

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



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie civil
Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+8 avec entre sol) en béton armé à usage d'habitation
Contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Préparé par

Mr. Bouzekri Adel

Mr. Bounechache Hicham

Encadré par

Mme F. Souidi

Soutenu le 07 /11/2021 devant le jury composé de

Mme. Ouari

Présidente

Mr. Laichaoui

Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Nos vifs remerciements seront adressés à :

Mme SOUIDI F, notre encadreur, pour sa disponibilité et son soutien actif, pour l'attention qu'elle nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le

Bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Tous les enseignants de la faculté de génie civil pour leur contribution en terme de transmission du savoir

Tous ceux qui, d'une manière ou d'autre, ont participé à notre formation et à la réalisation de ce travail

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affectation et leur éternel amour

A mes frères bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité. A mes amis.

Adel Bouzekri

Dédicace

Touts les mots que je puisse dire ne peuvent êtres suffisants pour exprimer ma gratitude et mes remercîments à tous ceux qui m'ont aidé et assisté au cours de mon projet fin d'études et mon parcours d'étudiant.

Je dédie ce mémoire a :

- Mes chers parents qui ont sacrifié leur vie afin de me voir réussir dans mes études et devenir ce que je suis aujourd'hui
- Mes sœurs et ma copine qui ont été patientes et intuitives à tous mes besoins.
- Mon binôme Adel et sa famille qui m'ont accueilli en toute générosité.
- Mes amis et tous ceux qui me sont très chers qui m'ont supporté dans tous mon travail de prés et de loin.

En brefs mots je vous aime tous.

Hicham

Table de matières

<u>Introduction générale</u>	<u>1</u>
<u>Chapitre I. Généralités.....</u>	<u>2</u>
I.1 Introduction.....	2
I.2 Description de l'ouvrage.....	2
I.2.1. Les caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
I.2.2. Définition des éléments de l'ouvrage.....	2
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.3.1. Le béton.....	3
I.3.2. L'acier	4
I.4 Les actions	5
I.4.1. Les actions permanentes G.....	5
I.4.2. Les actions variables Q	5
I.4.3. Les actions accidentelles	5
<u>Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments.....</u>	<u>6</u>
II.1 Introduction	6
II.2 Pré-dimensionnements et évaluations des charges	6
II.2.1. Plancher	6
II.2.2. Plancher à corps creux	6
II.2.3. Les poutrelles.....	6
II.2.4. Plancher en dalle pleine	7
II.2.5. Les escaliers.....	8
II.2.6. L acrotère	10
II.2.7. Les poutres.....	10
II.2.8. Les poutres secondaires	11
II.2.9. Poutre de chaînage.....	11
II.2.10. Les voiles	11
II.2.11. Les poteaux.....	12

II.3 Évaluation des charges et surcharges	12
II.3.1. Plancher	12
II.3.2. Les balcons	13
II.3.3. Les escaliers.....	13
II.3.4. Les murs extérieurs.....	13
II.4 La descente de charge.....	14
II.4.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau p2.....	14
II.4.2. Le poids propre des poutres et des poteaux	14
<u>Chapitre III. Étude des éléments secondaires.....</u>	<u>19</u>
III.1 Introduction	19
III.2 Calcul des planchers.....	19
III.2.1. Étude des poutrelles.....	19
III.2.2. Méthode de Caquot	21
III.2.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles.....	23
III.2.4. Ferrailage de poutrelles :.....	24
III.3 Dalle sur deux appuis (balcon).....	32
III.4 Étude des escaliers	36
III.5 Étude de la poutre palière.....	39
III.5.2. Étude de l'acrotère.....	42
III.5.3. Calcul du Ferrailage	44
III.5.4. Vérification de la condition de non fragilité.....	46
III.5.5. Vérification de la contrainte limite de l'acier et du béton.....	46
<u>Chapitre IV. Étude dynamique.....</u>	<u>49</u>
IV.1 Introduction.....	49
IV.2 Méthode de calcul	49
IV.2.1. La méthode statique équivalente.....	49
IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	49

