➤ **Calcul des charges :**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \\ P_s = (5.79 + 1.5) \times 0.65 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_u = 6.54 \text{ KN/m} \\ P_s = 4.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_{CD}^u = 6.27 \text{ KN.M} \\ M_{CD}^s = 4.55 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_A^u = M_D^u = -0.15 \times 6.27 = -0.94 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_D^s = -0.15 \times 4.55 = -0.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui B :**

$$M_B = -0.5M_0 \begin{cases} M_B^u = -3.14 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -2.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui C :**

$$M_C = -0.5M_0 \begin{cases} M_C^u = -3.14 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -2.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

Travée AB :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.79 + 1.5} = 0.206$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0617 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2617 \end{cases}$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.0617) M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.0617 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.0617 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$$

$$\begin{cases} M_{tU}^{AB} = 4.99 \text{ KN.m} \\ M_{tS}^{AB} = 3.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 3.89 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 2.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 4.99 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 3.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.0617) M_0^{BC} \dots\dots\dots(1)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 1.86 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 1.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 2.50 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 2.50 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.0617) M_0^{CD} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{CD} \geq 1.0617 M_0^{CD} - \frac{M_C}{2}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 5.09 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 3.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 3.96 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 2.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 5.09 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 3.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$V_A = \frac{ql}{2} = 8.99 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{ql}{2} = -9.89 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \frac{ql}{2} = 8.63 \text{ KN}$$

$$V_C' = -1.1 \frac{ql}{2} = -8.63 \text{ KN}$$

$$V_C = 1.1 \frac{ql}{2} = 9.96 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{ql}{2} = -9.05 \text{ KN}$$

III.2.1.7. Calcul d'une Poutrelle type T2 terrasse inaccessible (poutrelle à 3 travées) :

$$\begin{cases} G = 7.80 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 7.80 + 1 \times 1.5) \times 0.65$$

$$P_s = (7.80 + 1) \times 0.65$$

$$\begin{cases} p_u = 7.82 \text{ KN/m} \\ p_s = 5.72 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_{0CD} = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_{CD}^u = 7.5 \text{ KN.M} \\ M_{CD}^s = 5.49 \text{ KN.M} \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis (appuis de rive)**

$$\begin{cases} M_A^u = M_D^u = -0.15 \times 7.50 = -1.13 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_D^s = -0.15 \times 5.07 = -0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appui B :**

$$M_B = M_C = -0.5M_0 \begin{cases} M_B^u = M_C^u = -3.92 \text{ KN.m} \\ M_B^s = M_C^s = -2.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

Travée AB :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{7.8 + 1} = 0.1136$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0341 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.234 \end{cases}$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.0341) M_0^{AB} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq 1.0617 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq 1.0341 M_0^{AB} - \frac{M_B}{2}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 5.68 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 4.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 4.56 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 3.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 5.68 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 4.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.0341) M_0^{BC} \dots\dots\dots(1)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 1.90 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 1.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 2.99 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 2.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend (2) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 2.99 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 2.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{M_C}{2} \geq \max(1.05; 1.0314) M_0^{CD} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^{CD} \geq 1.0314 M_0^{CD} - \frac{M_C}{2}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{CD} = 5.78 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{CD} = 4.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 4.63 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 3.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend (1) :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 5.78 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 4.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$V_A = \frac{ql}{2} = 10.75 \text{ KN}$$

$$V_B' = -1.1 \frac{ql}{2} = -11.82 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \frac{ql}{2} = 10.32 \text{ KN}$$

$$V_C' = -1.1 \frac{ql}{2} = -10.32 \text{ KN}$$

$$V_C = 1.1 \frac{ql}{2} = 11.92 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{ql}{2} = -10.83 \text{ KN}$$

III.3.Exemple de Calcul du ferrailage des poutrelles :

III.3.1.Ferrailage longitudinal :

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$f_t = 2.1 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

Les sollicitations de RDC :

$$ELU \begin{cases} M_t = 5.78 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -3.92 \text{ KN.m} \\ M_a^{riv} = -1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 11.92 \text{ KN}$$

III.3.2.Ferrailage en travée :

$$M_{Tu} = f_{bu} h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} \geq M_{Tmax} \Rightarrow$ la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.00578}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0193 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

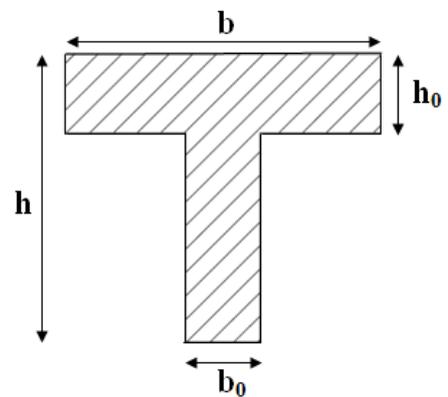


Figure III.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.668 \\ \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391 \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0193)})$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.00243)) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{0.00578}{348 \times 0.178} = 0.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.87 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_l^{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_t = 0.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III.3.3.Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui le moment est négatif donc le calcul sera pour une section rectangulaire $b_0 \times h$:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.92 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.085 < 0.186 \text{ pivot A}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.085)}) = 0.0975$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.1111)) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{3.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.173} = 0.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a = 0.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1 \text{ HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

III.3.4.Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.13 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0245 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0245)}) = 0.031$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.031)) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{1.13 \times 10^{-3}}{348 \times 0.178} = 0.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.17 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{min} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{min} = 0.22 \text{ cm}^2 > A_a = 0.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}10 = 0.5 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit :

Tableau III.3. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles aux différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Pivot	A_{choisi}
Tous les niveau	Travée	5.78	0.019	0.0024	0.178	0.87	1.41	A	3HA10 =2.36
	Appui inter	-3.92	0.085	0.111	0.173	0.57	0.22	A	1HA10 =0.79
	Appui de rive	-1.13	0.0245	0.031	0.178	0.17	0.22	A	1HA10 =0.79

Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

$$v^{\max} = 11.92 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{11.92 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.662 \text{ MPa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.662 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.3.5.Ferrailage transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_t^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 5.71 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2\varphi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

III.3.6.L'espace BAEL A.5.1 ,22

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$a = 90^\circ$ (Armatures droites).

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(0.662 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 9.6 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

III.3.7.Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{11.92 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2 > 0.32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.8Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left(11.92 - \frac{3.92}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -0.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -0.35 \text{ cm}^2$$

V_u est négligeable devant M_u .

Vérification de la bielle :

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d = 0.162$$

$$v_u = 0.267 \times 0.1 \times 0.162 \times 25$$

$$v_u = 11.92 \leq 0.108 \text{ MN} = 108 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{11.92 \left(\frac{0.65 - 0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.778 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.Vérification à l'ELS :

➤ Les vérifications à faire sont :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation.

III.4.1. Etat limite d'ouverture des fissures :➤ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée on a : $M_t^{max} = 4.23 \text{ KN.m}$

➤ **position de l'axe neutre H :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 0.24 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe dans la nervure passe par la table de compression Donc section $b \times h$

Calcul de y :

$$y : \frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc} (y - d') - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$32.5y^2 + 70.8y - 708 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.70 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 7637.77 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.23 \times 10^{-3}}{7.63777 \times 10^{-5}} 0.037 = 2.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$M_{ser}^{max} = -2.86 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de I et y :**

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 1.88457 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.86 \times 10^{-3}}{1.88457 \times 10^{-5}} 0.0545 = 8.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau III.4. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte σ ≤ σ̄ (MPa)	observation
Tous les niveaux	travée	4.23	2.36	3.7	7637.77	1.91 < 15	Vérifiée
	appui	2.86	0.79	5.45	1884.57	7.33 < 15	Vérifiée

III.4.2. Etat limite de déformation (déformations des poutres)

L'article (**BAEL B.6.5, 1**) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} h \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right]l \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Avec:

- h = hauteur totale du plancher fini (m) ;
- L= portée de la poutre considérée (m) ;
- M_t= moment maximum en travée (≤ M₀ en cas de continuité) ;
- M₀ = moment isostatique de la travée ;
- A_s = acier longitudinal (cm²) ;
- b₀ = largeur de la nervure (m) ;
- d= largeur utile du plancher fini (m) ;
- f_e = limite élastique des aciers en MPa.

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches est indispensable.

Dans notre cas on a :

M_t = 5.41 KN.m M₀ = 6.93 KN.m ; L = 2.77m ; h = 0.20 m.

$$h = 0.20 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = 0.38 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure ou égale à 5 m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \left(\frac{277}{500}\right) = 0.554 \text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

III.4.3. Evaluation des moments en travée :

G_g = poids total;

G_j = poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 5.79 \text{ KN/m}^2$$

$$G_j = G_g - G_{\text{revêtement}} = 5.79 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.27) = 4.36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{g\text{ser}} = 0.65 \times G_g = 2.83 \text{ KN/m}$$

$$q_{j\text{ser}} = 0.65 \times G_j = 2.795 \text{ KN/m}$$

$$q_{p\text{ser}} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (5.79+1.5) = 4.74 \text{ KN/m}$$

$$M_{j\text{ser}} = 2.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{g\text{ser}} = 2.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{p\text{ser}} = 4.55 \text{ KN.m}$$

III.4.4. Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0) de la section homogène

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15(A + A')}$$

$$y_G = \frac{\frac{10(20)^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{(4)^2}{2} + 15(2.36 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15(2.36)} \Rightarrow y_G = 6.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65 (6.76)^3}{3} + 10 \frac{(20 - 6.76)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.76 - 4)^3}{3} + 15[2.36 \times (18 - 6.76)^2]$$

$$I_0 = 18516.54 \text{ cm}^4$$

III.4.5. Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{j\text{ser}} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.68 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.037)}{7637.77 \times 10^{-8}} = 75.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{g\text{ser}} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.71 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.037)}{7637.77 \times 10^{-8}} = 76.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.55 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.037)}{7637.77 \times 10^{-8}} = 127.78 \text{ MPa}$$

III.4.6. Inertie fictive (I_f)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) 0.0131} = 3.25 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 3.25 = 1.3 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 75.27 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.39$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 76.11 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 127.78 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.58$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.25 \times 0.39} \Rightarrow I_{fji} = 8982.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.25 \times 0.40} \Rightarrow I_{fgi} = 8855.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 3.25 \times 0.58} \Rightarrow I_{fpi} = 7060.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18516.54}{1 + 1.3 \times 0.40} \Rightarrow I_{fgv} = 13400.13 \text{ cm}^4$$

III.4.7. Calcul des flèches :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

= 10818.86 MPa ... Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86$$

= 32456.58 MPa ... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{2.68 \times 10^{-3} \times (2.77)^2}{10 \times 32456.58 \times 8982.67 \times 10^{-8}} = 0.00071 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{2.71 \times 10^{-3} \times (2.77)^2}{10 \times 32456.58 \times 8855.74 \times 10^{-8}} = 0.00072 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{4.55 \times 10^{-3} \times (2.77)^2}{10 \times 32456.58 \times 7060.03 \times 10^{-8}} = 0.0015 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{2.71 \times 10^{-3} \times 2.77^2}{10 \times 10818.86 \times 13400.13 \times 10^{-8}} = 0.0014m$$

$$\begin{aligned} \Delta_{ft} &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ &= 0.0014 - 0.00071 + 0.0015 - 0.00072 \\ &= 0.0015 m = 0.15 cm \end{aligned}$$

$\Delta_{ft} = 0.15cm < f_{adm} = 0.55 cm \dots \dots \dots$ vérifiée.

On remarque que la flèche est vérifiée

III.4.8.Schéma des ferrillages

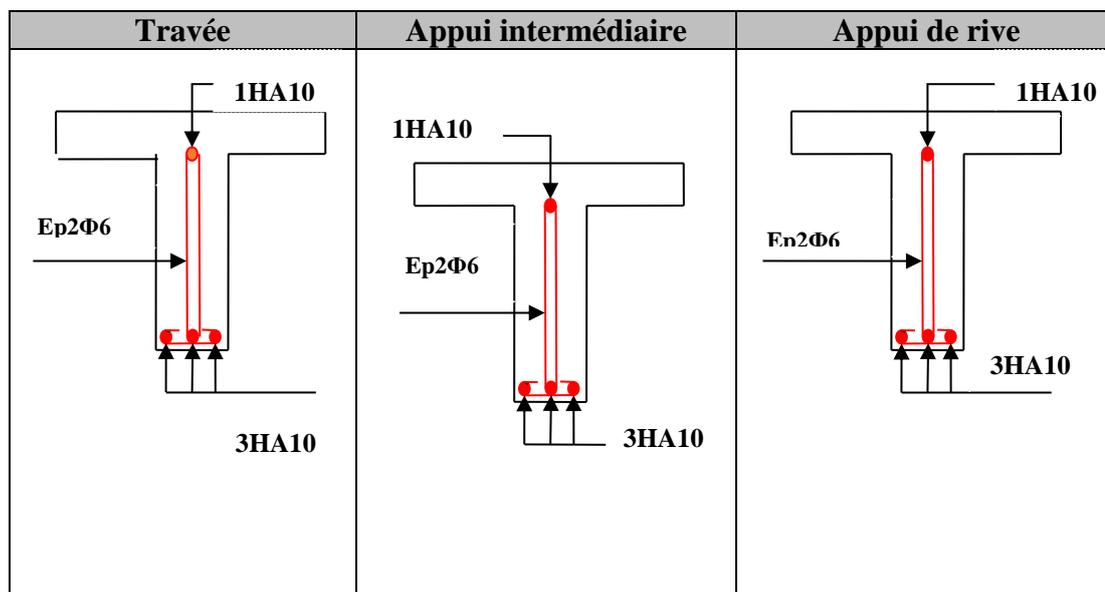


Figure III.4. Schéma de ferrillage de la poutrelle

III.5.Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrige de barre (généralement un treillis soudée (T.S)) dont Le rôle est d'éviter la fissuration de la dalle.

La section de ces aciers est donnée par le CBA (B.6.8.4.2.3), en fonction de l'entraxe des nervures.

Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 cm^2/ml$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 cm^2/ml$$

On choisit $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp}: 5\emptyset6 = 1.41cm^2/ml \rightarrow s_t = 20 cm \leq 20cm \dots \dots \dots$ vérifiée.
 $A_{//}: 4\emptyset6 = 1.13cm^2/ml \rightarrow s_t = 25 cm \leq 33 cm \dots \dots \dots$ vérifiée .

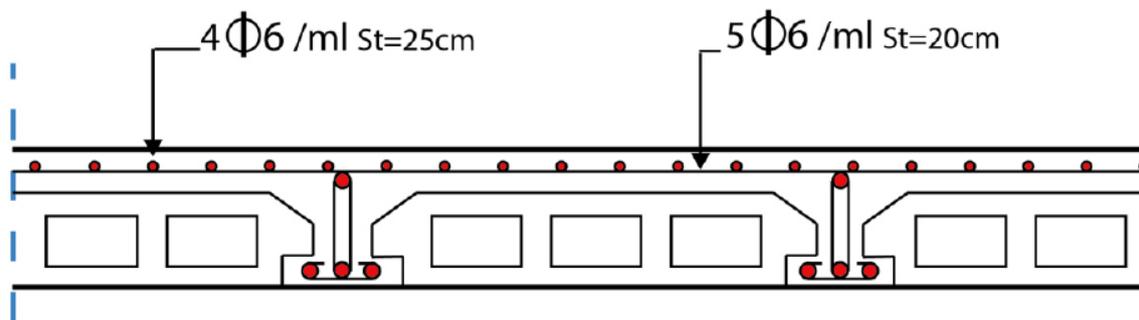


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.6. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sans avec continuité sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- ✓ Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- ✓ Q est important.
- ✓ Longueurs de travées importantes.

Dans notre projet, les dalles des balcons sont réalisées en dalle pleine avec 14 cm d'épaisseur

III.6.1. Etude des dalles sur 1 appui :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.93 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle

$$G_0 = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 17.98 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 = \frac{1.12}{3.08} = 0.36 < 0.4$$

D'après le calcul de ρ on constate que la dalle travaille suivant un seul sens (comme une console)

$$M_{\max} = \frac{-q l^2}{2} = \frac{-17.98 \times 1.12^2}{2} = -11.27 \text{ kN.m}$$

III.6.2. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a : $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.27 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.070$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.070) \times 0.12 \Rightarrow z = 0.12 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{11.27 \times 10^{-3}}{348 \times 0.12} = 2.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.6.3.Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 500.} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 400.} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0.4$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a: } A_x^t = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Donc on adopte : } A_x^t = 6\text{HA8} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les armatures de répartition :

$$A_y = (A_x/4) = (3.02/4) = 0.75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On choisit } 3\text{HA8}/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Espacement des armatures :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow s_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = q \times l$$

$$V_u = 20.14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.167 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée

III.6.4.Vérification à l'ELS :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 9.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$A_x = 3.02 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 45.3y - 543.6 = 0 \Rightarrow y = 2.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3}2.87^3 + 15 \times 3.02 \times (12 - 2.87)^2 = 4564.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

$$\sigma_{st} = 177.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 177.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.5.vérification de la flèche :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.12} = 0.125 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0025 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification la flèche n'est pas nécessaire

III.6.6. schéma de ferrailage :

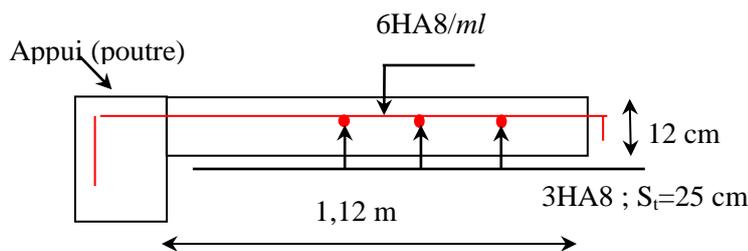


Figure.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D1

III.6.7.Etude de dalle sur deux appuis :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.93 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 10.25 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} < 0.4 = \frac{1.12}{4.5} = 0.25 < 0.4$$

D'après le calcul de ρ on constate que la dalle travaille suivant un seul sens (comme une poutre)

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.25 \times 1.12^2}{8} = 1.61 \text{ kN.m}$$

III.6.8. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a : $b = 100$ cm ; $c = 2$ cm ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ cm ; $d = 12$ cm.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0078$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.009$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.009) \times 0.12 \Rightarrow z = 0.12 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{1.61 \times 10^{-3}}{348 \times 0.12} = 0.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 500.} \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 400.} \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho < 0.4$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a: } A_x^t = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Donc on adopte : } A_x^t = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les armatures de répartition :

$$A_y = (A_x / 4) = (2.51/4) = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On choisit } 3\text{HA8}/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Espacement des armatures :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow s_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_u = 5.74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.048 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

III.6.9. Vérification à l'ELS :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 7.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$A_x = 2.51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_x \times d = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 451.8 = 0 \Rightarrow y = 2.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} 2.65^3 + 15 \times 2.51 \times (12 - 2.65)^2 = 3911.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_{st} = 41.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 41.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.10. vérification de la flèche :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.12} = 0.125 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0021 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

III.6.11. schéma de ferrailage

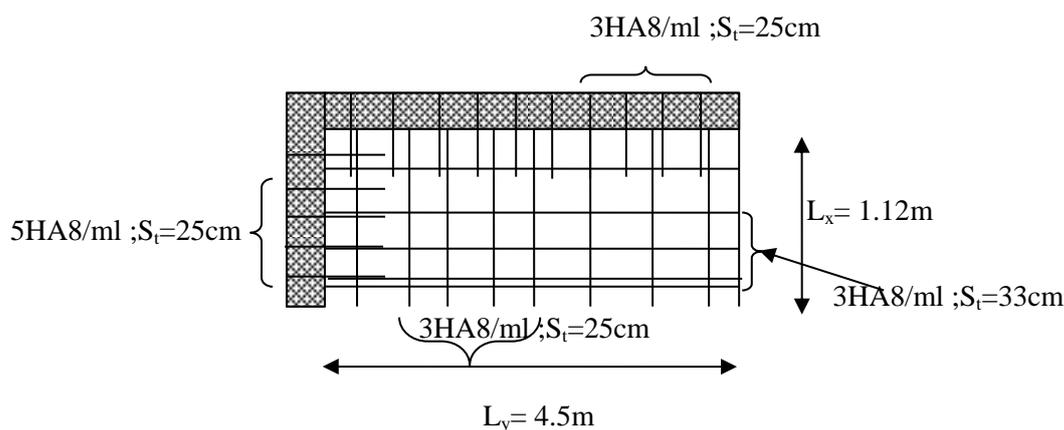


Fig. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.7. Etude des escaliers

L'étude des escaliers se fait en flexion simple, elle nous permettra de déterminer les sollicitations maximales et le ferrailage nécessaire.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, à trois volées qui est identique pour chaque niveau

Evaluation des charges permanentes des escaliers :

On a :

Poids propre de la volée : $G_v = 9.47 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de palier : $G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charges :

➤ **Sur la volée :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 16.53 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 11.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Sur le palier :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_2 = 1.35 G_p + 1.5 Q = 12.43 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 8.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Réactions d'appuis :

$$\varepsilon F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2.4 \times 16.53) + (2.78 \times 12.43)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 74.22 \text{ KN}$$

$$R_A = 39.75 \text{ kn} \quad R_B = 34.47 \text{ kn}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T(x) = -16.53x + 39.45$$

$$\begin{cases} T(0) = 39.45 \text{ KN} \\ T(1.65) = -0.222 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.25 x^2 + 39.45 x$$

Calcul de l'extremum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.5 x + 39.45 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.39 \text{ m}$$

$$M(2.39) = 47.16 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $2.4 \leq x \leq 5.18$

$$T(x) = -12.43(x - 2.4) - 39.67 + 39.45x$$

$$\begin{cases} T(2.4) = 55 \text{ KN} \\ T(3.61) = 130.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.22 (x - 2.4)^2 + 39.45 x - 39.67 (x - 1.2)$$

$$M(2.4) = 47.07 \text{ KN.m}$$

$$M(5.18) = -1.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} M^{max} = 47.16 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 130.1 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 47.16 = 35.37 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 47.16 = -23.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section ($b \times e$) = (1 × 0.2).