IV.2.3. La méthode dynamique par accélérogrammes	49
IV.3 Spectre de reponse de calcul (RPA 99/2003 art (4.3.3)	50
IV.3.1. Modélisation.....	50
IV.3.2. Disposition des voiles	50
IV.3.3. Calcul des paramètres de spectre	51
IV.3.4. Présentation des résultats	52
IV.3.5. Résultantes des forces sismiques de calcul	53
IV.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99 / 2003	55
IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	55
IV.4.2. Vérification de l'interaction et justification de la valeur de R=5	55
IV.4.3. Sous charges horizontales	56
IV.5 Vérification de l'effort normal réduit.....	56
IV.6 Vérification vis-à-vis les déplacements relatifs	57
IV.7 Vérifications des effets P- Δ	57
IV.8 Conclusion	58
<u>Chapitre V. Etudes des éléments structuraux.....</u>	59
V.1 Introduction	59
V.2 Étude des poteaux.....	59
V.2.1. Sollicitations et le ferrailage longitudinal.....	59
V.2.2. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	62
V.2.3. Vérification des contraintes	62
V.3 Vérification aux sollicitations tangentes	63
V.4 Schéma de ferrailage des poteaux	64
V.5 Étude des poutres.....	65
V.5.1. Ferrailage des poutres.....	65
V.5.2. Schéma de ferrailage des poutres	70
V.5.3. Vérification de la zone nodale	71

V.6 Étude des voiles.....	73
V.6.1. Définition.....	73
V.6.2. Recommandation du RPA99	74
V.6.3. Disposition des voiles.....	75
V.6.4. Ferrailage des voiles	75
V.7 Conclusion.....	79
<u>Chapitre VI. Étude de l'infrastructure.....</u>	80
VI.1 Introduction.....	80
VI.2 Choix du type des fondations.....	80
VI.3 Étude des fondations	80
VI.3.1. Combinaisons d'actions à considérer.....	80
VI.3.2. Les caractéristiques du sol.....	81
VI.3.3. Vérification des semelles isolées.....	81
VI.3.4. Vérification des semelles filantes.....	81
VI.4 Étude du radier général	83
VI.4.1. Définition	83
VI.4.2. Pré dimensionnement	83
VI.4.3. Calcul des sollicitations.....	88
VI.4.4. Vérification de l'effort tranchant.....	89
VI.4.5. Vérification à l'ELS	89
VI.4.6. Vérification des espacements	89
VI.5 Étude des nervures	90
VI.5.1. Définition	90
VI.5.2. Méthodes de calculs	91
VI.5.3. Calcul des sollicitations.....	92
VI.5.4. Ferrailage des nervures	92
VI.5.5. Vérification de l'effort tranchant.....	94

VI.5.6. Vérification à L'ELS	94
VI.5.7. Les armatures transversales.....	94
VI.5.8. Vérification des espacements	94
VI.5.9. Schéma de ferrailage des nervures	95
VI.6 Étude du Voile périphérique	95
VI.6.1. Les dimensions du voile périphérique.....	96
VI.6.2. Caractéristiques du sol	96
VI.6.3. VI.5.3. Évaluation des charges et surcharges.....	96
VI.6.4. Ferrailage du voile périphérique	96
VI.6.5. Vérification de l'effort tranchant.....	97
VI.6.6. Vérification à L'ELS.....	98
VI.6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :.....	98
VI.7 Conclusion	98

Table des figures

Fig. I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELU	4
Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation	4
Fig.II.1: planche à coups creux	6
Fig. II.2 : disposition de poutrelle	7
Fig. II.3 : La coupe transversale d'une poutrelle	7
Fig.II.4 : Dalle plein sur deux appuis	8
Fig.II.5 : Schéma d'un escalier	9
Fig.II.6 : la descente de charge du poteau le plus sollicité (p1).....	14
Fig.II.7 : la descente de charge du poteau le plus sollicité (p2).....	14
Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	20
Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.	20
Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	20
Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.	21
Fig.III.5 : Disposition des poutrelles entre sol	22
Fig.III.6 : Disposition des poutrelles étages courants	22
Fig.III.7 : Type de poutrelle étage courant.....	23
Fig.III.8 : Schéma d'une dalle sur deux appuis.....	32
Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de dalle balcon	35
Fig.III.10 : Schéma statique de l'escalier.....	36
Fig.III.11 : section à ferrailée.....	37
Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier	38
Fig.III.13 : Schéma statique de la poutre palière.	39
Fig.III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	42
Fig.III.15 : Dimension de l'acrotère.....	42
Fig.III.16 : section de l'acrotère.....	45

Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	48
Fig IV.1 : Spectre de réponse.....	50
Fig.IV.2 : Disposition des voiles de contreventements.....	51
Fig IV.3 : Valeurs des pénalités	51
Fig.IV.4 : Le premier mode selon xx	52
Fig.IV.5 : Le deuxième mode selon yy	53
Fig.IV.6 : Le troisième mode est une rotation au tour de z.....	53
Fig.V.1 : Section du poteau.....	62
Fig V.2 : Ferrailage des poutres principale	70
Fig.V.3 : Ferrailages des poutres secondaires.....	71
Fig.V.4 : Moments résistants au niveau de	71
Fig.V.6 : Voile simple.....	73
Fig.V.6 : Voile composé	73
Fig.V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)	74
Fig.V.8 : <i>Schéma de ferrailage</i> du voile	79
Fig.VI.1 : <i>Schéma d'une semelle isolée</i>	81
Fig.VI.2 : Schéma d'une semelle filante.....	82
Fig.VI.3 : <i>dimension du radier</i>	83
Fig.VI.4 : <i>Présentation de zone d'impact de la charge concentrée</i>	85
Fig.VI.5 : Dalle sur quatre appuis	88
Fig.VI.6 : <i>Schéma de ferrailage du radier</i>	Error! Bookmark not defined.
Fig.VI.7 : La file la plus sollicité de nervure selon X.	91
Fig.VI.8 : La file la plus solliciter de nervure selon Y.....	91
Fig.VI.9 : Schéma des nervures	93
Fig.VI.10 : Charges réparties sur le voile périphérique	96
Fig.VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	98

Liste des tableaux

Tab.II.1 : Dimensionnement de l'escalier	9
Tab.II.2 : Dimension de l'acrotère	10
Tab.II.3 : Les dimensions des poteaux pour chaque niveau	12
Tab.II.4 : Évaluation des charges dans le plancher.....	12
Tab.II.5 : Évaluation des charges des balcons	13
Tab.II.6 : Évaluation des charges du palier.....	13
Tab.II.7 : Évaluation des charges de la volée.	13
Tab.II.8 : Évaluation des charges des murs extérieurs.....	13
Tab.II.9 : Le poids propre des poutres et des poteaux	14
Tab II.10 : Les charges et les surcharges sur des différents planchers	15
Tab. II.11 : La descente de charge sur le poteau p2.....	15
Tab.II.12 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	17
Tab.II.13 : Vérification des poteaux au flambement	17
Tab II.14 : Vérification des conditions du RPA.....	18
Tab III.1 : Chargement sur les poutrelles.....	22
Tab III.2 : Les sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible.....	24
Tab III.3 Les sollicitations des poutrelles de l'étage courant	24
Tab III.4 : Les sollicitations des poutrelles dans le entre sol	24
Tab III.5 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible	30
Tab III.6 : Vérifications de la flèche pour le plancher Étage-courant.....	30
Tab III.7 : Vérification de la flèche pour l'entre sol	30
Tab III.8 : Terrasse inaccessible	31
Tab III.9 : Ferrailages des poutrelles étage courant.....	31
Tab III.10 : Ferrailages des poutrelles entre – Sol.....	31
Tab III.11 : Schema de ferrailage des poutrelles	31
Tab.III.12 : Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis(D2).....	33

Tab.III.13 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis	34
Tab.III.14 : vérification de la flèche	35
Tab.III.15 : les sollicitations maximales dans la volée	37
Tab.III.16 : Calcul du ferrailage de l'escalier	37
Tab.III.17 : vérification des contraintes	38
Tab.III.18 : Vérification de la flèche.....	38
Tab.III.19 : Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	40
Tab.III.20 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	41
Tab.III.21 : Les combinaisons d'actions	43
Tab IV.1 : périodes et taux de participations des masses.....	52
Tab IV.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	55
Tab IV.3 : Interaction voile-portique sous charge verticale.....	55
Tab IV.4 : Interaction voile-portique sous charge horizontales.....	56
Tab IV.5 : Vérification de l'effort normale réduit	56
Tab IV.6 : Vérifications des déplacements d'étages sens X-X.....	57
Tab IV.7 : Vérification des déplacements d'étages sens Y-Y.	57
Tab IV.8 : Vérifications des effets P- Δ	58
Tab V.1 : sollicitations dans les poteaux.....	59
Tab.V.2 : Ferrailage longitudinal.....	60
Tab V.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	61
Tab V.4 : justification de l'effort normal réduit.....	62
Tab V.5 : vérification des contraintes dans l béton.....	63
Tab V.6 : Vérification des contraintes tangentielles	63
Tab V.7 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	64
Tab.V.8 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	64
Tab.V.9 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	64
Tab.V.10 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	65

Tab.V.11 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	65
Tab V.12 :Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.	66
Tab V.13 : ferrailage des poutres	68
Tab V.14 : Vérification des contraintes tangentielles	69
Tab V.15 : Vérification de l'état limite de compression du béton	69
Tab V.16 : vérification de l'état limite de déformation	69
Tab V.17 : Les moments résistants dans les poteaux.....	72
Tab V.18 : Les moments résistants dans les poutres principales	72
Tab V.19 : Les moments résistants dans les poutres secondaires	72
Tab V.20 : Vérification de la zone nodale selon le sens de la poutre principale	72
Tab V.21 : Vérification de la zone nodale selon le sens de la poutre secondaire.	73
Tab.V.22 : Les sollicitations dans les voiles Vxa1.	76
Tab.V.23 : Sollicitations et ferrailage des voiles(1)	78
Tab.V.24 : Sollicitations et ferrailage des voiles(2)	78
Tab.V.25 : Sollicitations et ferrailage des voiles(3)	79
Tab.VI.1 : <i>Résumé des résultats de ferrailages</i>	89
Tab.VI.2 : vérification <i>des contraintes à l'ELS</i>	89
Tab.VI.3 : Les sollicitations dans les nervures à l'ELU	93
Tab.VI.4 : Les sollicitations dans les nervures à l'ELS	93
Tab.VI.5 : Les résultats de ferrailage des nervures.....	93
Tab.VI.6 : Vérifications a l'ELS.....	94
Tab.VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures	95
Tab.VI.8 a: Résultats de ferrailage du voile périphérique	97
Tab.VI.9 b: Résultats de ferrailage du voile périphérique	97
Tab.VI.10 : Vérification des contraintes.....	98



Introduction Générale

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. Ce dernier est un bâtiment en R+8 avec un entre sol, présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voile-portique).

Objectif

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA.93), RPA99 version 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux



Chapitre I

Généralités

Chapitre I. Généralités

I.1 Introduction

On propose dans ce mémoire de projet, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bloc irrégulier (R+8) avec entre sol d'habitation.

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03), la wilaya de Bejaia est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIA).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le groupe 2, car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2 Description de l'ouvrage

I.2.1. Les caractéristiques géométriques du bâtiment

a. En plan

Longueur en plan	31.14m ;
Largeur en plan	16.60m.

b. En élévation

Hauteur de l'entre sol	3.6m ;
Hauteur de l'étage courant	3.06m ;
Hauteur de l'acrotère	0.6m ;
Hauteur totale avec acrotère	31.74m.

I.2.2. Définition des éléments de l'ouvrage

I.2.2.1. Plancher

Nous avons opté pour deux types de planchers, plancher dalle pleine et plancher corps creux .

a. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

b. Plancher dalle pleine

Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

Acrotère

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible.

Poutre

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations.

Les voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux dimensions).

Les escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage.

La maçonnerie

On distingue deux types ; mur extérieur (double paroi), et Mur intérieur (simple paroi).

c. Revêtement

En carrelage pour les planchers courants ;

En mortier pour les murs extérieur et cage d'escalier ;

En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

d. Règles et normes de calculs

Pour le calcul et la vérification on utilise :

Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ;

Les règles BAEL91 ;

Les règles CBA93 ;

Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux**I.3.1. Le béton**

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, et de granulats. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé.

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25$ MPA.

Résistance à la compression (j) jours ; $j \leq 28$, $f_{cj} = 0.685 * f_{c28} \cdot \log(j+1)$;

Résistance à la traction ; $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

a. Contraintes limites

En se référant au règlement du BAEL.91 on distingue deux états limites.

État limite ultime E.L.U

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite est notée par : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

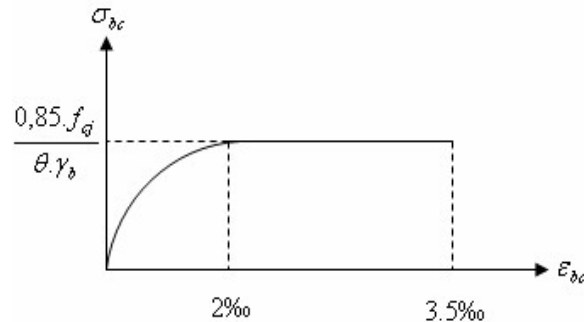


Fig. I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

b. État limite de service E.L.S

Correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité, la contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$; dans notre cas $\sigma_{bc} = 15 \text{ MP}$

I.3.2. L'acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons ces types d'aciers.

Les ronds lisses (R.L) : FeE235 ;

Haute adhérence (HA) : feE400 ;

Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing=6\text{mm}$ pour les dalles.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances.