Tableau III.5. Tableau de ferrailage à l'ELU.

Endroit	μ_{bu}	A	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A^{choisis}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	0.076	0.098	0.17	5.97	2.17	6HA12 = 6.16	20
En appuis	0.051	0.066	0.17	3.98	2.17	4HA12 = 4.52	15

Vérifications :

➤ **A l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, v_u = 130.1 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{130.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.722 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **A l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Etat limite de compression du béton :

$$M_{max}^{ser} = 34.53 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 34.53 = 25.90 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 34.53 = -17.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.6. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	25.90	5.39	23585.59	5.91 < 15	Vérifiée
Appui	17.27	4.69	18054.10	4.48 < 15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

1). $\frac{h}{l} = \frac{0.2}{5.18} = 0.039 > \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) = 0.0375 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

2). $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 18} = 3.4 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5.10^{-3} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Comme les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile

Vérification des armatures de répartitions :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 4HA8/ml = $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$s_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 5HA6/ml = $1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$s_t = 20 \text{ cm}$

Vérification des espacements :

Travée : $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Appuis : $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition : $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Schéma de ferrailage**

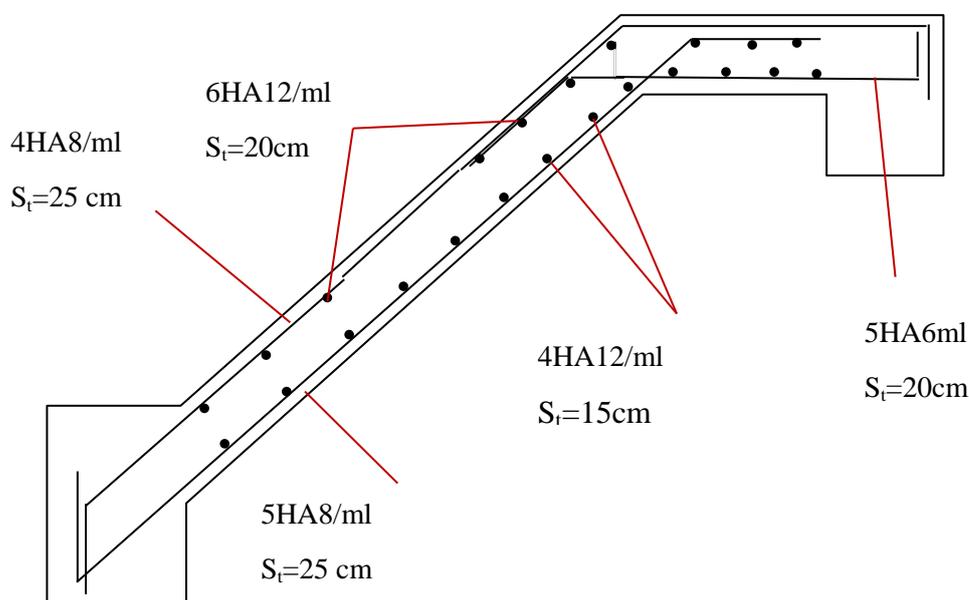


Figure III.8. : Schémas de ferrailage des volées

III.8. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion

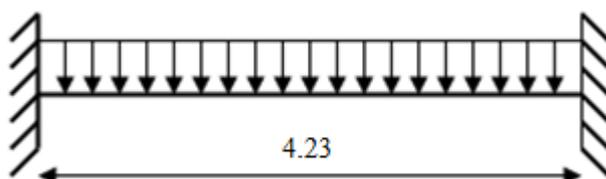


Figure III.9. Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

On a: $L_{\max} = 4.23 \text{ m} = 423 \text{ cm}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{423}{15} \leq h \leq \frac{423}{10} \Rightarrow 28.2 \leq h \leq 42.3$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Calcul de la poutre palière à la flexion simple :**Sollicitations de la poutre palière :**

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.40) \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

$$g_m = G_{\text{cloison}} \times H_{\text{mur}} = 1 \times 2.66 = 2.66 \text{ KN/m}$$

Avec :

H_{mur} : la hauteur du mur.

g_0 : poids propre de la poutre palière.

g_m : poids du mur sur la poutre.

G_{cloison} : poid surfacique du mur.

✓ **La charge transmise par l'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } R = 34.47 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R = 24.82 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } R = 34.47 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R = 24.82 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R = 1.35 \times (3 + 2.66) + 34.47 = 42.11 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{42.11 \times (4.23)^2}{24} = 31.39 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{42.11 \times (4.23)^2}{12} = -62.79 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{42.11 \times 4.23}{2} = 89.06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 38 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III.7. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (kN.m)	μ_{bu}	A	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	31.39	0.051	0.065	0.37	2.43	1.37	Vérifiée
Appui	62.79	0.102	0.135	0.36	5.01	1.37	Vérifiée

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{89.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.78 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.19 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.19] \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_D \times \frac{1}{2} = -23.58 \times \frac{4.23}{2} = -49.87 \text{ kN.m}$$

- 49.87 kN.m



Figure III.10. 2 Les moments de torsion sur la poutre palière.

Calcul des armatures longitudinales :

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

Avec :

- U : périmètre de la section.

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

- e : épaisseur de la paroi.

- A_1 : section d'acier.

$$e = \emptyset/6 = h/6 = 6.66\text{cm}$$

$$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.077 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.13\text{m}$$

$$A_1^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{49.87 \times 10^{-3} \times 1.13 \times 1.15}{2 \times 0.077 \times 400} = 10.52 \text{ cm}^2$$

Armature transversales :

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{49.87 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.077 \times 400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement en torsion:

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tors}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{49.87 \times 10^{-3}}{2 \times 0.077 \times 0.0666} = 4.86 \text{ MPa}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

En travée :

$$A_1^{\text{tot}} = A_1^{\text{F.S}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 2.43 + \frac{10.52}{2} = 7.69 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_1^{\text{tot}} = A_1^{\text{F.S}} + \frac{A_1^{\text{tor}}}{2} = 5.01 + \frac{10.52}{2} = 10.27 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{max}} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow$$

en travée: $A_{\text{min}} \leq A_1^{\text{tot}} = 7.69 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{max}} \dots \dots$ condition vérifiée

en appui: $A_{\text{min}} \leq A_1^{\text{tot}} = 10.27 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{max}} \dots \dots$ condition vérifiée

Avec :

B : section de la poutre palière.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_1^{\text{choisis}} = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_1^{\text{choisis}} = 5\text{HA}16 + \text{HA}12 = 11.18 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 1.21 = 1.66 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA10 + 2HA8 = 2.58 cm²

Soit un cadre Ø10 + un étrier de Ø8.

Vérification au cisaillement :

On a $\begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.78 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 4.86 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.78)^2 + (4.86)^2} = 4.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 4.92 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifier}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à b = 40 cm et

$$h = 45 \text{ cm.}$$

$$\tau_u^{tot} = 2.76 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Vérification à l'ELS

Avec : $P_s = (g_0 + g_m) + R = (3 + 2.66) + 24.82 = 30.48 \text{ KN/m}$

Tableau III.8. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	22.72	13.62	111493.58	2.77	15	Vérifiée
Appui	45.44	15.25	132240.31	5.24	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.106 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00489 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

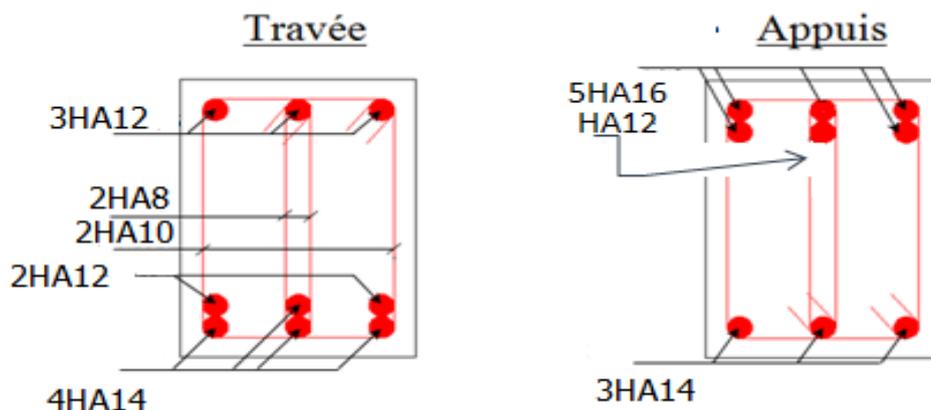


Figure.III.11. schéma de ferrailage de la poutre palière

III.9. Etude de l'ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 143cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

III.9.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

- L'épaisseur de la dalle :

On a $l_x = 1.43\text{ m}$; $l_y = 1.8\text{ m}$; $S = 2.57\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.43}{1.8} = 0.79 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{143}{45} \leq e \leq \frac{143}{40} \Rightarrow 3.18 \leq e \leq 3.58$$

$$\begin{cases} e \geq 11\text{ cm pour 2h de coupe feu} \\ e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 14\text{ cm}$$

- Evaluation des charges et surcharges :

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$

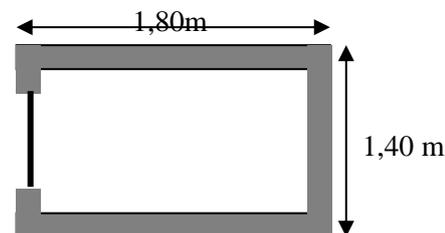


Fig. III.12. Cage d'ascenseur.

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.14 + 22 \times 0.05 = 4.6 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.57} = 56.42 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.6 + 56.42 = 61.02 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison d'action**

$$\begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 1.35G^{\text{tot}} + 1.5Q = 1.35 \times 61.02 + 1.5 \times 1 = 83.88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS} \Rightarrow q_s = 61.02 + 1 = 62.02 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\Rightarrow \rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0573 \times 83.88 \times 1.43^2 = 9.83 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.5786 \times 9.83 = 5.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.83 = 7.37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 5.69 = 4.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.83 = -4.92 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III.9. Tableau du ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'assesseur

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal} (cm^2 / ml)$	$A_{min} (cm^2 / ml)$	Choix	$s_t (cm)$
Travée	X-X	7.37	0.036	0.045	0.117	1.81	1.23	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.27	0.021	0.027	0.118	1.04	1.12	4HA8=2.01	25
Appui		-4.92	0.024	0.030	0.118	1.19	1.23	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 42.89 \text{ KN} \\ V_u^y = 21.50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{42.89 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0.357 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = 62.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.10 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 6.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.23 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -4.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.10. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
x-x	6.08	2.41	3239.42	4.52 < 15	vérifiée
y-y	4.23	2.41	3239.42	3.15 < 15	vérifiée
Appui	-4.05	2.41	3239.42	3.01 < 15	vérifiée

- **Vérification à la flèche**
- **Sens X-X**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.097 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} 0.077 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

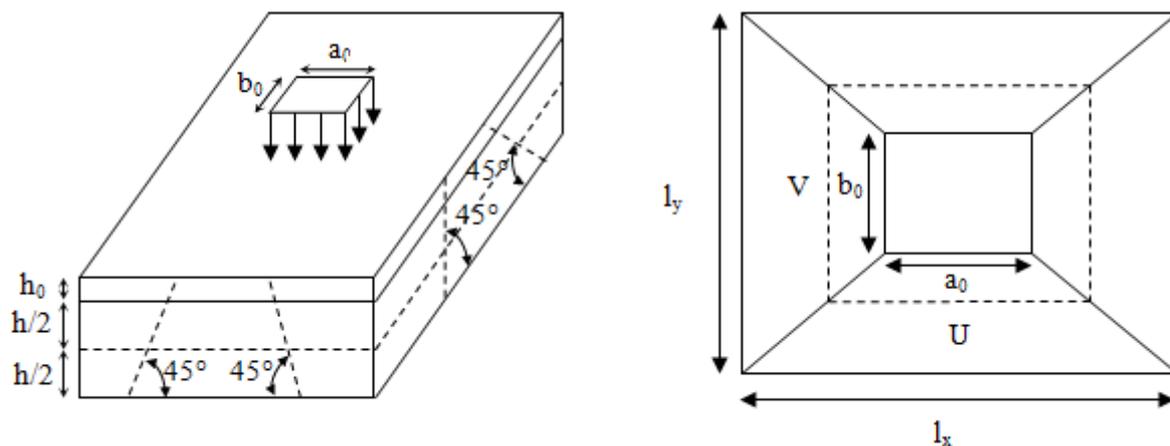


Figure III.13. Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

- **À l'ELU :**

$$\text{On a : } g = 72.5 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a selon le BAEL : } \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

Avec : $\alpha = \frac{U}{l_x}$, $\beta = \frac{V}{l_y}$

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \Rightarrow ELS \end{cases}$

$\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.70 \\ \beta = 0.56 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.072 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$

- **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.072 = 7.027 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ kN.m} \end{cases}$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$

$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ kN/m}$

$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0573 \times 8.05 \times 1.43^2 = 0.94 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5786 \times 0.94 = 0.54 \text{ kN.m} \end{cases}$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.027 + 0.94 = 7.967 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.54 + 0.54 = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Les moments corrigés :**

$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.967 = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.08 = 5.31 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.967 = -3.99 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b= 1 \text{ m}$, $d=0.12 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.11. Tableau des ferraillages de la dalle.

Endroit	Sens	M(kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	s_t (cm)
Travée	X-X	5.98	0.029	0.037	0.12	1.45	1.44	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.31	0.025	0.031	0.12	1.2	1.44	4HA8=2.01	25
Appui		-3.99	0.0007	0.0009	0.12	0.99	1.44	4HA8=2.01	25

- **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU.

h : Hauteur de la dalle

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (101.5 + 101.5) \Rightarrow U_c = 406 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ kN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 406 \times 10^{-2} \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 426.3 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{\max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 32.05 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 0.267 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

→Condition verifier

- **Calcul à l'ELS :**

- **Les moments engendres par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ kN}$.**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.067) = 6.17 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.072) = 5.88 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0573 \times 5.85 \times 1.43^2 = 0.69 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.5786 \times 0.69 = 0.40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.17 + 0.69 = 6.86 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.88 + 0.40 = 6.28 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 6.86 = 5.15 \text{ kN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.28 = 4.711 \text{ kN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 6.86 = -3.431 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.12. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
x-x	5.15	2.41	3239.42	3.83 < 15	Vérifiée
y-y	4.71	2.41	3239.42	3.50 < 15	Vérifiée
Appui	-3.43	2.41	3239.42	2.55 < 15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

- **Sens X-X :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.097 > 0.038 \\ 0.0016 < 0.005 \end{array} \right.$$

- **Sens Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.07 > 0.0375 \\ 0.0016 < 0.005 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

- **Schéma de ferrailage**

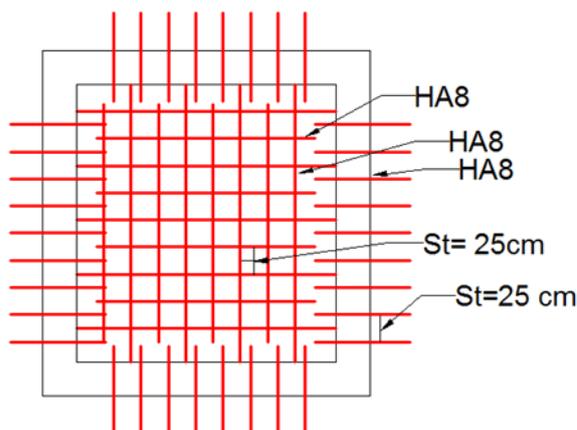


Figure III.14. Ferrailage de la dalle au-dessous

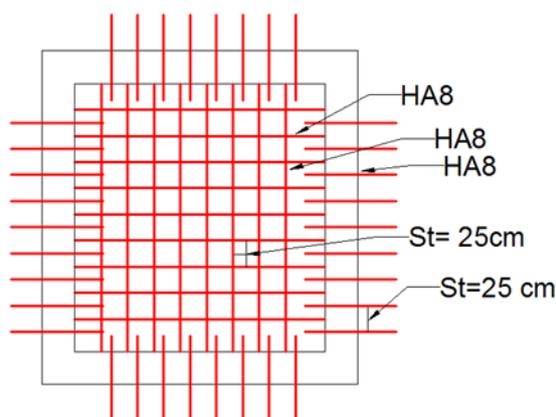


Figure III.15. Ferrailage de la dalle des Machines.

III.10. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son Poids propre(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

- Evaluation des charges
- Poids propre

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 1135 \text{ cm}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 = 2.84 \text{ KN}$$

- Poids des enduits :
- Le poids total :

$$G_2 = 0.03 \times 18 \times 0.7 \times 1 = 0.378 \text{ KN}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 2.84 + 0.378 = 3.218 \text{ KN}$$

$$Q=1 \text{ KN}$$

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{(RPA ART. 6.2.3)}$$

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.218 = 1.54 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :
- Calcul du centre de gravité :

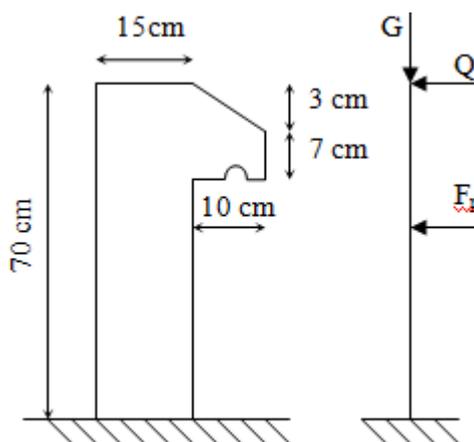


Figure III.16. Schémas statique de l'acrotère.

$$\begin{cases} S_1 = 1050 \text{ cm}^2, x_1 = 7.5 \text{ cm}, y_1 = 35 \text{ cm} \\ S_2 = 15 \text{ cm}^2, x_2 = 15 + \frac{10}{3} = 18.33 \text{ cm}, y_2 = 70 - \left(3 - \frac{3}{3}\right) = 68 \text{ cm} \\ S_3 = 70 \text{ cm}^2, x_3 = 15 + \frac{10}{2} = 20 \text{ cm}, y_3 = 70 - 3 - \frac{7}{2} = 63.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 7.5 + 15 \times 18.33 + 70 \times 20}{1050 + 15 + 70} = 8.41 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 35 + 15 \times 68 + 70 \times 63.5}{1050 + 15 + 70} = 37.19 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.218 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.54 \times 0.3719 = 0.573 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.13. Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	3.218	4.34	3.218
M (KN.m)	1.273	1.05	0.7

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.05}{4.37} = 0.24 \text{ m}; \frac{h}{6} = 0.117 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.26) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 15 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times 2}{0.15 \times 10^4} = 0.00784 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.268 \text{ m}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 4.34 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 4.34 \times 0.268 = 1.163 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$h = 0.15 \text{ m} ; d = 0.12 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.163 + 4.34 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.358 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0083$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \times (1 - 0.4 \times 0.0084) = 0.12 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.358 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348} = 3.25 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.325 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.325 \times 10^{-4} - \frac{4.34 \times 10^{-3}}{348} = 2 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.449 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A \dots \dots \dots$ *non vérifiée* On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$, On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm}$; On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

- **ELU :** $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0125 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ *vérifiée*

- **Situation accidentelle :** $V_u = F_p + Q = 1.54 + 1 = 2.54 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ *vérifiée*

- **Vérifications à l'ELS :**
- **Vérifications des contraintes**

$M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}, N_{ser} = 3.218 \text{ KN}; d = 0.12 \text{ m}$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{array} \right.$ et $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{array} \right.$

- **Position de l'axe neutre :**

$c = d - e_1$

$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.7}{3.218} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right)\right) = 0.263 \text{ m}$

$e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.263 = -0.143 \text{ m}$

On a :

$\left\{ \begin{array}{l} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{array} \right.$

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p = -3 \times (-0.143)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.143)}{1} \\ q = -2 \times (-0.143)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12+0.143)^2}{1} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p = -0.057 \text{ m}^2 \\ q = 0.0046 \text{ m}^3 \end{array} \right.$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$\left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{array} \right.$ Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{array} \right.$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

On calcul $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{array} \right.$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.0046)^2 + \frac{4 \times (-0.057)^3}{27} = -6.276 \times 10^{-6} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0.057}{3}} = 0.276 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.0046}{2 \times (-0.057)} \sqrt{\frac{-3}{-0.057}} \right) = 151.43^\circ \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{c1} = 0.276 \times \cos \left(\frac{151.43}{3} \right) = 0.176 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.276 \times \cos \left(\frac{151.43}{3} + 120 \right) = -0.272 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.276 \times \cos \left(\frac{151.43}{3} + 240 \right) = 0.097 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.176 - 0.143 = 0.033 \text{ m} \\ y_2 = -0.272 - 0.143 = -0.415 \text{ m} \\ y_3 = 0.097 - 0.143 = -0.046 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0.033 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.033)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 - 0.033)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 2.82 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.218 \times 10^{-3} \times 0.033}{2.82 \times 10^{-4}} = 0.377 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 3.218 \times 10^{-3} \times \frac{(0.12 - 0.033)}{2.82 \times 10^{-4}} = 14.89 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67; 202) = 202 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0.377 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
 $\sigma_{st} = 14.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Schémas ferrailage

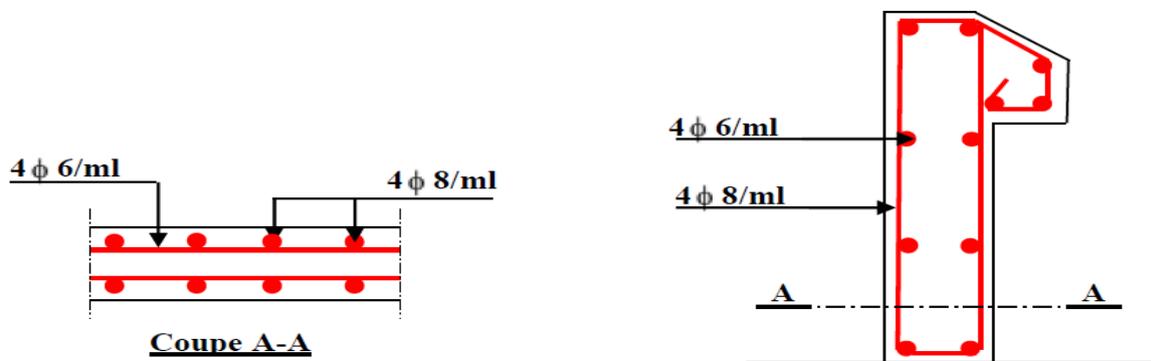


Figure III.17. Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son Intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la Nécessite de l'étude du comportement dynamique de la structure qui 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 satisfaisante pour L'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permet De simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel de calcul utilisé est ETABS2016.

IV.2.Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99(2003)** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représenté l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}	Observée
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	Oui	0	oui
2	Redondance en plan	0	oui	0	Oui
3	Régularité en plan	0.05	non	0.05	non
4	Régularité en élévation	0	oui	0	oui
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	oui	0	oui
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	oui	0	oui

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a tous les niveaux à usage d'habitation donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a le poids de la structure $w = 25777.4384$ kN

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site rocheux (S_1).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :

$$\xi = 7\%$$

Donc
$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.88 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

H = 33.66 m : hauteur total du bâtiment.

$$T = 0.050 \times (33.66)^{3/4} = 0.699\text{s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions

Bloc G :

$$\begin{cases} L_x = 19.05 \text{ m} \\ L_y = 14.85 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.794\text{s} \\ T_y = 0.786\text{s} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.699; 0.794) = 0.699 \text{ s} \\ T_y = \min(0.699; 0.786) = 0.699 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 0.799$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_x = V_y = 648.77\text{kN}$$

Bloc D

$$\begin{cases} L_x = 0.694 \text{ m} \\ L_y = 0.786 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.699; 0.694) = 0.694 \text{ s} \\ T_y = \min(0.699; 0.786) = 0.699 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 0.984 \\ D_y = 0.979 \end{cases}$$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 798.99 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 737.85 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique modale spectrale s'impose.

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 le spectre de réponse de calcul suivant :

IV.2.2. 1.Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3) :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

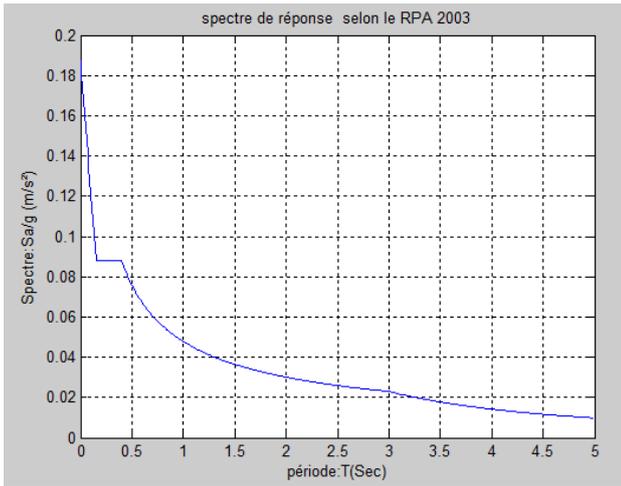


Figure IV. 1 . Spectre de réponse sens X-X.

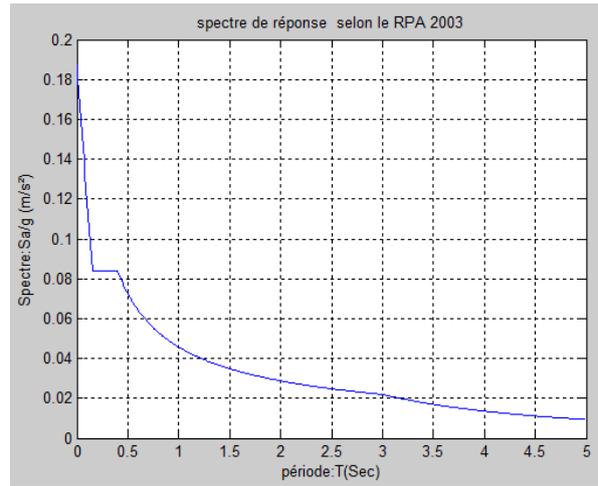


Figure IV. 2. Spectre de réponse Y-Y.

IV.2.2. 2. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l'ETABS2016

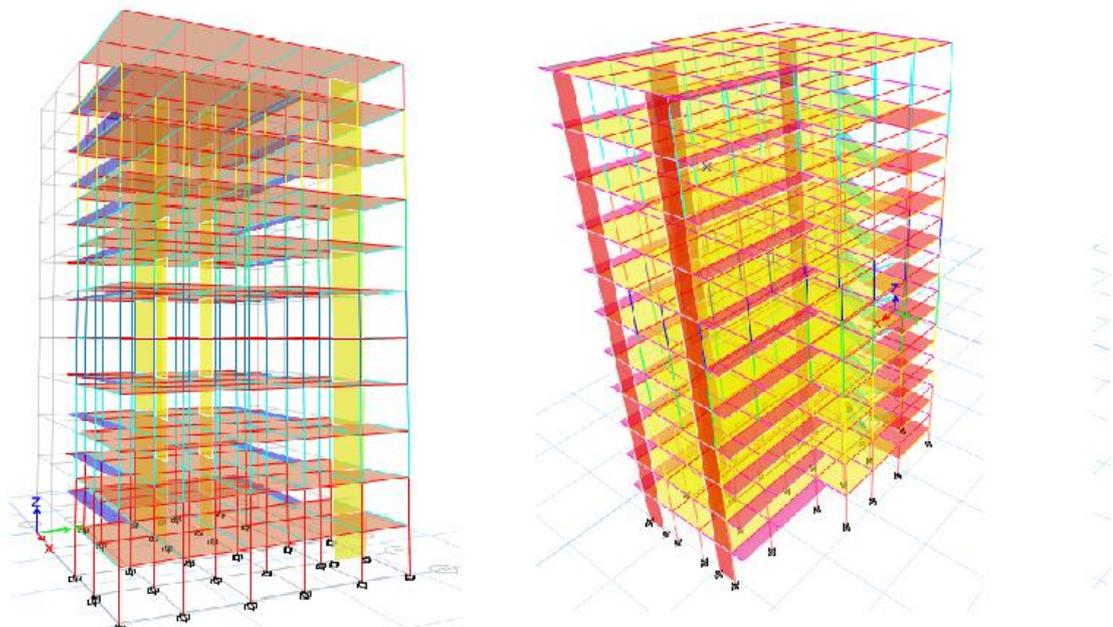


Figure IV. 3. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS2016

IV.2.2. 3. Disposition des voiles de contreventement :

Vue que notre structure n'est pas régulière en plan, une surface et des dimensions importantes; cela nous a compliqués le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayés plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction verticale. Enfin on a eu une bonne disposition

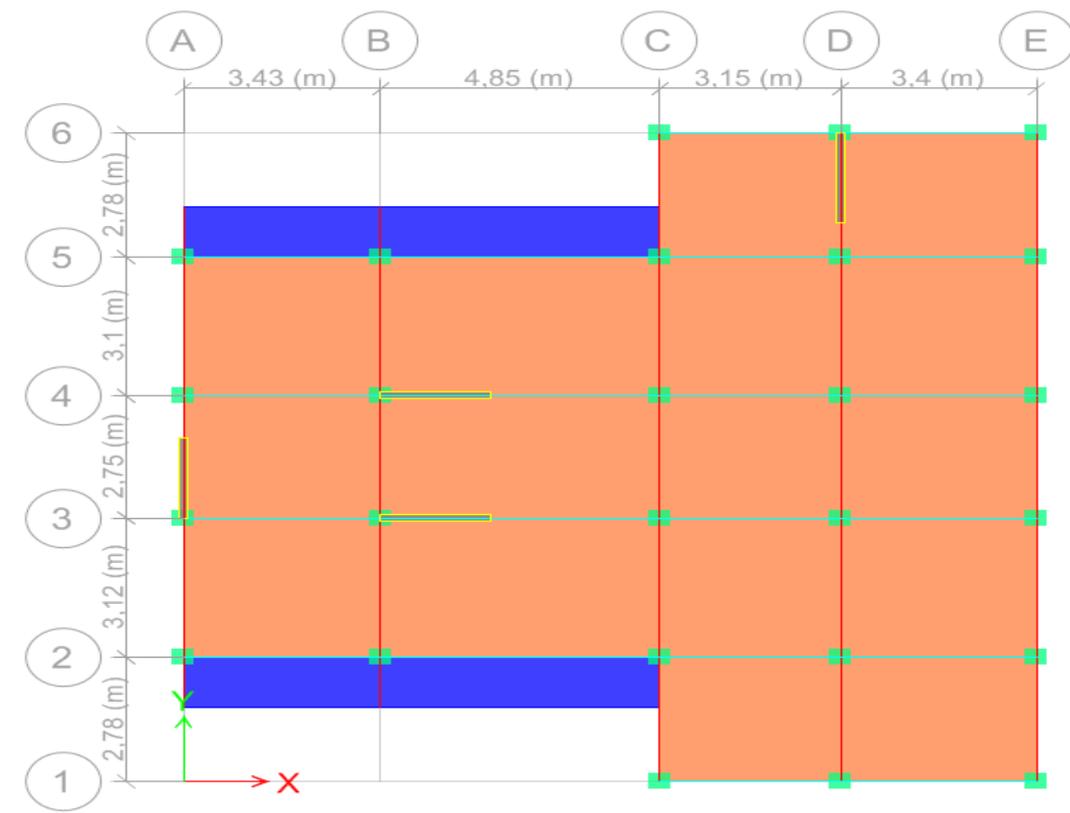


Figure IV. 4. Plans de disposition des voiles.

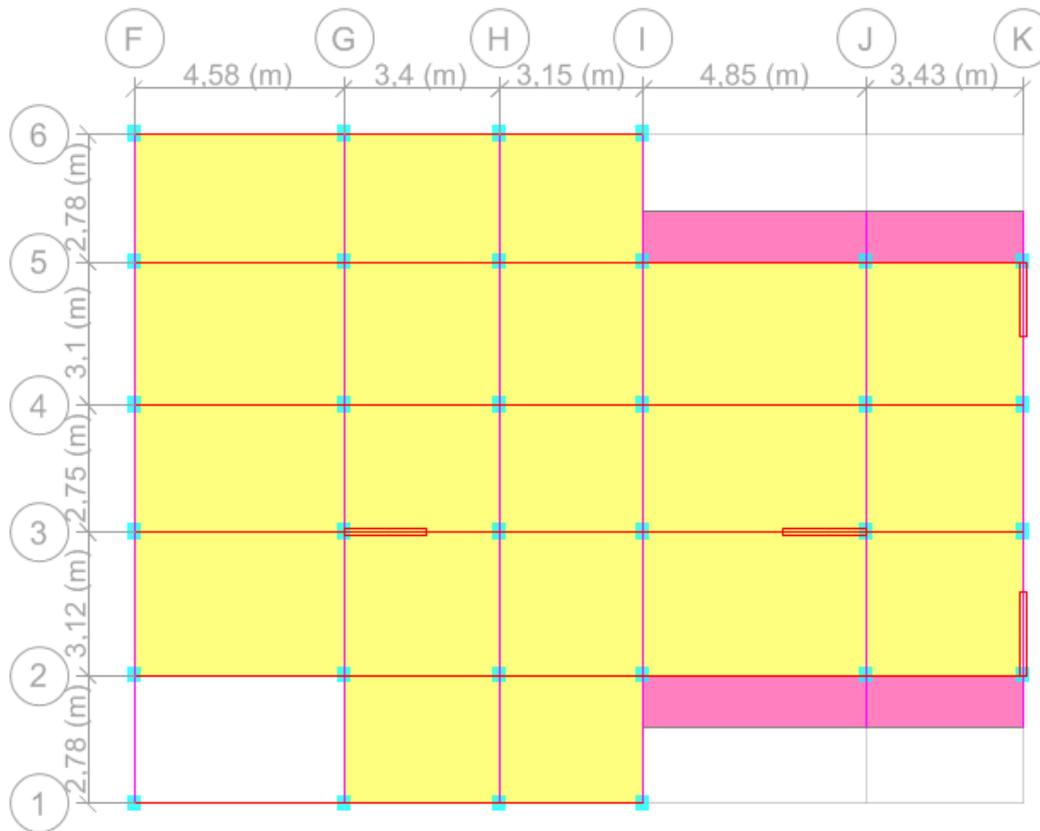


Figure IV. 5. Plans de disposition des voiles.

IV.2.2. 3. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2. Période et taux de participation massique de la structure (bloc G).

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	1,24	0,0001	0,7113
2	1,06	0,7445	0,7116
3	1,001	0,7459	0,7179
4	0,374	0,7459	0,8524
5	0,341	0,8679	0,8524
6	0,316	0,8681	0,861

7	0,187	0,8681	0,9068
8	0,178	0,9184	0,9069
9	0,161	0,9185	0,9166
10	0,116	0,9186	0,9389
11	0,11	0,9472	0,9389
12	0,099	0,9473	0,9472

➤ **Analyse des résultats :**

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 7^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS2016 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (RPA99/2003 Art 4.2.4)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.178 \text{ s} \\ T_y = 0.187 \text{ s} \end{cases}$

Tableau IV.3. Période et taux de participation massique de la structure (bloc D).

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	1,073	0,0012	0,6981
2	0,924	0,708	0,7005
3	0,823	0,7203	0,7129
4	0,335	0,7204	0,8373
5	0,304	0,8392	0,8374
6	0,265	0,8393	0,8393
7	0,188	0,8398	0,8743
8	0,164	0,8836	0,8752
9	0,135	0,8843	0,8923
10	0,127	0,8845	0,9011

11	0,103	0,9089	0,902
12	0,093	0,9096	0,9142

⇒ **Analyse des résultats :**

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 11^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 10^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS2016 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (RPA99/2003 Art 4.2.4)

Les périodes majorées de 30% ⇒ $\begin{cases} T_x = 0.103 \text{ s} \\ T_y = 0.127 \text{ s} \end{cases}$

IV.2.2. 4. Les modes de vibrations :

Selon le RPA pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

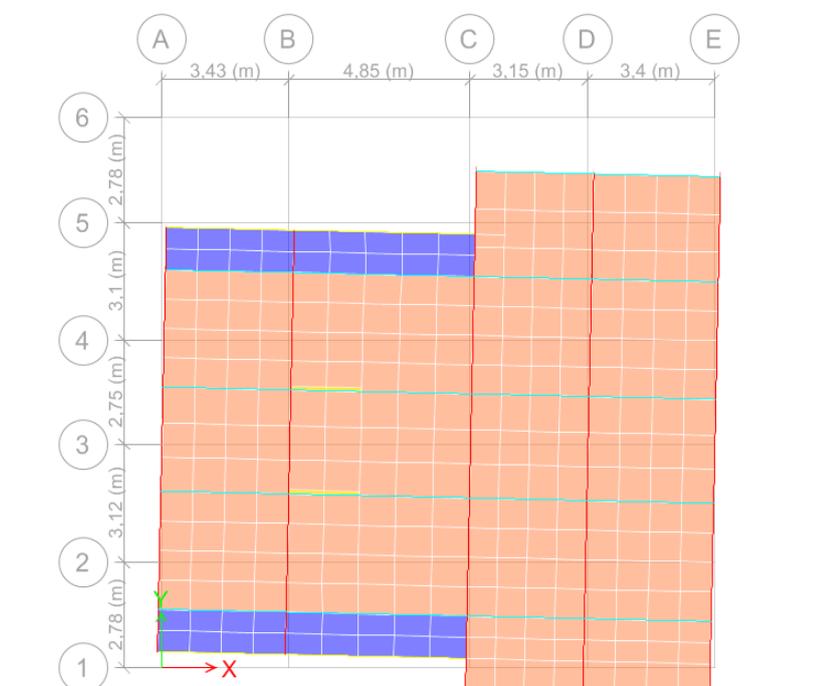


Figure IV. 6. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y) bloc G.

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

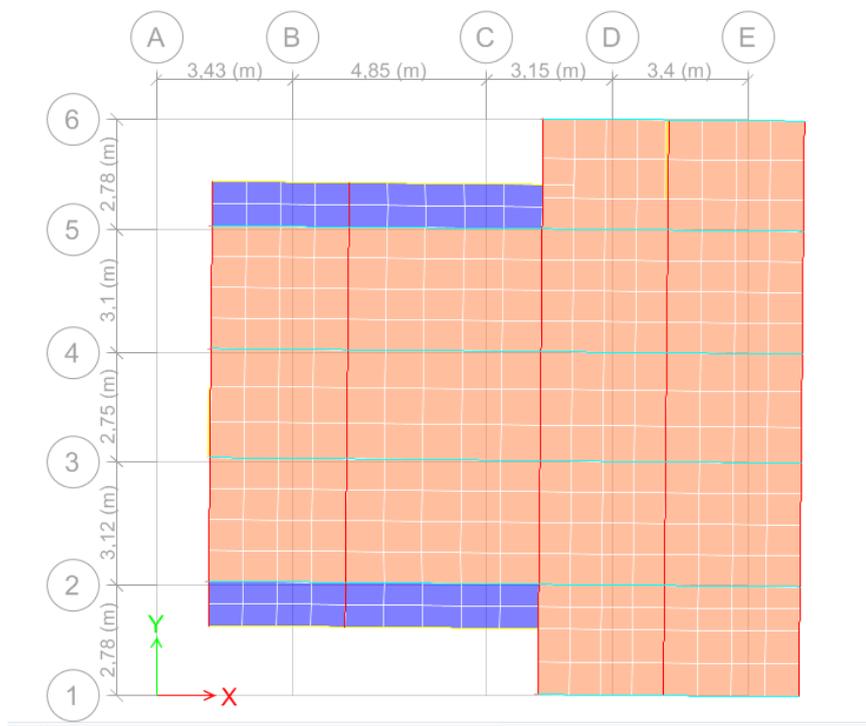


Figure IV. 7. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X) bloc G.