$E_s = 2.105 \text{ MPA}$

[A.2.2.1]. C.B. A 93

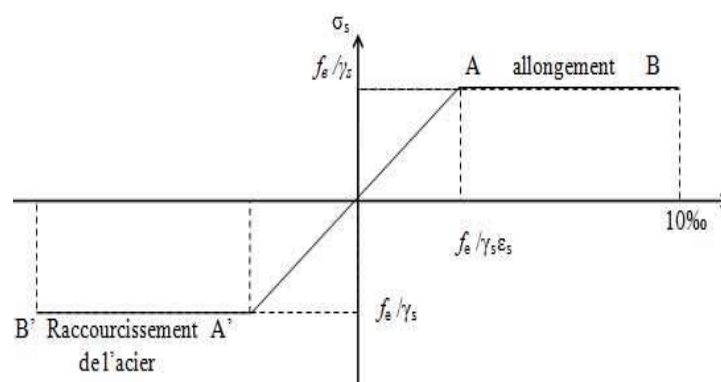


Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation

I.4 Les actions

Les actions sont des forces appliquées sur une construction.

Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

I.4.1. Les actions permanentes G

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent.

Poids propre de la structure ;

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres) ;

Efforts dues des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

I.4.2. Les actions variables Q

Elles varient d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

Les charges d'exploitations ;

Les charges climatiques ;

Les variations climatiques.

I.4.3. Les actions accidentelles

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

Charges climatiques exceptionnelles ;

Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants ;

Explosion (gaz, bombes, ...) ;

Séisme.

a. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

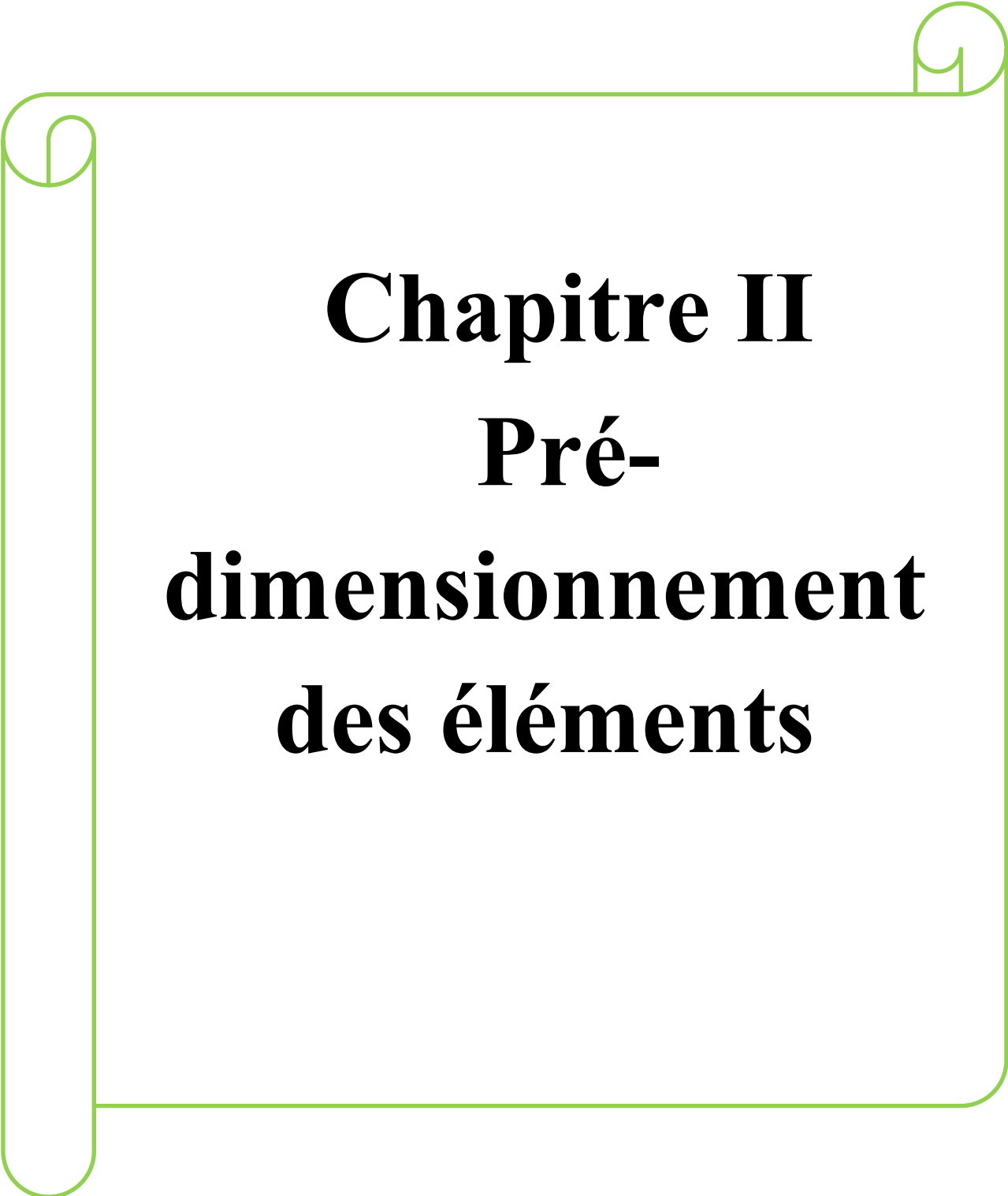
$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU: 1,35G + 1,5Q \\ ELS: G + Q \end{cases} ; \quad \text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q + E \\ G + Q + 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : état l'action permanente ;

Q : charge d'exploitation ;

E : l'action du séisme.



Chapitre II

Pré- dimensionnement des éléments

Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments.

Cette opération se fait conformément par les règlement suivant (RPA99(version2003), BAEL91, CBA93...). Les résultats des dimensions obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être changes après vérifications dans la phase de dimensionnement la transmission des charges se fait comme suit.

Charge et surcharge →planchers →poutres →poteaux →fondations →sol.

II.2 Pré-dimensionnements et évaluations des charges

II.2.1. Plancher

Un plancher est une aire généralement plane qui sert à séparer les différents étages ; il est capable de supporter les charges appliquées puis les transmettre aux éléments porteurs.

Dans ce bâtiment, on trouve deux types :

Plancher à corps creux ;

Plancher en dalle pleine.

II.2.2. Plancher à corps creux

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec

L_{max} : Travée maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles.

$$\text{Donc : } L_{max}=430-30=400\text{cm} \rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5}=17.77\text{cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = (h_{CC}+h_{DC}) = (16+4) = 20\text{cm.}$$

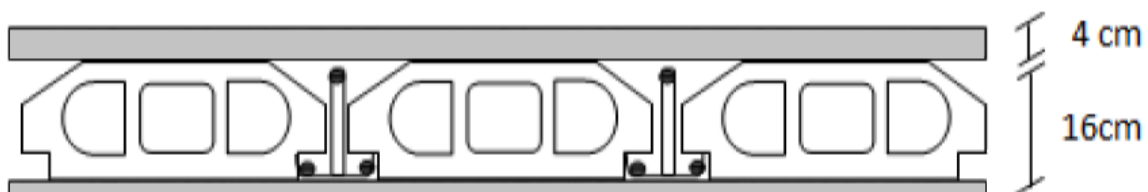


Fig.II.1: planche à coups creux

II.2.3. Les poutrelles

Les poutrelles se calculent en flexion simple comme des sections en T, elles sont disposées selon les critères suivants :

Le critère de la plus petite portée ;

Le critère de continuité.

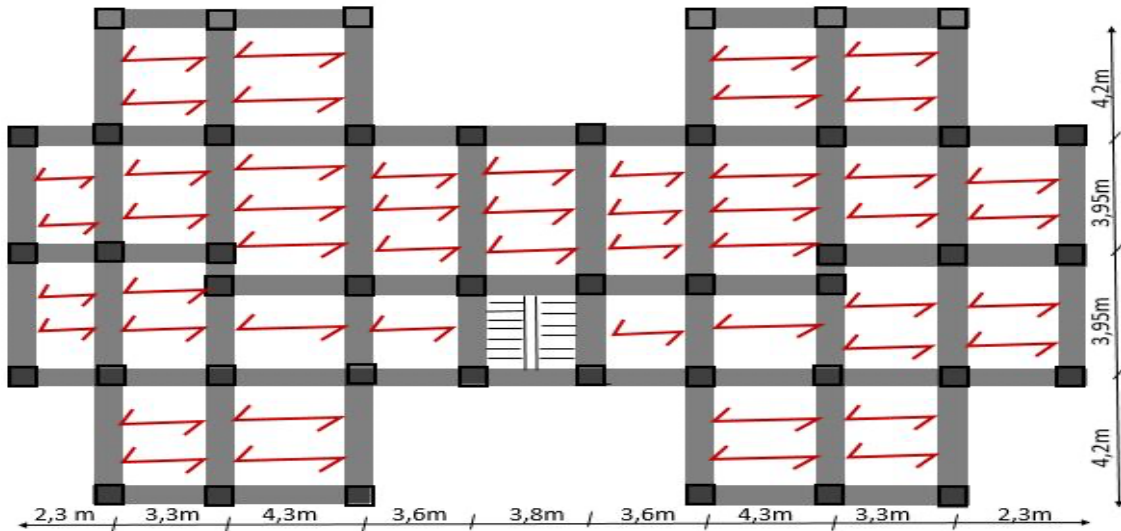


Fig. II.2 : disposition de poutrelle

Elles sont caractérisées par les dimensions suivantes ;

h_t : La hauteur totale du plancher ;

h_0 : La hauteur de la dalle de compression ;

b : La longueur de la dalle de compression ;

b_0 : La longueur de la nervure ;

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles ;

L_y : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$

Avec

$L_x=L_0-b_0=65-10=55\text{cm}$; $L_y=395-30=365\text{cm}$.