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

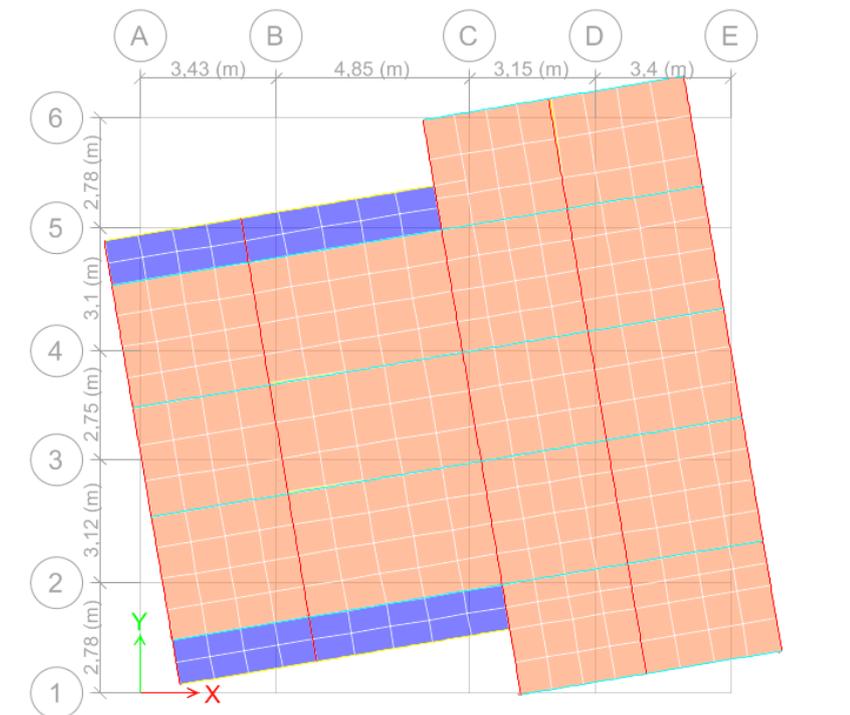


Figure IV. 8. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z) bloc G

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



Figure IV. 9. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y) bloc D

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

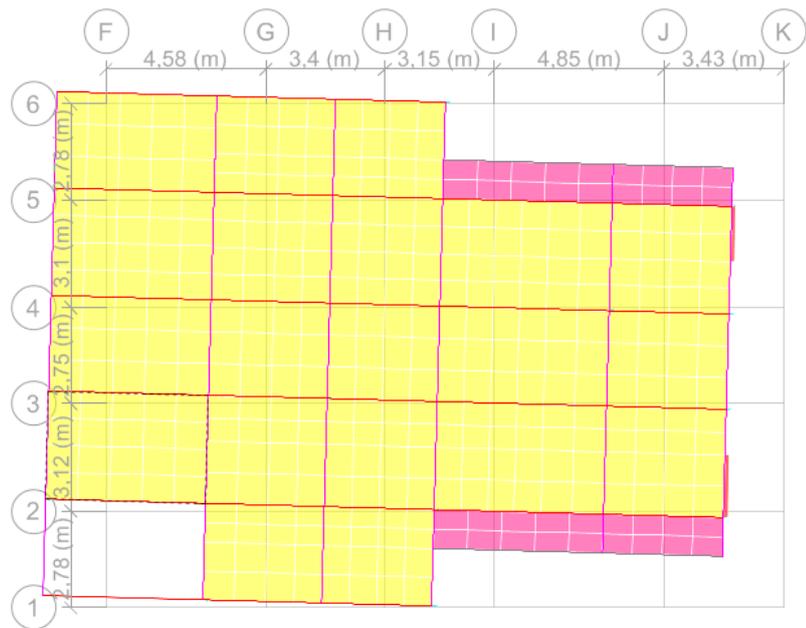


Figure IV. 10. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X) bloc D

. Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

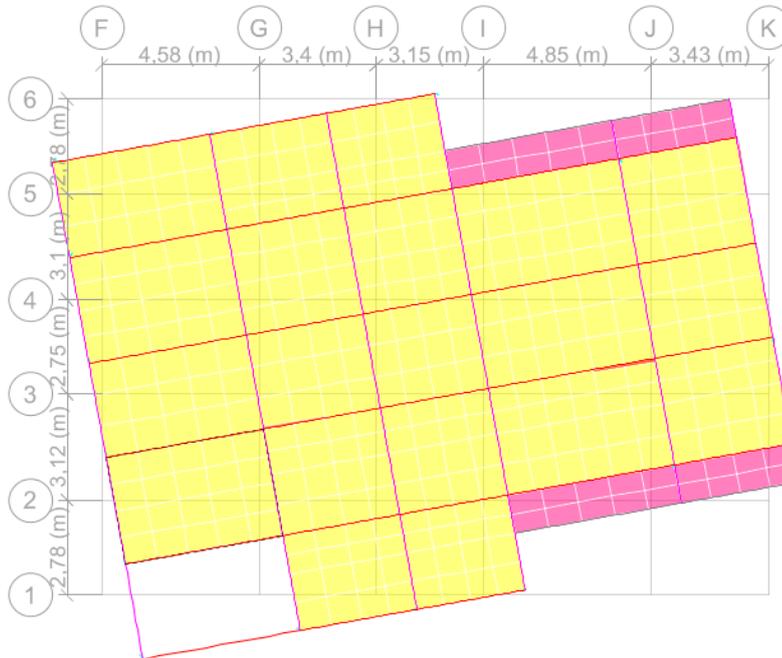


Figure IV. 11. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z) bloc D

IV.2.2. 5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8 V_{st}/V_{dyn} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base bloc G.

Sens	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	648.77	519.016	643.7544	Vérifiée
Y-Y	648.77	519.016	571.9291	Vérifiée

N.B : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

Tableau IV- 5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base bloc D.

Sens	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	798.99	639.192	679.135	Vérifiée
Y-Y	737.85	590.28	767.537	Vérifiée

N.B : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

➤ **Justification de l'interaction (voiles-portiques) :**

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. **(RPA99/2003 Art 3.4.a)**

• **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6. Interactions sous charge vertical Bloc G

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles
RDC	19841,2375	3803,1938	83,9150549	16,0849451
1	17957,3765	3493,165	83,7152596	16,2847404
2	15982,7686	3273,8831	82,9986897	17,0013103
3	14140,3795	2964,5474	82,6684591	17,3315409
4	12250,7531	2702,449	81,927289	18,072711
5	10480,5327	2357,7246	81,6351663	18,3648337
6	8671,3446	2051,9679	80,8644213	19,1355787
7	6968,2476	1677,3126	80,599145	19,400855
8	5251,7352	1316,0727	79,9617662	20,0382338
9	3623,0075	898,8557	80,1220059	19,8779941
10	1987,0527	488,8656	80,2551805	19,7448195

Tableau IV.7. Interactions sous charge vertical bloc D.

Niveau	Charges verticales (kN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles
RDC	24433,9461	3923.2612	86.1648534	13.8351466
1	23122.9101	3623.3158	86.4529829	13.5470171
2	20575,6112	3433.2514	85.7000664	14.2999336
3	18206.3195	3110.2673	85.4091683	14.5908317
4	15764.9824	2856.7077	84.6592458	15.3407542
5	13480.719	2492.6353	84.3950416	15.6049584
6	11133.6327	2190.6311	83.5590834	16.4409166
7	8868.7754	1851.1462	82.7317189	17.2682811
8	6736.8674	1419.19.66	82.5994916	17.4005084
9	4583.2997	1005.7752	82.0046212	17.9953788
10	2557.8894	539.728	82.5760276	17.4239724

- **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Interaction sous charge horizontal bloc G.

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	Voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	259.8185	384.2448	206.5513	369.887	40.34052	59.6594	35.83230	64.1676
1	376.087	255.667	278.0778	286.568	59.53060	40.4693	49.24813	50.7518
2	396.6478	205.2749	275.9134	260.079	65.89680	34.1031	51.47711	48.5228
3	425.8608	141.4489	303.0052	199.832	75.06672	24.9332	60.25908	39.7409
4	352.4886	174.5151	286.0911	180.462	66.88541	33.1145	61.32010	38.6798
5	354.1946	127.6873	298.7014	128.741	73.50236	26.4976	69.88102	30.1189
6	301.722	133.9627	238.7171	148.986	69.25237	30.7476	61.57214	38.4278
7	289.2759	97.5783	240.7137	109.734	74.77646	25.2235	68.68748	31.3125
8	202.7351	120.8762	202.526	98.818	62.64771	37.3522	67.20753	32.7924
9	178.4123	77.6211	187.0689	66.868	69.68321	30.3167	73.66732	26.3326
10	148.8457	36.9307	153.9755	56.632	80.12088	19.8791	73.10995	26.8900

Tableau IV.9. Interaction sous charge horizontal bloc D.

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	178.4402	468.5625	209.6453	482.2843	27.5795097	72.42049	30.298646	69.7013
1	439.7964	294.0287	403.8544	224.3163	59.9320465	40.06795	64.290550	35.7094
2	434.2103	236.5776	361.3604	193.6066	64.7313853	35.26861	65.113853	34.8861
3	468.6879	155.054	381.9193	146.3207	75.1413205	24.85861	72.300337	27.6996
4	431.9391	147.6334	351.3868	143.0758	74.5271903	25.47280	71.064383	28.9356
5	431.8381	99.7318	349.3718	110.4612	81.238253	18.76174	75.977974	24.0220
6	344.0615	130.4556	326.6518	95.5557	72.5077136	27.49228	77.367597	22.6324
7	306.7957	114.912	272.4529	98.3372	72.750794	27.24920	73.479011	26.5209
8	286.7478	70.9942	253.2749	69.5237	80.1549161	19.84508	78.462205	21.5377
9	188.5453	88.6334	200.3027	56.7397	68.0227174	31.97728	77.925937	22.0740
10	177.5602	52.7261	193.2096	23.7638	77.1041091	22.89589	89.047597	10.9524

- **Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit bloc G.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC	45	45	2025	1314.1325	0.26	Vérifiée
1	45	45	2025	1126.1097	0.22	Vérifiée
2	40	45	1800	1004.2108	0.22	Vérifiée
3	40	45	1800	885.616	0.19	Vérifiée
4	40	40	1600	768.8126	0.19	vérifiée
5	40	40	1600	655.3864	0.16	vérifiée
6	35	40	1400	544.7048	0.15	Vérifiée
7	35	40	1400	438.4372	0.12	Vérifiée
8	35	35	1225	333.854	0.10	Vérifiée
9	35	35	1225	231.7026	0.075	Vérifiée
10	30	35	1050	132.861	0.050	vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée sur tous les niveaux

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit bloc D.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	ν	observation
RDC	45	45	2025	1261.6412	0.24	vérifiée
1	45	45	2025	1321.0999	0.26	vérifiée
2	40	45	1800	1119.0897	0.24	vérifiée
3	40	45	1800	937.3818	0.20	vérifiée
4	40	40	1600	338.4817	0.084	vérifiée
5	40	40	1600	663.9052	0.16	vérifiée
6	35	40	1400	550.6512	0.15	Vérifiée
7	35	40	1400	441.0488	0.12	Vérifiée
8	35	35	1225	336.6284	0.10	Vérifiée
9	35	35	1225	237.3431	0.077	Vérifiée

10	30	35	1050	148.684	0.05	Vérifiée
----	----	----	------	---------	------	----------

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée sur tous les niveaux

- **Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (**RPA99/ version 2003 (Art 5.10)**)

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

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.12. Vérification des déplacements relatifs bloc G.

niveau	h_k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	3.06	0.0006	0.0033	0	0.0033	0.0010	0.0001	0.0008	0	0.0008	0.0002
1	3.06	0.0020	0.0102	0.0033	0.0068	0.0022	0.0004	0.0024	0.0008	0.0015	0.0005
2	3.06	0.0037	0.0185	0.0102	0.0083	0.0027	0.0008	0.0042	0.0024	0.0017	0.0005
3	3.06	0.0054	0.0273	0.0185	0.0087	0.0028	0.0011	0.0059	0.0042	0.0017	0.0005
4	3.06	0.0072	0.0362	0.0273	0.0088	0.0029	0.0015	0.0077	0.0059	0.0017	0.0005
5	3.06	0.0089	0.0447	0.0362	0.0085	0.0027	0.0018	0.0093	0.0077	0.0016	0.0005
6	3.06	0.0105	0.0526	0.0447	0.0079	0.0025	0.0021	0.0109	0.0093	0.0015	0.0005
7	3.06	0.0119	0.0598	0.0526	0.0072	0.0023	0.0024	0.0123	0.0109	0.0014	0.0004
8	3.06	0.0132	0.0663	0.0598	0.0064	0.0021	0.0027	0.0136	0.0123	0.0013	0.0004
9	3.06	0.0143	0.0718	0.0663	0.0054	0.0017	0.0029	0.0148	0.0136	0.0011	0.0003
10	3.06	0.0152	0.0764	0.0718	0.0046	0.0015	0.0031	0.0159	0.0148	0.0010	0.0003

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Tableau IV.13. Vérification des déplacements relatifs bloc D.

niveau	h _k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	3.06	0.0000 24	0.0001	0	0.0001	3.92E- 05	0.0000 18	0.0000 9	0	0.0000 9	2.94E- 05
1	3.06	0.0010	0.0050	0.0001	0.0048	0.0015	0.0011	0.0055	0.0000 9	0.0054	0.0017
2	3.06	0.0025	0.0127	0.0050	0.0077	0.0025	0.0026	0.0130	0.0055	0.0074	0.0024
3	3.06	0.0042	0.0214	0.0127	0.0086	0.0028	0.0044	0.0220	0.0103	0.0090	0.0029
4	3.06	0.0060	0.0302	0.0214	0.0088	0.0028	0.0064	0.0323	0.0220	0.0103	0.0033
5	3.06	0.0077	0.0387	0.0302	0.0085	0.0027	0.0085	0.0428	0.0323	0.0104	0.0034
6	3.06	0.0094	0.0471	0.0387	0.0083	0.0027	0.0106	0.0531	0.0428	0.0103	0.0033
7	3.06	0.0109	0.0549	0.0471	0.0078	0.0025	0.0126	0.0630	0.0531	0.0099	0.0032
8	3.06	0.0123	0.0619	0.0549	0.0070	0.0022	0.0144	0.0722	0.0630	0.0092	0.0030
9	3.06	0.0136	0.0682	0.0619	0.0063	0.0020	0.0161	0.0806	0.0722	0.0083	0.0027
10	3.06	0.0147	0.0738	0.0682	0.0055	0.0018	0.0176	0.0882	0.0806	0.0076	0.0024

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

- **Justification vis à vis de l'effet P-Delta:**

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

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

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Vérification de l'effet P- Δ bloc G.

niveau	h_k (m)	P_k (t)	sens x-x			sens y- y		
			Δ_k (m)	V_k (t)	θ	Δ_k (m)	V_k (t)	θ
RDC	3.06	21115.2243	0,00335	643.7544	0,03596	0.00086	627.9839	0,00944
1	3.06	19159.2159	0,00685	630.333	0,06804	0.00155	613.4677	0,01587
2	3.06	17203.2076	0,00833	600.8639	0,07793	0,00179	582.0687	0,01733
3	3.06	15289.3643	0,00877	565.2082	0,07757	0,00178	545.2112	0,01631
4	3.06	13375.521	0,00889	525.115	0,07400	0,00173	505.3939	0,01500
5	3.06	8214.9786	0,0085	479.7385	0,04756	0,00161	461.9842	0,00938
6	3.06	9621.3944	0,00795	433.3124	0,05768	0,00156	419.5175	0,01172
7	3.06	7781.5235	0,0072	382.5139	0,04786	0,00143	374.4571	0,00974
8	3.06	5941.6527	0,00647	321.5316	0,04460	0,00132	319.8178	0,00804
9	3.06	4133.5894	0,00549	250.5028	0,02960	0,00116	254.1106	0,00619
10	3.06	2325.5261	0,00464	159.9341	0,02204	0,00107	165.2211	0,00494

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés

Tableau IV.15. Vérification de l'effet P- Δ bloc D.

niveau	$h_k(m)$	$P_K(t)$	sens x-x			sens y- y		
			$\Delta_k(m)$	$V_k(t)$	θ	$\Delta_k(m)$	$V_k(t)$	θ
RDC	3.06	25777,4384	0,00012	797,234	0,00126	0	777,7751	0,00097
1	3.06	22865,4179	0,004885	886,7283	0,04116	0,00009	708,2264	0,05766
2	3.06	20944,1845	0,007765	859,1442	0,06186	0,005555	684,057	0,07489
3	3.06	18199,7658	0,008635	810,5832	0,06335	0,01304	644,2066	0,08341
4	3.06	14084,5265	0,00881	753,3824	0,05382	0,022075	597,3407	0,07948
5	3.06	12724,2586	0,008555	687,6881	0,05172	0,03239	545,5299	0,07984
6	3.06	11700,2934	0,00836	618,7473	0,05166	0,042865	492,5447	0,07999
7	3.06	9457,2856	0,007805	547,475	0,04406	0,05317	436,4072	0,07028
8	3.06	7253,9678	0,00701	461,6903	0,03599	0,063095	372,5608	0,05853
9	3.06	4435,2819	0,006325	358,9701	0,02553	0,072295	290,1583	0,04183
10	3.06	2886,2722	0,00553	239,5583	0,02177	0,08067	192,1469	0,03740

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés

IV.3. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis à vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les vérifications de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le Comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, sont Satisfaites.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée Pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines Étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1. Etude des poutres :**V.1.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETBS2016** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×40).
- ✓ Poutres secondaires (30×30).
- **Recommandation du RPA99/Version 2003**

V.1.2. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

V.1.3. Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\emptyset)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

Avec \emptyset le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS2016.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (kN.m)	V (kN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm)	A _{adop té} (cm)	N ^{bre} de barres
Tous les niveaux	Poutre principale	30 × 40	Appuis	93.55	104.2 4	6.55	6	6.79	6T12
			Travée	69.55		4.79		6.79	6T12
	Poutre secondaire	30 × 30	Appuis	75.82	176.5 4	7.49	4.5	8.01	3T14+3T12
			Travée	71.31		6.99		8.01	3T14+3T12

V.1.6. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

- **Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :**

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

- ✓ **Poutres principales :**

$$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

- **Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :**

- ✓ **Poutres secondaires**

$$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Poutres principales**

$$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Les longueurs de recouvrement**

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

- **Les armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

- ✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T10 + 1 étrier de T10 dans les sections nécessitant un étrier.

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.2, 0.85, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T10 + 1 étrier de T10 dans les sections nécessitant un étrier.

V.1.7. Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(10 ; 14.4) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$

✓ **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(7.5 ; 12) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$

Remarques

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.8.Vérification à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V. 1. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	104.2	0.91	3.33	Vérifiée
Secondaire	176.54	2.1	3.33	Vérifiée

V.1.9.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Tableau V- 2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (kN)	M_a (kN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	6.79	104.2	93.55	2.99	-4.86	Vérifiée
Secondaire	8.01	176.54	75.8	5.07	-3.57	Vérifiée

V.1.10. Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A_s.y - 15.d.A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s(y - d)^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 MPa.$$

Tableau V- 3. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(kN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Observation
Principale	Appui	36.85	85626	13.02	5.6	15	Vérifiée
	Travée	29.8	85626	13.02	4.53	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	32.6	47920	11.49	7.82	15	Vérifiée
	Travée	19.7	47920	11.49	4.72	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{array} \right.$$

Tableau V. 4. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	$h_t(cm)$	$b(cm)$	$L(m)$	$A_s(cm^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	4.23	6.79	$0.094 \geq 0.06$	$0.094 \geq 0.038$	$0.005 \leq 0.01$
Secondaire	30	30	2.77	8.01	$0.108 \geq 0.06$	$0.108 \geq 0.033$	$0.008 \leq 0.01$

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion simple lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V .