Donc

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min(27.5 ; 36.5)$; $b=(27.5 \times 2) + 10=65\text{cm}$.

On prend

$b=65\text{cm}$.

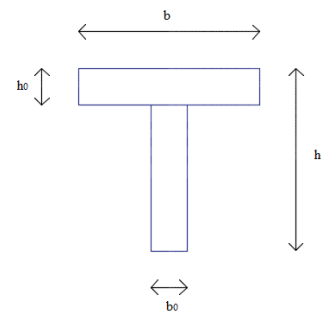


Fig. II.3 : La coupe transversale d'une poutrelle

II.2.4. Plancher en dalle pleine

Ce sont des plaques totalement en béton armé, ils se reposent sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en béton armé, ils sont utilisés pour planchers à surcharges élevées généralement.

Le pré-dimensionnement de ce type de plancher dépend des critères suivants.

a. Critère de la résistance

$e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$;

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

Avec

L_x = la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité ;

L_y = la grande portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité.

b. Coupe-feu

$e \geq 7$ → Pour une heure de coupe-feu ;

$e \geq 11$ → Pour 2 heures de coupe-feu ;

$e \geq 14$ → Pour 3 heures de coupe-feu.

Avec e : épaisseur de la dalle et $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

La structure comporte deux types de dalle pleine.

Dalle sur deux appuis
$\rho = \frac{130}{380} = 0.34 > 0.4 \Rightarrow \frac{130}{30} \leq e \leq \frac{130}{35}$ $\Rightarrow 4.33 \leq e \leq 3.75$

$e \geq 11$ Cm ; Pour 2 heures de coupe-feu.

Alors on opte pour l'ensemble des dalles pleines

L'épaisseur ; $e = 14$ cm .

II.2.5. Les escaliers

L'escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre, il est en béton armé, en acier, ou en bois. Dans notre cas les escaliers sont réalisés en béton coulé sur place.

La Fig.II.5. Montre les différents éléments constituant un escalier.

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos) ;
- (2) : L_0 (Longueur projetée de la volée) ;
- (3) : g (Giron) ;
- 4) : h (Hauteur du contre marche) ;
- (5) : H (Hauteur de la volée) ;
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse) ;
- (7) : (Emmarchement).

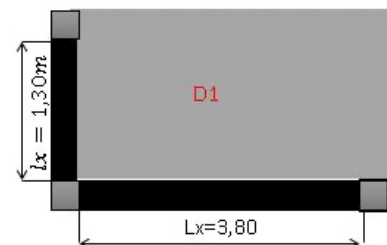


Fig.II.4 : Dalle pleine sur deux appuis

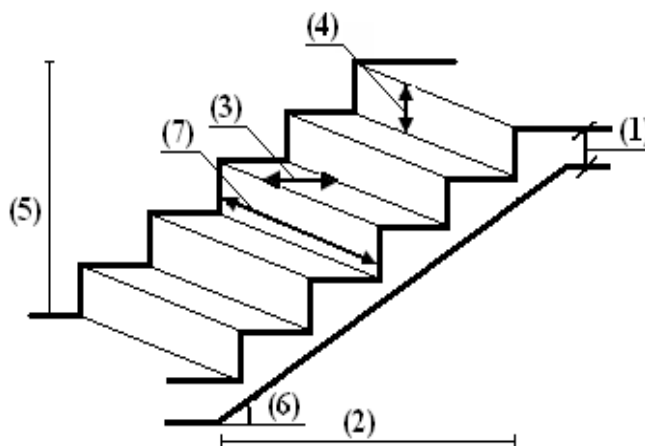


Fig.II.5 : Schéma d'un escalier

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

L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale (20 → 40%) ;

La hauteur (h) des contres marches se situe entre 14 et 18 cm. ;

La largeur (g) se situe entre 25 et 32 cm ;

La formule empirique de BLONDEL : $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm. Avec : $h = \frac{h_{\text{étage}}}{n}$ et $g = \frac{l}{n-1}$

H : hauteur de la volée. ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

n : nombre de contre marche ;

n - 1 : nombre de contre marche

Épaisseur de la paillasse : La détermination de l'épaisseur de la paillasse se fait en l'assimilant à une dalle reposante sur deux appuis. $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Tab.II.1 : Dimensionnement de l'escalier

RDC+ étages courants	
Schéma statique	
Dimension	<p>H=153cm. $L_0=240$cm. $\alpha = 32.52^\circ$. L= 415 cm. n= 9</p> <p>h=17cm. g=30cm. $13.82 \leq e \leq 20.73 \rightarrow e_p = 15$ cm</p>

II.2.6. L acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé situé en bordure de la toiture terrasse, son rôle est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales.