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40 \emptyset en I et II
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

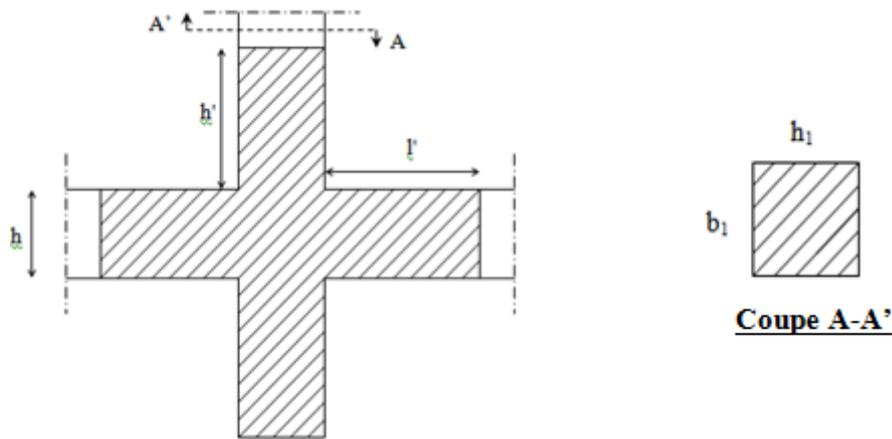


Figure V.I. Zone nodale

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

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

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ 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 > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.1. Calcul de ferrailage

V.2.2. Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration nuisible ($e = 2$ cm).

Flexion composé :

On entend par flexion composé tous élément sollicité à la fois par un effort normal et un moment fléchissant (aussi appelé dans la littérature la flexion compression), contrairement à la flexion simple ou en distingue deux parties distinctes une partie comprimée et l'autre tendue, à la flexion composée tous dépend de la position de l'axe neutre on a alors 3 cas : section entièrement tendue (SET), section entièrement comprimée (SEC) et section partiellement comprimée (SPC).

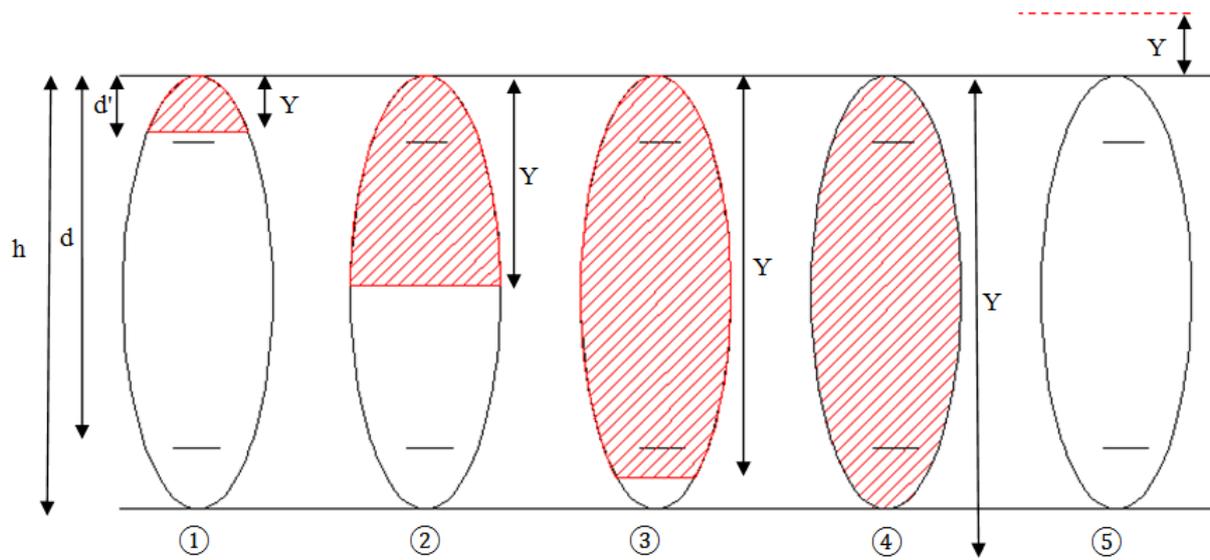


Figure V.2. Différent type de section par rapport à la position de l'axe neutre.

- ①, ② et ③ sont de section partiellement comprimée ;
- ④ est une section entièrement comprimée ;
- ⑤ est une section entièrement tendue.

Calcul à l'ELU

Section entièrement tendue

Vu que dans les hypothèses de base le béton tendu est négligé la forme de section n'intervient pas dans les calculs.

La section est entièrement tendue si :

- N est un effort de traction ;
- Le centre de poussée C (e_G ce trouve entre les armatures A_1 et A_2) $|e_g| < \frac{h}{2} - d'$; où $e_g = \frac{h}{2} - d'$.

Le calcul se fait pour deux section A_1 et A_2 avec :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st10}(d - d')} ; A_2 = \frac{N_u e_1}{f_{st10}(d - d')}$$

$$\text{Avec } \min(A_1, A_2) \geq A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Cas d'un ferrailage symétrique :

$$e_1 = e_2 \text{ et } A_1 = A_2 = \max\left(\frac{N_u}{2f_{st10}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{st10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) est une section composée d'une partie comprimée et d'une autre partie tendue donc elle peut être assimilée à la flexion simple avec un moment M_{uA} puis revenir à la flexion composée en suite :

On dit qu'une section est partiellement comprimée si :

➤ **1^{er} cas :**

N_u est un effort de traction et C se trouve en dehors de la zone entre les armatures A et A' soit :

$$\frac{h}{2} - d'' < |e_g| \quad \text{Où} \quad \frac{h}{2} - d' < |e_g|.$$

➤ **2^{ème} cas :**

N_u est un effort de compression et C à l'extérieur de la section soit $e_g > \frac{h}{2}$.

➤ **3^{ème} cas :**

N_u est un effort de compression et C à l'intérieur de la section ($e_g < \frac{h}{2}$) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

N_u est pris avec son signe (positif dans ce cas précis vu que N_u est un effort de compression).

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple en remplaçant $M_u \Rightarrow M_{uA}$, $N \Rightarrow N_u$.

En revient en suite à la flexion composée on calcul par $A = A_1 - \frac{N_u}{f_s}$; avec A_1 la section calculée en flexion simple (cas d'une section rectangulaire et $A' \neq 0$).

Section entièrement comprimé

On dit que la section est entièrement comprimé si :

➤ N effort de compression et C à l'intérieur de la section ($e_g < \frac{h}{2}$) avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} > (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

Dans le cas d'une section entièrement comprimée et l'axe neutre se trouve en dehors de la section soit $Y > h$ dans ce cas l'utilisation du diagramme simplifier (rectangulaire) n'est plus applicable.

Explication

Le diagramme contrainte-déformation du béton est une parabole que le règlement vient plafonner à une contrainte limite $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta\gamma_b} f_{c28}$.

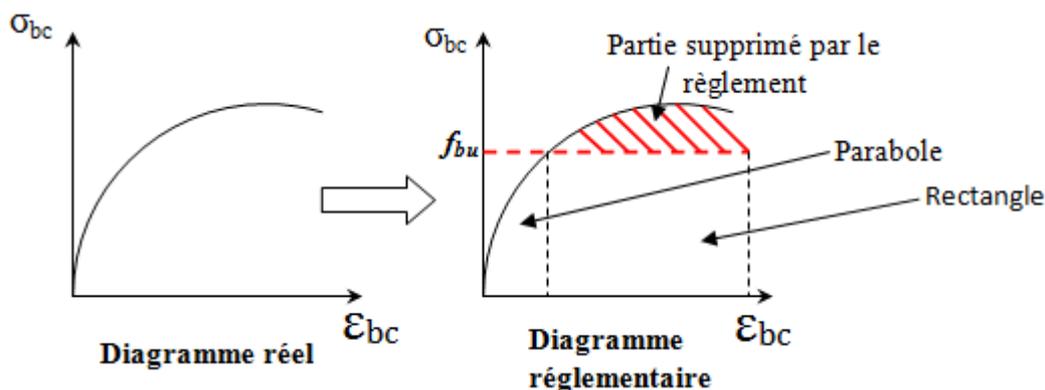


Figure V.3. Diagramme contrainte-déformation

On se retrouve donc avec un diagramme dit parabole-rectangle, alors pour calculer les efforts normaux internes on doit le faire pour deux section une est rectangulaire avec $N_1 = y_1 b f_{bu}$ et une deuxième partie parabolique avec : $N_2 = \int \sigma (y) b dy$.

Donc dans le but de simplifier les calculs le diagramme parabole-rectangulaire est remplacé par le diagramme rectangulaire simplifier, en gros on remplace la partie parabolique par une partie rectangulaire équivalent.

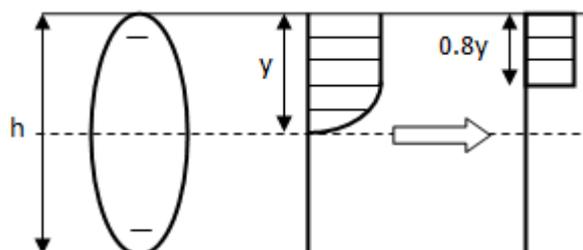


Figure V.4. Diagramme contrainte déformation avant après simplification.

Mais cette méthode donne de grandes approximations dans une section entièrement comprimée donc on utilise le calcul en rigueur donnée par le règlement

V.2.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Sollicitations et ferrillages dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Combi	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} _{RPA} (cm ²)	Choix des barres
RDC et ET 1	45×45	N _{max} →M _{cor}	1625.41	6.008	55.03	ELU	SPC	0	16.2	4HA20 =12.57 Par face
		N _{min} →M _{cor}	-177.02	5.83		ELA	SFT	10.63		
		M _{max} →N _{cor}	181.324	58.16		ELA	SPC	1.18		
ET2, ET3	40×45	N _{max} →M _{cor}	1308.51	16.45	57.25	ELU	SPC	0	14.4	4HA20 =12.57 Par face
		N _{min} →M _{cor}	-27.46	6.34		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	705.65	60.04		ELA	SPC	12.26		
ET4, ET5	40×40	N _{max} →M _{cor}	1007.75	19.09	49.50	ELU	SPC	0	12.8	12HA12 =13.57 toute la section
		N _{min} →M _{cor}	38.95	6.13		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	490.25	56.78		ELA	SPC	0		
ET6, ET7	35×40	N _{max} →M _{cor}	720	17.64	40.15	ELU	SPC	0	11.2	12HA12 =13.57 toute la section
		N _{min} →M _{cor}	3.69	6.26		ELA	SPC	1.6		
		M _{max} →N _{cor}	359.99	44.97		ELA	SPC	0		

ET8, ET9	35×35	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	440.65	20.06	32.79	ELU	SPC	0	9.8	2HA16+2 HA14= 7.01 Par face
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-14.46	1.0755		ELA	SET	6.43		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	248.09	40.96		ELA	SPC	1.39		
ET10	30×35	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	302.45	15.09	24.62	ELU	SPC	0	8.4	4HA14+4H A12=10.68 toute la section
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-2.34	8.50		ELA	SPC	1.19		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	193.79	34.91		ELA	SPC	1.19		

V.2.4.Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC (45×45) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V-6** précédent :

Données :

Soit le couple de calcul: $N_{\max} = 1625.41$ kN ; $M_{\text{corres}} = 6.008$ kN.m

$b = 45$ cm ; $h = 45$ cm ; $d = 43$ cm ;

Situation courante: $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0036$ m < $\frac{h}{2} = 0.225$ m \Rightarrow le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = 0.339$$
 MN.m

Donc :

$0.327 < 0.506 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.287 > 0.186 \text{ donc pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.287 < \mu_l = 0.38 \text{ donc } A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.43 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.35 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 27.43 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -13.2 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.33 \text{ cm}^2$$

V.2.5. Vérification du ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V. 6. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	RDC et 1ere étage	Etages 2 et 3	Etages 4-5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Section (cm ²)	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35	30×35
ϕ_l^{min} (cm)	2	2	1.2	1.2	1.4	1.2
l_f (cm)	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	4.76	4.76	5.35	5.35	6.12	6.12
ρ	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5
V (KN)	55.03	57.25	49.5	40.15	32.79	24.62
$t_{z,nodale}$ (cm)	15	15	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.719	1789	1.16	0.941	0.878	0.659
A_t^{min} (cm ²)	5.4	4.8	1.8	1.575	1.575	1.35
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10+2HA8 = 5.72	6HA10+2HA8 = 5.72	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02

V.2.6. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement**

Selon le **BAEL91 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Tableau V. 7. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	Λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (kN)	N_d (kN)	Observation
RDC et 1 ^{er}	0.45	0.45	2.142	16.6	0.81	14.79	0.1849	3116.69	1625.41	vérifiée
2 et 3	0.45	0.4	2.142	16.6	0.81	13.07	0.1634	2819.2	1308.51	vérifiée
4 et 5	0.4	0.4	2.142	18.62	0.80	11.55	0.1444	2460.65	1007.75	vérifiée
6 et 7	0.4	0.35	2.142	18.62	0.80	10.03	0.1254	2136.87	720	vérifiée
8 et 9	0.35	0.35	2.142	21.2	0.79	8.71	0.1089	1832.5	440.65	vérifiée
10	0.35	0.3	2.142	21.2	0.79	7.39	0.0924	1554.84	302.45	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Nous avons deux cas, pour le RDC, les étages courants du 1-9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{Section homogénéisée.}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

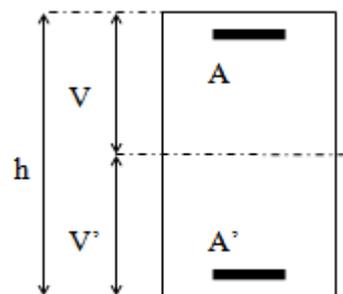


Figure .V.5. Section d'un poteau.

Tableau V. 8. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8 et 9	10
Sections (cm ²)	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35	30×35
d (cm)	43	43	38	38	33	28
d' (cm)	2	2	2	2	2	2
A (cm ²) /par face	12.57	12.57	4.52	4.52	7.01	4.21
A' (cm ²)	0	0	0	0	0	0
N _{ser} (kN)	1184.20	953.34	734.31	524.87	498.67	220.99
M _{ser} (kN.m)	4.36	11.95	13.89	12.84	12.78	10.98
Type de section	SET	SPC	SPC	SPC	SET	SPC

Niveaux	RDC et 1 ^{er}	8 et 9
Sections (cm ²)	45×45	35×35
V (cm)	24.24	18.72
V' (cm)	20.76	16.28
M_G^{ser} (KN.m)	24.9	18.86
$I_{yy'}$ (cm ⁴)	273536.38	47638.14
S (cm ²)	2213.55	1330.15
σ_{bc1} (MPa)	7.55	11.16
σ_{bc2} (MPa)	3.45	-2.69
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Remarque :

Concernant les étages 2et 3, 4,5, 6, 7,10, la section à ce niveau est une section partiellement comprimée (SPC) donc les notes de calcul sont les suivantes :

On donne un exemple de calcul pour l'étage 10

$$N_{ser} = 220.99 \text{ kN} ; M_{ser} = 10.98 \text{ kN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10.98}{220.99} = 0.049 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.35}{6} = 0.058 \text{ m} \Rightarrow$$

N_{ser} est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

Calcul de centre de pression

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0.049 - 0.175 = -0.126 \text{ m}$$

Par convention de signe, on prend : $c = 0.126 \text{ m}$

$$\text{On a : } y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -218.62 \\ q = -9256.85 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 4p^3 + 27q^2 = 4 \times (-218.62)^3 + 27 \times (-9256.85)^2 = 2.27 \times 10^9 > 0$$

\Rightarrow Une seule racine réelle.

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 8.41 \times 10^7 \\ \sqrt{\Delta} = 9170.60 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 18427.45 \\ z = t^{1/3} = 26.41 \end{cases}$$

$$\text{On a : } y_c = z - \frac{p}{3z} = 29.16 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } -c \leq y_c \leq h + c \quad \text{avec } c > 0 \Rightarrow 12.6 \leq y_c = 29.16 \leq 47.6$$

✓ **La distance entre l'axe neutre est la fibre la plus comprimée (y) :**

$$y = y_c + c = 29.16 + 12.6 = 41.76 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$$

Avec :

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)] \\ &= \frac{30}{2} (41.76)^2 + 15[-4.21 \times (33 - 41.76)] \\ &= 26711.658 \text{ cm}^3 \simeq 0.0267 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{220.99 \times 10^{-3}}{0.0267} \times 0.4176 = 3.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Remarque : c'est vérifier pour les autres étages qui ont une section partiellement comprimé

V.2.7. Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 9. Vérification des contraintes de cisaillements.

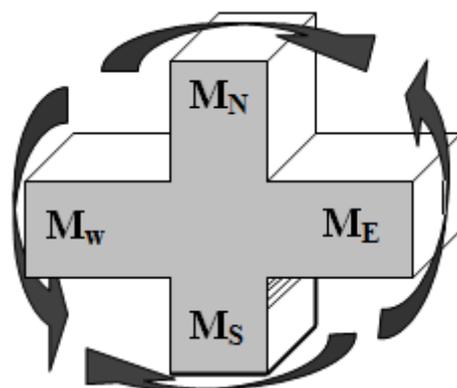
Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (kN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC et 1 ^{er}	45×45	4.76	0.04	43	55.03	0.28	1	Vérifiée
2 et 3	40×45	4.76	0.04	43	57.25	0.33	1	Vérifiée
4 et 5	40×40	5.35	0.075	38	49.5	0.32	1.875	Vérifiée
6 et 7	35×40	5.35	0.075	38	40.15	0.30	1.875	Vérifiée
8 et 9	35×35	6.12	0.075	33	32.79	0.28	1.875	Vérifiée
10	30×35	6.12	0.075	33	24.62	0.24	1.875	Vérifiée

V.2.8. Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

**Figure V.6.** Répartition des moments dans la zone nodale.**Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a : $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau V. 10. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (kN.m)
RDC et 1 ^{er}	0,45	0.405	12.57	348	177.16
2 et 3	0,45	0.405	12.57	348	177.16
4 et 5	0,4	0.36	4.52	348	56.6
6 et 7	0,4	0.36	4.52	348	56.6
8 et 9	0.35	0.315	7.01	348	76.84
10	0.35	0.315	4.21	348	46.15

Tableau V. 11. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC et tous les niveaux	P.P	0.4	0.36	6.79	348	85.06
	P.S	0.3	0.27	8.01	348	75.26

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau V- 12. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
RDC	177.16	177.16	234.32	85.06	85.06	213.32	vérifiée
1	177.16	177.16	234.32	85.06	85.06	213.32	vérifiée
2	177.16	177.16	234.32	85.06	85.06	213.32	vérifiée
3	177.16	177.16	234.32	85.06	85.06	213.32	vérifiée
4	56.6	56.6	113.2	85.06	85.06	213.32	vérifiée

5	56.6	56.6	113.2	85.06	85.06	213.32	vérifiée
6	56.6	56.6	113.2	85.06	85.06	213.32	vérifiée
7	56.6	56.6	113.2	85.06	85.06	213.32	vérifiée
8	76.84	76.84	153.68	85.06	85.06	213.32	vérifiée
9	76.84	76.84	153.86	85.06	85.06	213.32	vérifiée
10	46.15	46.15	92.3	85.06	85.06	213.32	vérifiée

Tableau V- 13. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M_n (kN.m)	M_s (kN.m)	M_n+M_s (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (kN.m)	
RDC	177.16	177.16	234.32	75.26	75.26	188.15	vérifiée
1	177.16	177.16	234.32	75.26	75.26	188.15	vérifiée
2	177.16	177.16	234.32	75.26	75.26	188.15	vérifiée
3	177.16	177.16	234.32	75.26	75.26	188.15	vérifiée
4	56.6	56.6	113.2	75.26	75.26	188.15	vérifiée
5	56.6	56.6	113.2	75.26	75.26	188.15	vérifiée
6	56.6	56.6	113.2	75.26	75.26	188.15	vérifiée
7	56.6	56.6	113.2	75.26	75.26	188.15	vérifiée
8	76.84	76.84	153.68	75.26	75.26	188.15	vérifiée
9	76.84	76.84	153.68	75.26	75.26	188.15	vérifiée
10	46.15	46.15	92.3	75.26	75.26	188.15	vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres secondaires

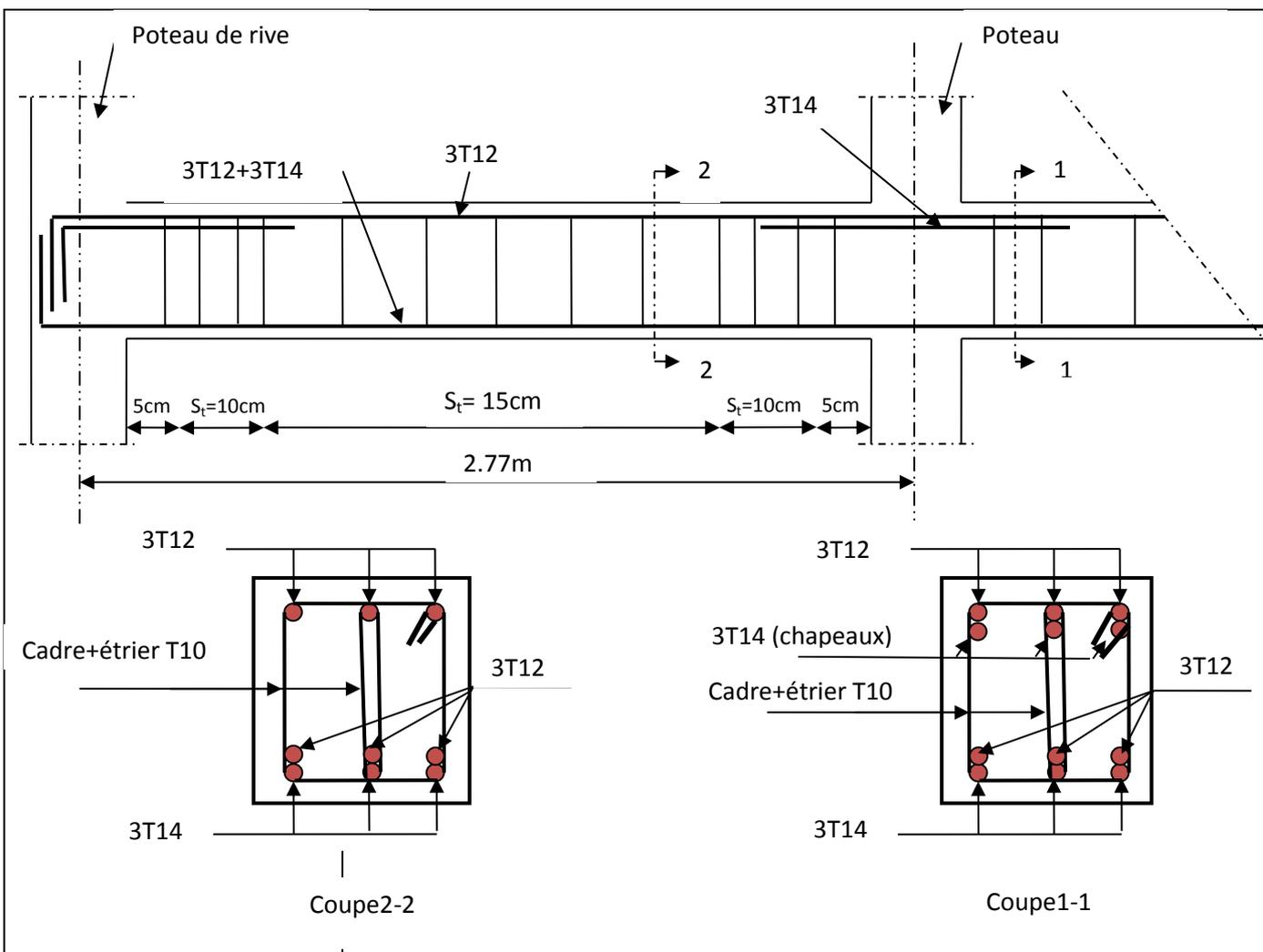
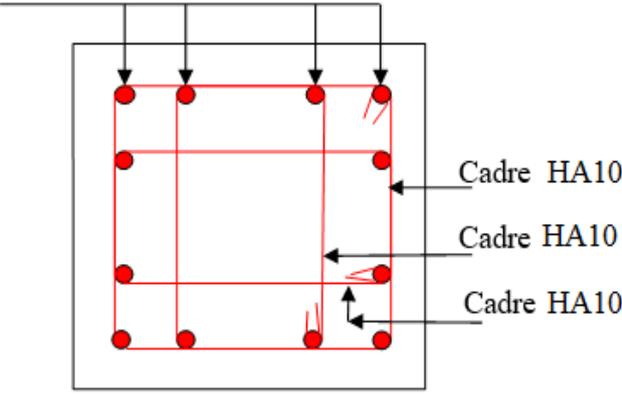
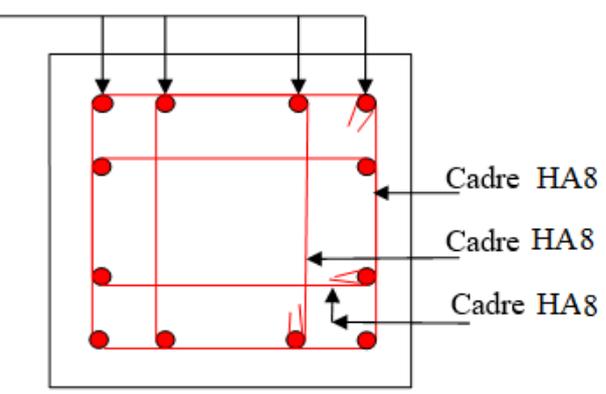
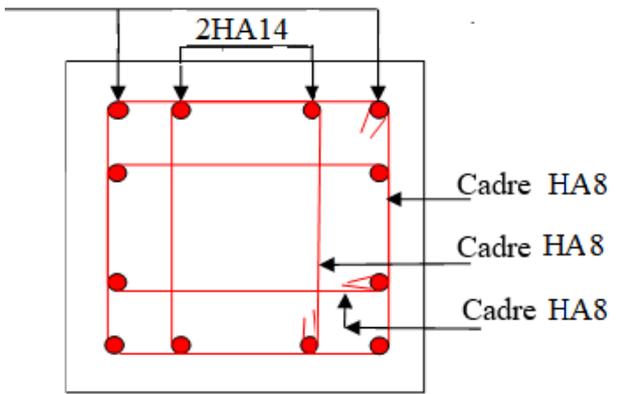
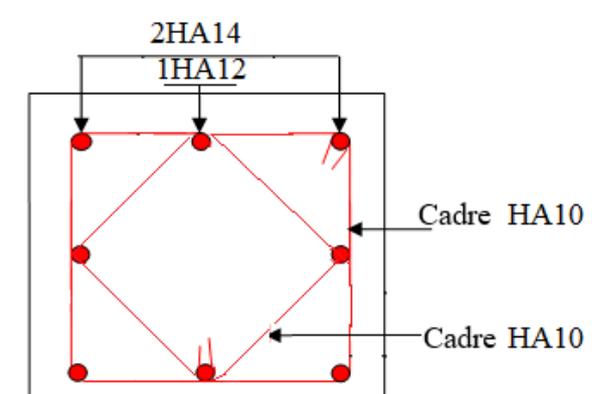


Figure.V.7. : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

➤ Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

RDC 1. 2.3 ^{ème} étage	4.5.6.7 ^{ème} étage
<p>4HA20/face</p>  <p>Cadre HA10 Cadre HA10 Cadre HA10</p>	<p>4HA12/ face</p>  <p>Cadre HA8 Cadre HA8 Cadre HA8</p>
8 et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
<p>2HA16</p> <p>2HA14</p>  <p>Cadre HA8 Cadre HA8 Cadre HA8</p>	<p>2HA14</p> <p>1HA12</p>  <p>Cadre HA10 Cadre HA10</p>

V.3. Etude des voiles

➤ Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l, a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

➤ Exigence du RPA

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

V.3.1 Recommandation du RPA99 version 2003

V.3.2. Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- 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).

V.3.3. Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

V.3.4. Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

➤ Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
- ✓ En zone courante 0,10 %

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.5. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS2016**, comme on a 2 blocs les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant du bloc G :

Tableau V.16. Sollicitations dans le voile V_x du RDC et 1^{er}, 2^{eme} étage.

comb	ELU		ELA		ELA		
Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (kN)
	N (kN)	M (kN.m)	M (kN.m)	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)	
RDC	1538.49	9.28	597.21	768.54	-424.63	594.69	196.17

V.3.6.Ferraillages

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{\min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99/2003** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{\min} = -424.63 \text{ kN} ; M_{\text{cor}} = 594.69 \text{ kN.m.}$$

$$l = 1.9 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 1.85 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-424.63 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.15} + \frac{594.69 \times 10^{-3}}{0.0857} \times 0.95 = 5.10 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-424.63 \times 10^{-3}}{1.9 \times 0.15} - \frac{594.69 \times 10^{-3}}{0.0857} \times 0.95 = -8.07 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

Donc la section est entièrement tendue et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 594.69 - 424.63 \times \left(1.85 - \frac{1.9}{2} \right) = 0.213 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.213}{0.15 \times (1.85)^2 \times 18.48} = 0.022$$

$$\mu_{bu} = 0,191 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.028$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.85(1 - 0.4 \times 0.028) = 1.82 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.213}{1.82 \times 400} = 2.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2.92 \times 10^{-4} - \frac{-424.63 \times 10^{-3}}{400} = 13.53 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 13.53 \text{ cm}^2$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

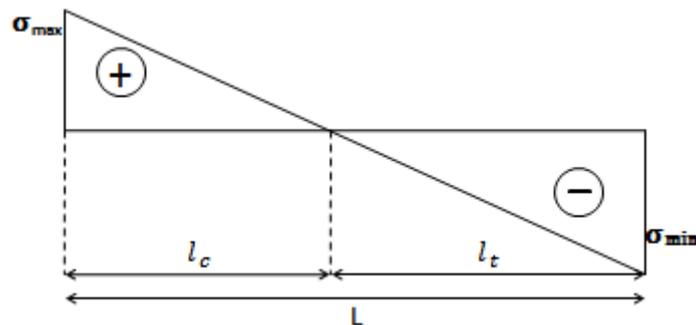


Figure V.8. Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailier symétriquement.

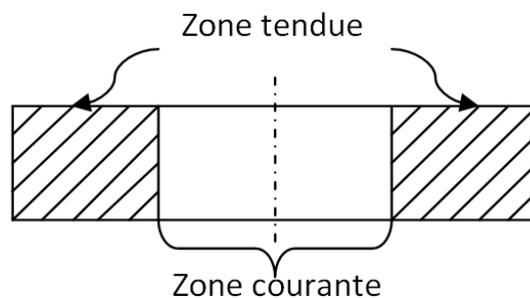


Figure V.9. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{8.07 \times 1.9}{8.07 + 5.10} = 1.16 \text{ m} \\ l_c = 1.9 - 2 \times 1.16 = 0.42 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 116) = 3.48 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 42) = 0.63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 190) = 4.27 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

Rôle des armatures verticales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 196.17 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.85} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{0.99 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 17. Ferrailage du voile Vx.

Section	RDC, 1,2	Etage 3-9	Etage 10
l(m)	1.9	1.9	1.9
e(m)	0.15	0.15	0.15
N(KN)	-424.63	852.89	323.21
M(KN.m)	594.69	159.36	82.34
d (m)	1.85	1.85	1.85
V(KN)	196.17	99.62	53.61
τ (MPa)	0.99	0.5	0.27

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	13.53	0	0
A^{min} (cm ²)	4.27	4.27	4.27
I (m ⁴)	0.085	0.085	0.085
v (m)	0.95	0.95	0.95
σ_1 (MPa)	5.10	4.76	2.04
σ_2 (MPa)	-8.07	1.23	0.22
l_t (m)	1.16	0.39	0.18
l_c (m)	0.42	1.1	1.53
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3.48	1.17	0.54
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.63	1.65	2.29
S_t (m)	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA14+8HA12	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0.92	0.46	0.25
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V. 18. Ferrailage de voile Vy

Section	RDC, 1,2	Etage 3-9	Etage 10
l (m)	2	2	2
e (m)	0.15	0,15	0,15
N (KN)	981.4	537.42	168.9
M (KN.m)	819.58	258	154.27
d (m)	1.95	1.95	1.95
V (KN)	263.97	144.04	82.07
τ (MPa)	1.26	0.68	0.39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0.175	0	0
A^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5
I (m ⁴)	0.1	0.1	0.1
v (m)	1	1	1
σ_1 (MPa)	11.46	0.43	2.1
σ_2 (MPa)	-4.92	-0.07	-0.97
l_t (m)	0.6	0.03	0.63
l_c (m)	0.79	1.93	0.74
A_{tendu}^{min} (cm ²)	1.8	0.009	1.89

$A_{courant}^{min} (cm^2)$	1.18	0	1.11
$S_t(m)$	0,2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
$S_t (m)$	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.18	0.51	0.36
$A_h^{min} (cm^2)$	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA8

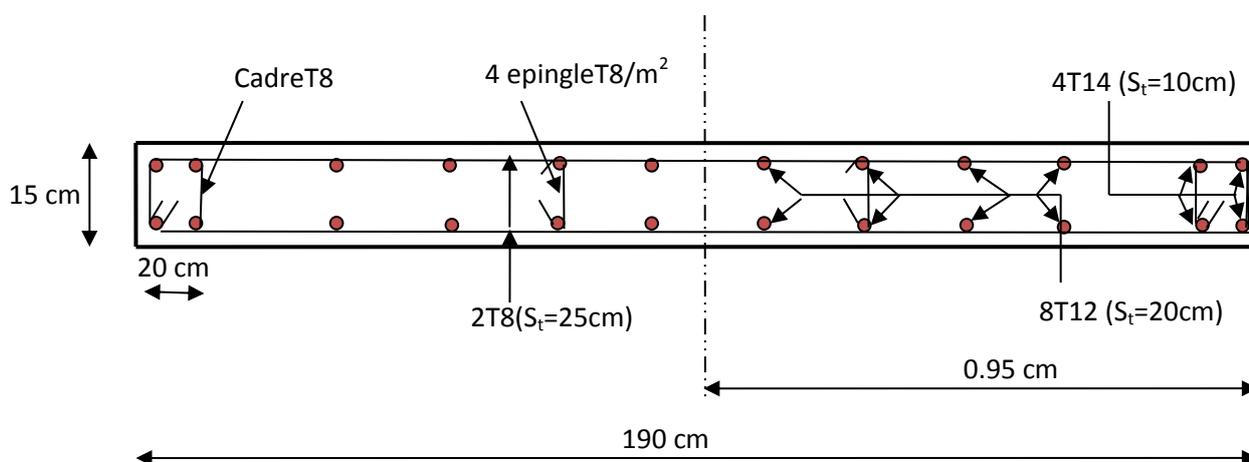


Fig. V.10. Schéma de ferrailage du voile Vx RDC

Chapitre VI

VI.1 . Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.2. Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.3. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées ;
2. Les semelles filantes ;
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1. Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VI.4.2 Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS2016**

$$N = 1184.2 \text{ KN}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1184.2 \times 0.45}{250 \times 0.45}}$$

$$\Rightarrow A \geq 2.17 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.3. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS2016**, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L = 14.85 \text{ m}$; $N = 5477.89 \text{ kN}$; $\sigma_{sol} = 250 \text{ kPa}$

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5477.89}{250 \times 14.85} \Rightarrow B \geq 1.47 \text{ m}$$

On à la largeur de notre semelle égale à 1.47m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que la distance minimale des poteaux dans les deux

directions $l_x = 2.8\text{m}$ $l_y = 2.4\text{m}$ on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes. Donc on opte pour un radier général.

VI.4.4. Etude du radier

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.4.4.1. Dimensionnement

- **Condition de coffrage**

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 423 \text{ cm}$).

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{423}{20} = 21.15 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{423}{10} = 42.3 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité :**

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \cdot E \cdot I)}{(K \cdot b)}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un très bon sol $K = 12 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.23)^4 \times 112 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 83.8 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.85)^3}{3 \times 12 \times 10^4}} = 2.73 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.23 \leq \frac{\pi}{2} \times 2.73 = 2.29 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.4.2. Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 29423.62 \text{ kN}$

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{29423.62}{250} = 118.69 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{radier} = S_{blocD} = 254.53 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 85 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 25 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 254.53 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

VI.4.4.3. Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m

S : surface totale du bâtiment = 254.53 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$$P = 1.5 \times 2 \times 254.53 \times 10 = 7635.9 < 29423.62 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 5.20\text{m}$.

$$N_u = 1625.41$$

$$1.625 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.85 \times \frac{25}{1.15} = 4.32 \text{ MN} . \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{40405.73 \times 4.23 \times 1}{2 \times 254.53} = 335.74 \text{ kN}$$

$$d = 0.9 h_r = 0.9 \times 0.25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} \quad \text{Et} \quad Y_t = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i}$$

$$X_t = \frac{230878.35}{29423.62} = 7.84 \text{ m} ; Y_t = \frac{195078.6}{29423.62} = 6.63 \text{ m}$$

Calcul des excentricités :

$$e_x = X_t - X_g \text{ et } e_y = Y_t - Y_g$$

Calcul des moments :

$$M_x = N \times e_y \text{ et } M_y = N \times e_x$$

$$e_x = 7.84 - 8.62 = 0.78 \text{ m} ; e_y = 6.63 - 7.26 = 0.63 \text{ m}$$

$$M_x = 29423.62 \times 0.63 = 18.53 \text{ MN.m} ; M_y = 29423.62 \times 0.78 = 22.9504 \text{ MN.m}$$

$$N = 29423.62 \text{ kN et } M_y = 22950.42 \text{ kN}$$

Avec logiciel **AutoCAD**:

$$\begin{cases} I_x = 15800 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8.62 \text{ m} \\ I_y = 24400 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.26 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} X_G = \frac{29.42362}{254.53} + \frac{22.95}{15800} \times 8.62 = 0.128 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} X_G = \frac{29.42362}{254.53} - \frac{22.95}{15800} \times 8.62 = 0.103 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.128 + 0.103}{4} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} Y_G = \frac{29.42362}{254.53} + \frac{18.53}{24400} \times 7.26 = 0.118 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} Y_G = \frac{29.42362}{254.53} - \frac{18.53}{24400} \times 7.26 = 0.110 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.118 + 0.110}{4} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Sens X-X**

$$e = \frac{18.53}{29.42362} = 0.62 < \frac{19.41}{4} = 4.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{22.95}{29.42362} = 0.78 < \frac{14.53}{4} = 3.58 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.5. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge

favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations**

$$N_{ner} = b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner})$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{40405.73}{254.53} = 158.74 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{29423.62}{254.53} = 115.59 \text{ kN/m}^2$$

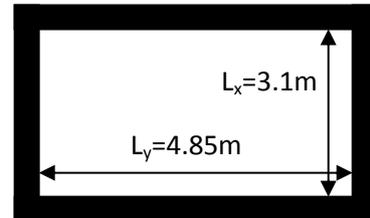


Figure VI.1. Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.65}{4.4} = 0.60 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatiques ELU**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0822 \times 158.74 \times 2.65^2 = 91.63 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2948 \times 91.63 = 27.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée ELU :

$$M_t^x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 91.63 = 68.72 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 27.01 = 20.25 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis ELU :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 91.63 = -45.82 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.25) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	68.72	10.55	2.4	11.31	10HA12	10
	y-y	20.25	3	2	5.65	5HA12	20
Appui		-45.82	6.87	2.4	7.85	10HA10	10

- **Calcul des moments isostatiques ELS**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0870 \times 115.59 \times 2.65^2 = 70.62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4672 \times 70.62 = 33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée ELU :

$$M_t^x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 70.62 = 52.96 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 33 = 24.75 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis ELU :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 70.62 = -35.31 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau VI. 2. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	52.96	6.7	40034.82	8.86 < 15	Vérifiée	263.90 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	24.75	5.04	23234.65	5.36 < 15	Vérifiée	239.03 > 201.63	N.vérifiée
Appui	-35.31	5.78	30246.72	6.74 < 15	Vérifiée	249 > 201.63	N.vérifiée	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.3. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	6.56	0.41	15.21	15.39	10HA14	10
	y-y	3.06	0.29	7.52	7.85	10HA10	10
Appui	-35.31	4.37	0.34	9.87	10.31	10HA12	10

- **Schéma de ferrailage**

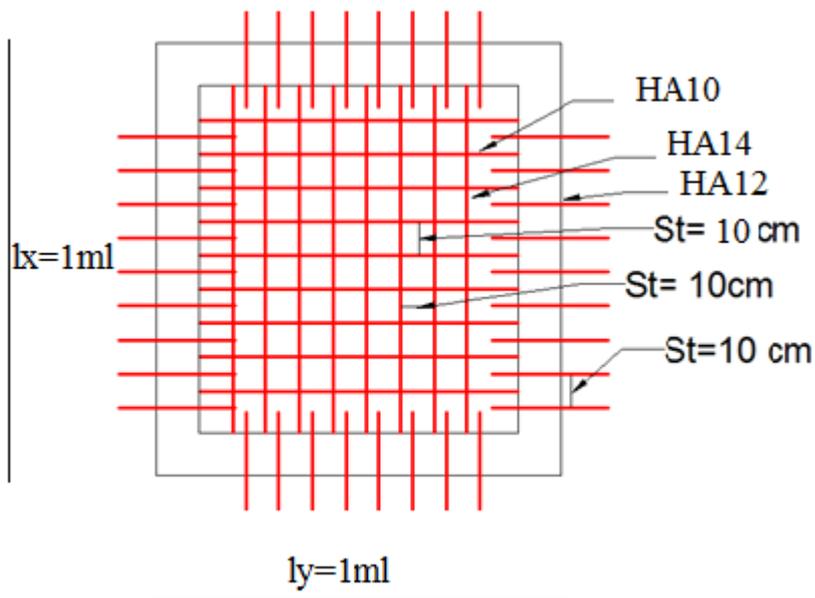


Figure VI.2. Ferrailage du radier.

VI.4.6. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

- Calcul des sollicitations

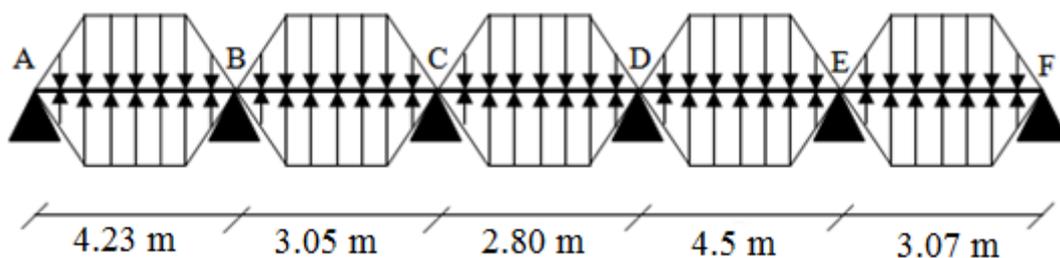


Figure VI.3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

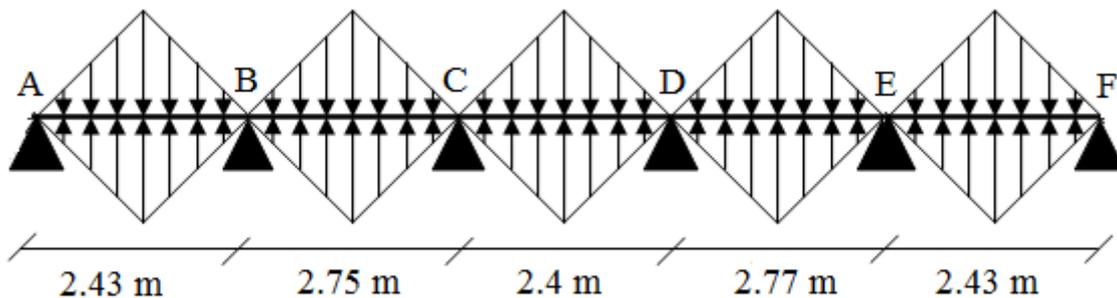


Figure VI.4. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

VI.4.7. Méthode de calcul

✓ Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

✓ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 40405.73 - 1.35 \times 1508.58 = 38368.15 \text{ kN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 29423.62 - 1508.58 = 27915.04 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{38368.15}{254.53} = 150.74 \text{ kN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{27915.04}{254.53} = 109.67 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Exemple de calcul :**

Travée 1 : sens X-X

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{150.74}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.56)^2}{3} \right) \times 2.4 + \left(1 - \frac{(0.65)^2}{3} \right) \times 2.77 \right] \\ q_m^s = \frac{109.67}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.56)^2}{3} \right) \times 2.4 + \left(1 - \frac{(0.65)^2}{3} \right) \times 2.77 \right] \\ q_v = \frac{150.74}{2} \left[\left(1 - \frac{0.56}{2} \right) \times 2.4 + \left(1 - \frac{0.65}{2} \right) \times 2.77 \right] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 341.35 \text{ kN/m} \\ q_m^s = 248.34 \text{ kN/m} \\ q_v = 271.16 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
q_m^u (KN/m)	341.35	296.60	304.67	322.23	298.79
q_m^s (KN/m)	248.34	215.80	203.17	234.44	217.38
q_v (KN/m)	271.16	225.17	210.49	250.92	227.12

Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
q_m^u (KN/m)	244.19	276.35	241.18	278.36	244.19
q_m^s (KN/m)	177.66	210.06	175.47	202.52	177.66
q_v (KN/m)	183.16	207.27	180.89	208.77	183.16

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc :

$$P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.45 \times 0.85 \times 25 = 12.90 \text{ kN/m}$$

$$P_{ner}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.45 \times 0.85 \times 25 = 9.57 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :✓ **A l'ELU**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 6. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée ^s	L (m)	q_m (kN/m)	q_v (kN/m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	x_0 (m)	M_t (kN.m)
AB	4.23	354.25	280.73	0	-531.69	1.83	454.6
BC	3.05	309.5	234.67	-531.69	-137.88	1.96	38.2
CD	2.8	117.57	220.06	-137.88	-326.56	0.75	107.95
DE	4.5	335.12	260.49	-326.56	-417.66	2.18	444.17
EF	3.07	311.69	236.69	-417.66	0	1.99	174.15

✓ **L'ELS****Tableau VI.7.** Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	Q_s (kN/m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	x_0 (m)	M_t (kN.m)
AB	4.23	248.34	0	-386.82	1.82	330.73
BC	3.05	215.8	-386.82	-136.2	1.96	4.74
CD	2.8	203.17	-136.2	-266.34	0.75	14.37
DE	4.5	234.44	-266.34	-266.34	2.18	308.37
EF	3.07	217.38	-303.86	0	1.99	126.69

Sens Y-Y :**Tableau VI.8.** Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y

Localisation	travée	Appui
M_U (kN.m)	117.13	-165.44
M_S (kN.m)	89.26	-121.61

V (kN)	229.33
--------	--------

VI.4.8. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.85 \text{ m} ; h_0 = 0.25 \text{ m} \\ b_0 = 0.45 \text{ m} ; d = 0.8 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.45}{2} \leq \min\left(\frac{4.23}{2}; \frac{2.43}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.45}{2} \leq \min(2.11; 0.243)$$

Donc : $b = 0.94\text{m} = 94 \text{ cm}$

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{2.77}{2}; \frac{2.8}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(1.39; 0.28) = 1.26 \text{ m}$$

Donc : $b = 1.26 \text{ m} = 126 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.9. Calcul des ferrailages.

Localisation		M_U (kN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	454.6	16.78	9.08	18.34	8HA16+2HA12
	appui	-531.69	17.42	9.08	18.34	8HA16+2HA12
y-y	travée	117.13	4.23	12.17	14.58	8HA14+2HA12
	appui	-165.44	6	12.17	14.58	8HA14+2HA12

VI.4.9. Vérification nécessaires

- **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

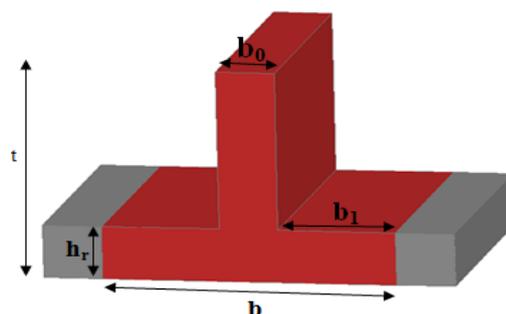


Figure VI.5. Schéma des nervures.

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{721.95 \times 10^{-3}}{0.94 \times 0.8} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{229.33 \times 10^{-3}}{1.26 \times 0.8} = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Vérification de la jonction de table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{721.95 \times \left(\frac{0.94 - 0.45}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8 \times 0.25 \times 0.94} = 1.04 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{229.33 \times \left(\frac{1.26 - 0.45}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8 \times 0.25 \times 1.26} = 0.41 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	Travée	330.73	18.9	1238545.83	5.04 < 15	vérifiée	244.7 > 201.63	N.vérifiée
	Appui	-386.82	18.9	1238545.83	5.9 < 15	vérifiée	286.2 > 201.63	N.vérifiée
y-y	Travée	89.26	15.01	1065756.01	1.25 < 15	vérifiée	81.64 > 201.63	vérifiée
	Appui	-121.61	15.01	1065756.01	1.71 < 15	vérifiée	85.54 > 201.63	vérifiée

Comme La contrainte de traction est vérifiée suivant le sens Y-Y, donc on doit calculer les armatures à l'ELS suivant le sens X-X

Tableau VI.11. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (kN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	330.73	2.72	0.28	22.61	23.37	6HA20+4HA12
	appui	-386.82	3.18	0.302	32.92	34.95	8HA20+2HA25

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 32 \text{ mm, alors } , \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 67.29 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 27.55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

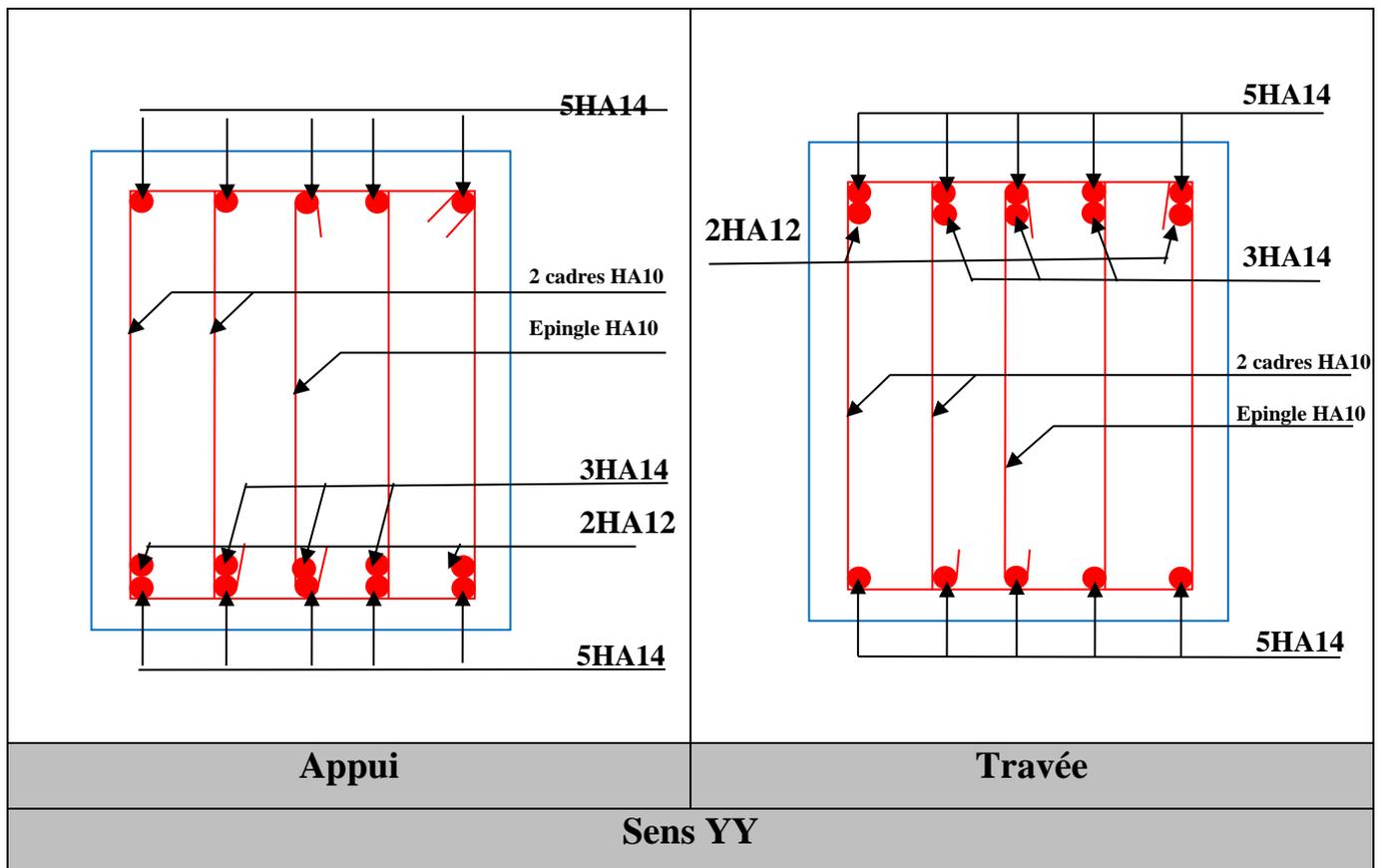
Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (45 \times 85) = 7.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$



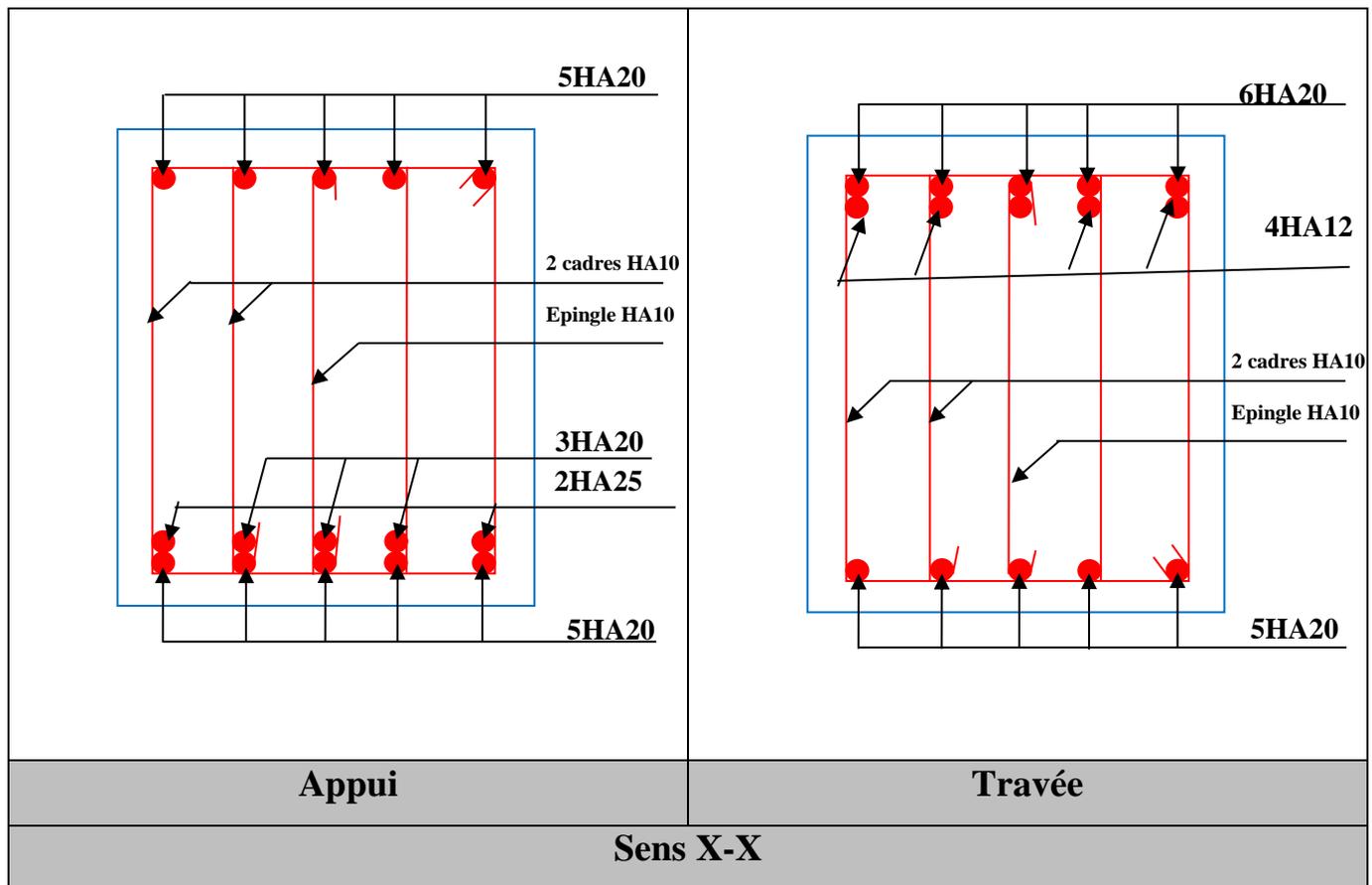


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la nervure

VI.5.Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théorique acquises durant notre formation, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : BAEL91, RPA99version 2003 et autres.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur, on a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voiles placée dans la structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum RPA99 est A calculé, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnements des éléments structuraux.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous ayons un sol qui a un taux de travail de 2.5 bar à une profondeur de 2 m et vue l'importance du poids de la structure, cela nous a conduit à opter pour un radier générale qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. IL nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique

Bibliographie

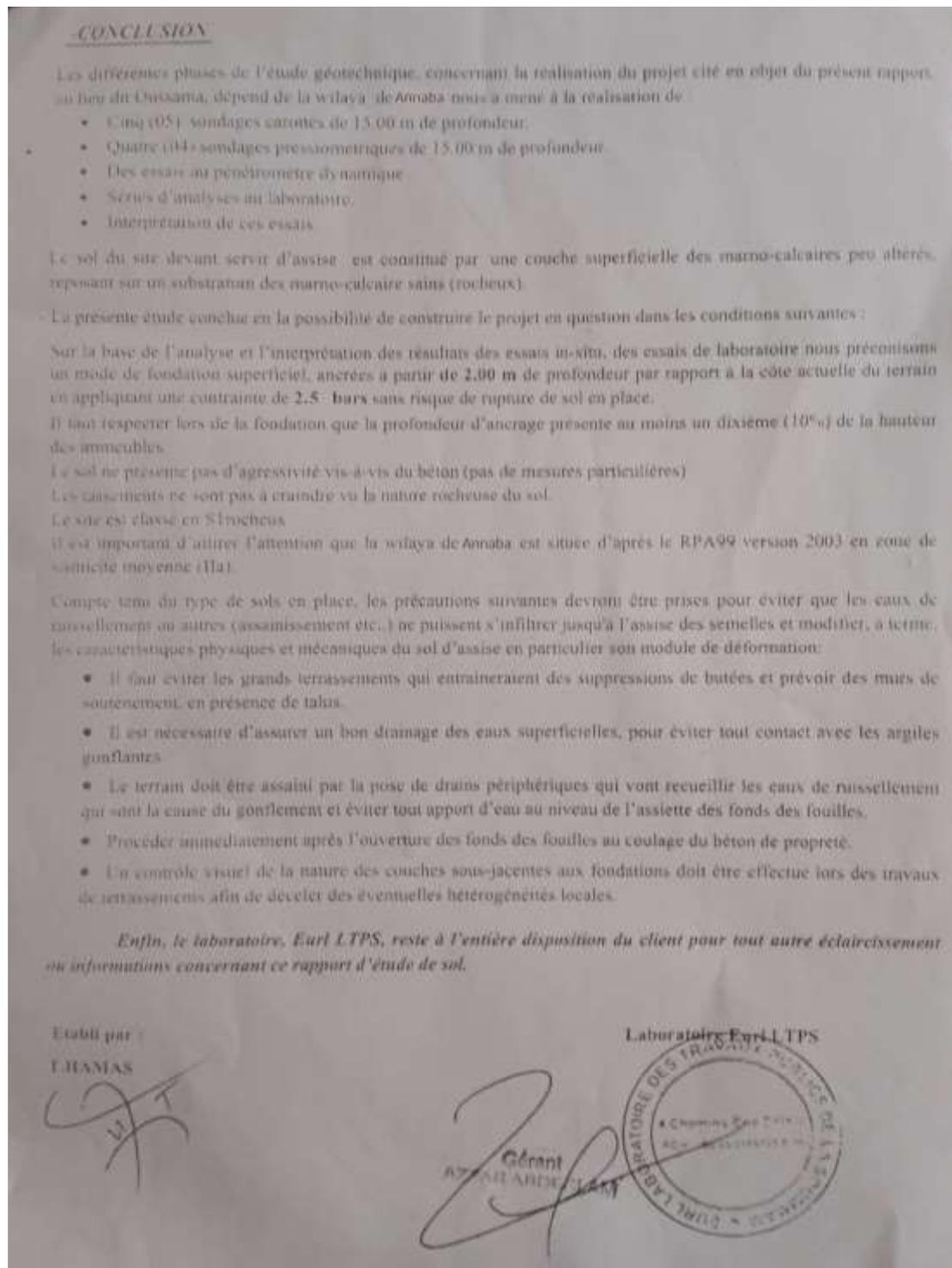
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGSRPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolles troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 1^{ère} année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciel

- ETABS 2016
- Auto CAD 2016

Annexe 1

Le rapport de sol



Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

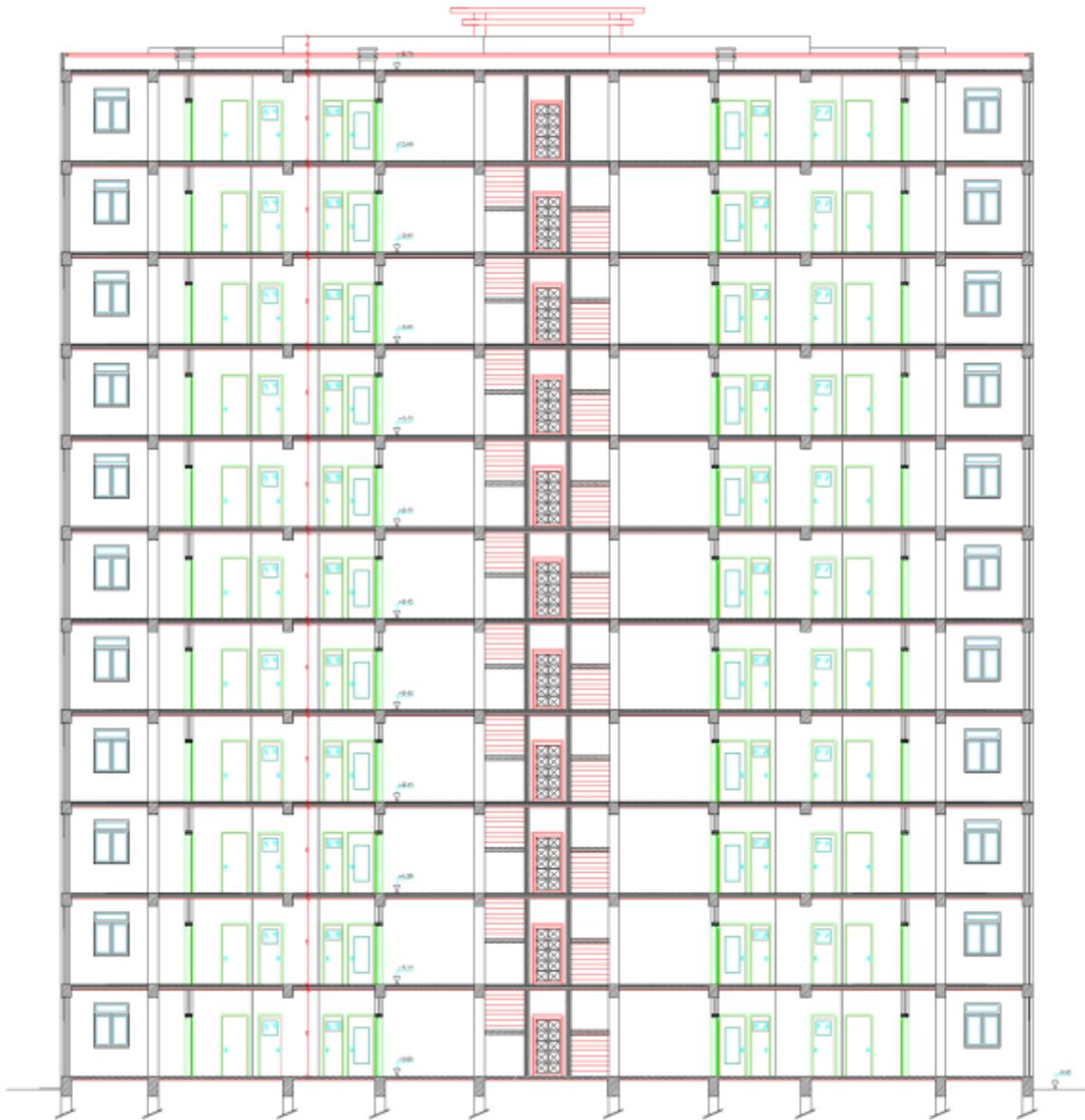
Annexe 3

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

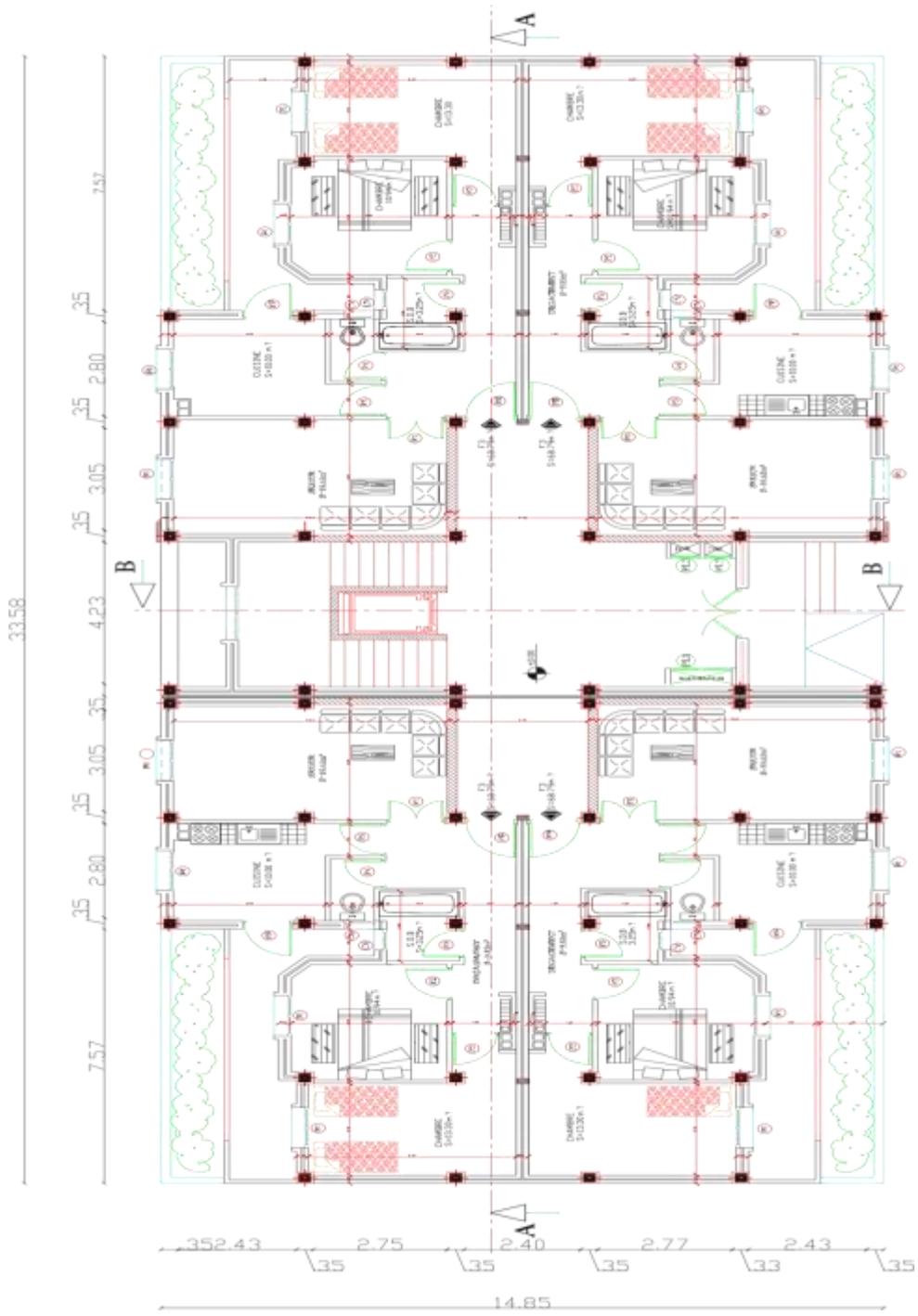
ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.04	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.63	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



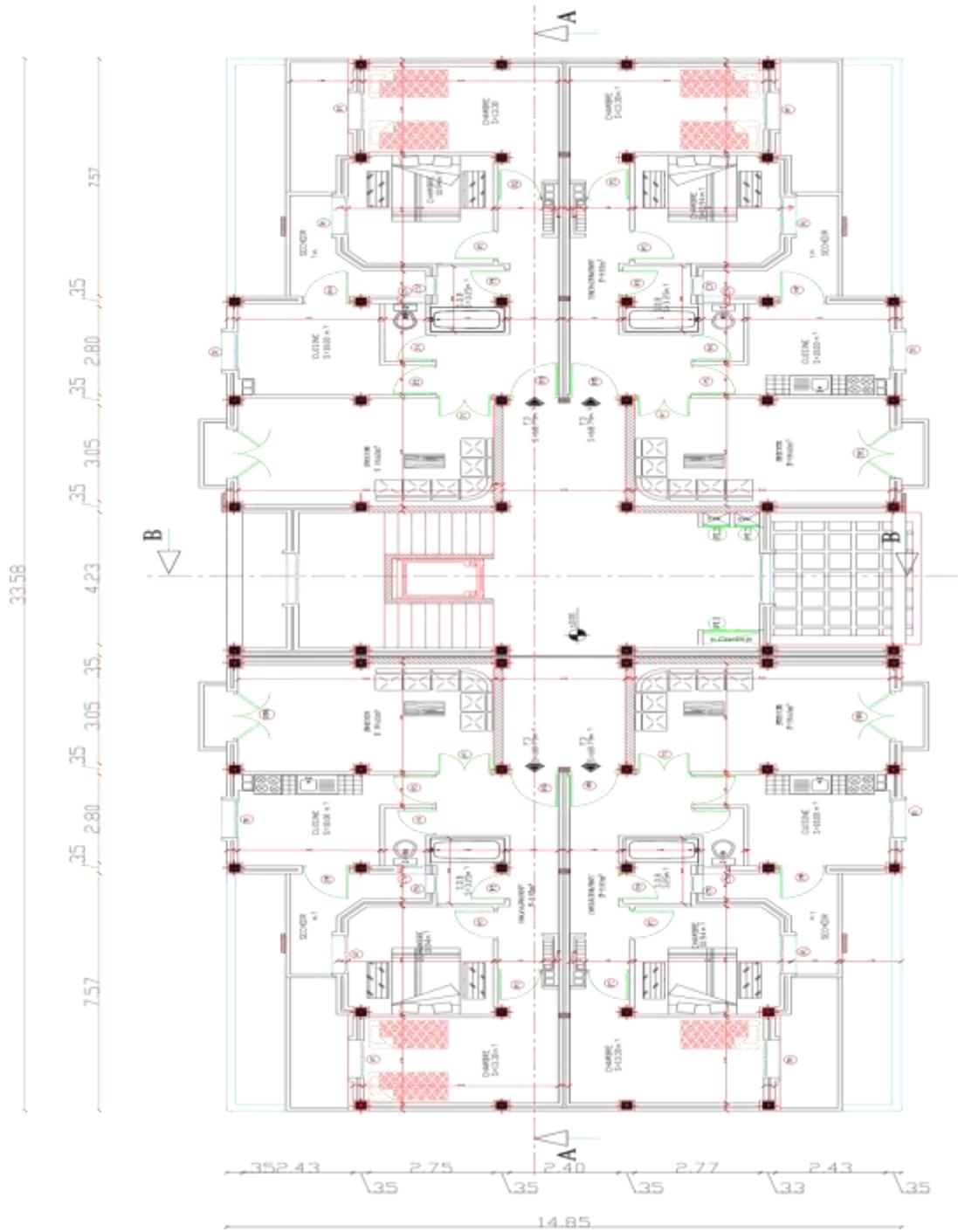
Façade principale



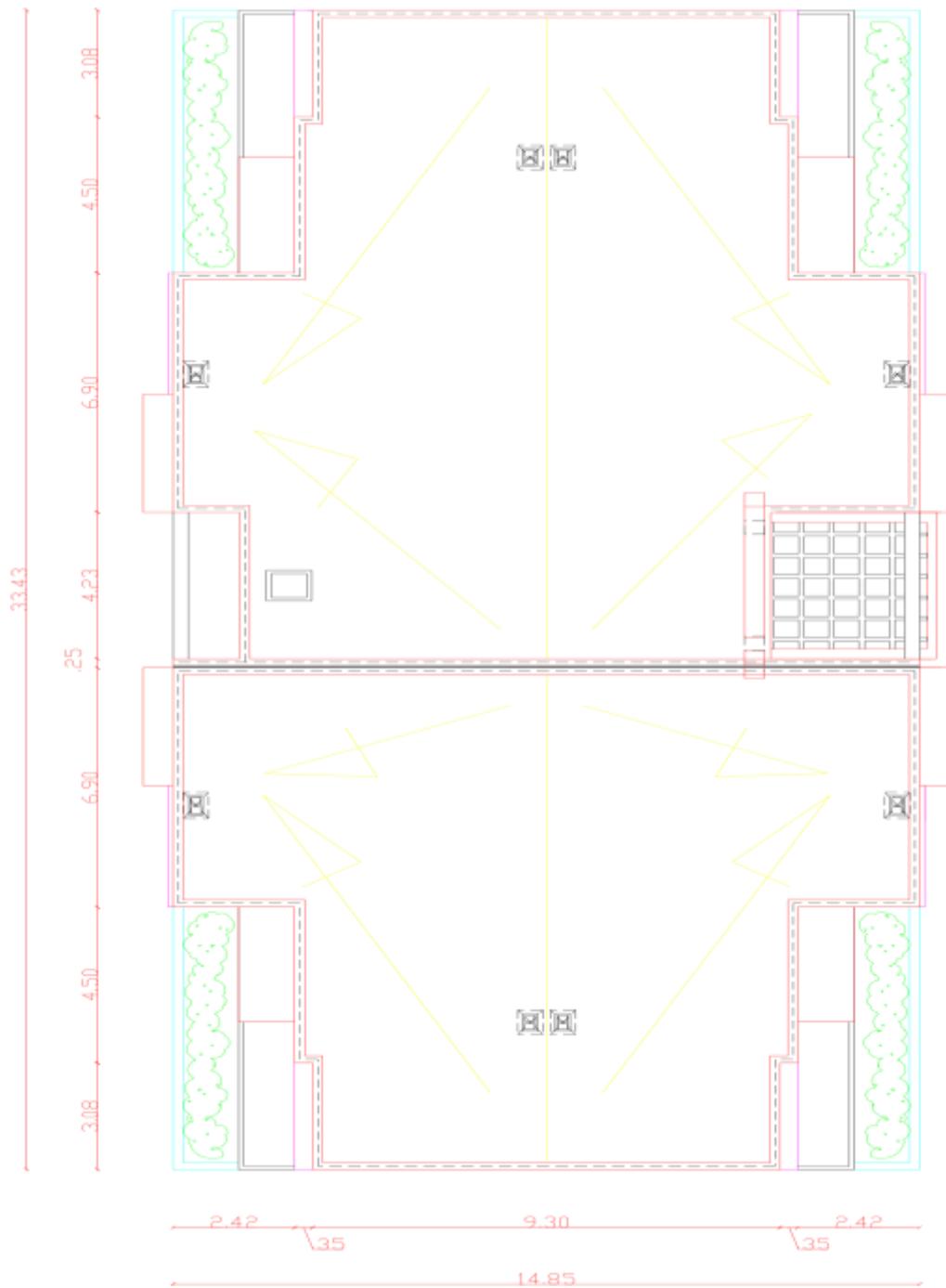
Coupe B-B



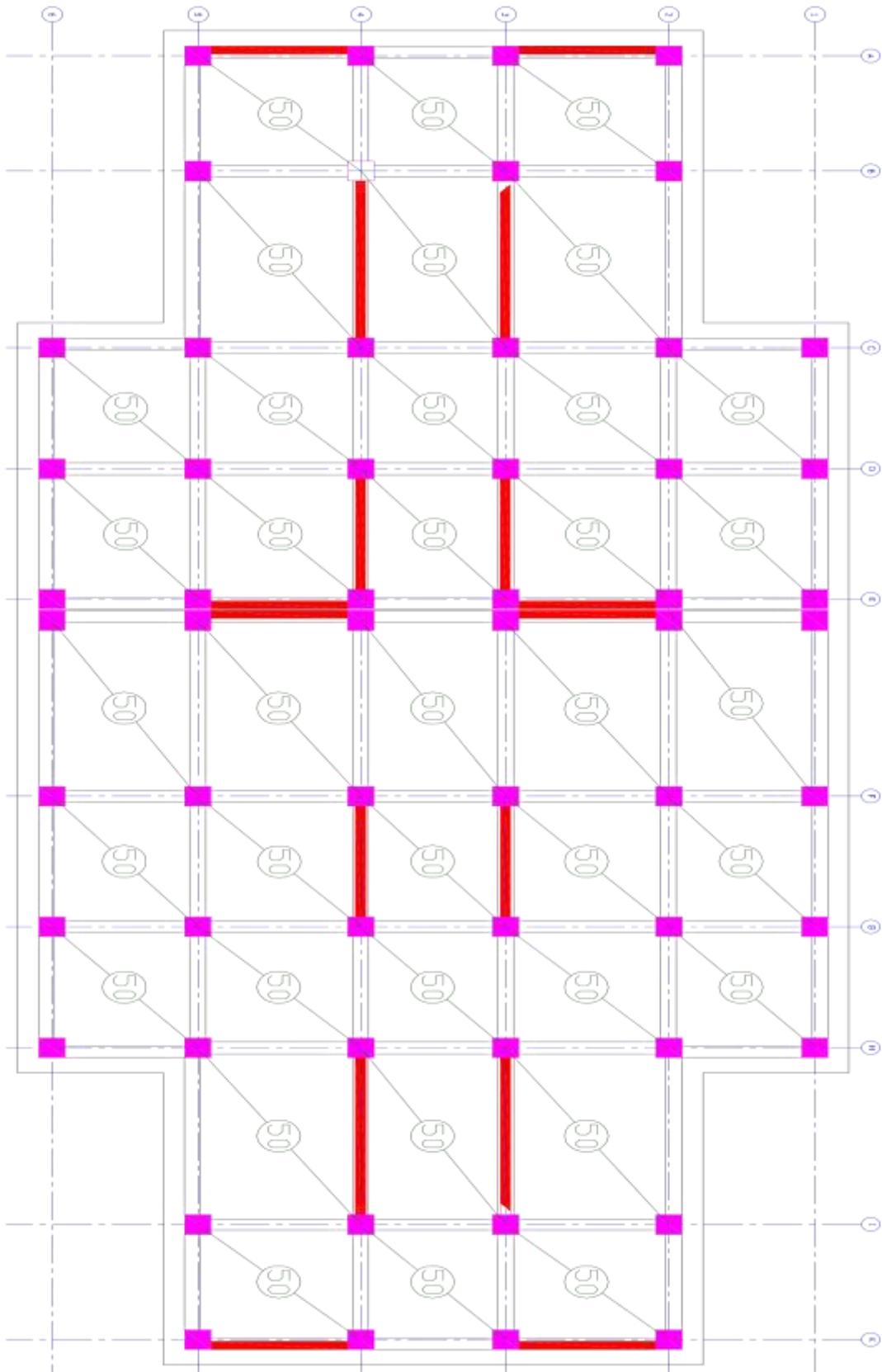
Plan de RDC



Plan d'étage courant 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10



Plan de terrasse



Plan de fondation