Dans ce projet l'acrotère a les dimensions montrées sur le Tab.II.2 :

Poids propre de l'acrotère.

$$G=25 \times S$$

Avec : S la surface de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.07}{2} \right) + (0.07 \times 0.1) = 0.0685 \text{ m}^2 \Rightarrow G = 25 \times 0.0685 = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

Tab.II.2 : Dimension de l'acrotère

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Hauteur (m)	Poids (KN/ml)
4Enduit de ciment intérieur	20	0.015	0.60	0.18
Enduit de ciment extérieur	20	0.02	0.60	0.24
Poids propre de l'acrotère	1.71 KN/ml			
G total (KN/ml)	2.13			
Q (KN/ml)	1			

II.2.7. Les poutres

Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis.

Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

On suppose que les poteaux de section (30×30) cm²

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Leftrightarrow 30.67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm.}$$

On prend $h=40$ cm, $b=30$ cm.

a. Vérification des exigences du RPA

$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée ;

$h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée ;

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 < 4 \quad \text{condition vérifiée ;}$$

II.2.8. Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Leftrightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm} .$$

On prend $h=35 \text{ cm}$, $b=30 \text{ cm}$.

a. Vérification des exigences du RPA

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée ;}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad \text{condition vérifiée ;}$$

II.2.9. Poutre de chaînage

$$L_{\max} = 110 - 30 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1070}{15} \leq h \leq \frac{1070}{10} \Leftrightarrow 71.33 \text{ cm} \leq h \leq 107 \text{ cm} . \text{ Soit : } h=80 \text{ cm}, b=30 \text{ cm} .$$

Vérification des exigences du RPA

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée ;}$$

$$h = 80 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 2.66 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Après les vérifications, on adapte pour les dimensions suivantes :

Poutre principales $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$;

Poutre secondaire $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$;

Poutre de chaînage $(b \times h) = (30 \times 80) \text{ cm}^2$.

II.2.10. Les voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) par la condition suivante.

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right] ; \min (b, h) = 1/4 ; \quad \text{(Art 7.7.1 RPA 99/2003)}$$

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage ; La longueur de voile (L) : $L \geq 4 \times e$.

$$\text{RDC : } h_e = 360 - 20 = 340 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} . \text{ Soit } e = 17 \text{ cm} \text{ et } L = 70 \text{ cm} .$$

$$\text{Étage courant : } h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} . \text{ soit } e = 15 \text{ cm} \text{ et } L = 60 \text{ cm} .$$

II.2.11. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé rectangulaires carrés ou bien circulaires. Ils transmettent les charges aux fondations. Le pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). En appliquant les critères des résistances et le critère de stabilité de forme et les exigences du RPA99/2003.

On va fixer les dimensions des poteaux après effectuer la descente de charge. Tout en vérifiant les conditions suivantes.

$$\min(b; h) \geq 25 \text{ cm avec } \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ et } \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Avec h_e =hauteur libre de l'étage.

Les sections des poteaux sont supposées comme suit

Tab.II.3 : Les dimensions des poteaux pour chaque niveau

Niveau	Section (b × h)
Entre sol	45 × 45
Rez de chaussée	40 × 45
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	40 × 40
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	35 × 40
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	35 × 35
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	30 × 35

II.3 Évaluation des charges et surcharges

II.3.1. Plancher

Tab.II.4 : Évaluation des charges dans le plancher

Plancher	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	Multicouche d'étanchéité	0.6	0.02	0.12	
	Forme de pente	22	0.1	2.2	
	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01	
	Plancher à corps creux	/	0.16+0.04	2.85	
	Enduite de plâtre	10	0.02	0.2	
La charge permanente Totale				6.18	
RDC+ Étages courants	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Cloison de séparations	10	0.1	1	
	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	Plancher à corps creux	/	0.16+0.04	2.85	
	Enduit de ciment	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
La charge permanente totale (RDC +étages courants)				5.21	
La charge permanente totale (dalle pleine)				5.43	

II.3.2. Les balcons

Tab.II.5 : Évaluation des charges des balcons

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Dalle pleine	25	0.15	3.75	
Enduit de ciment	18	0.02	0.36	
La charge permanente totale :(G)			5.27	

II.3.3. Les escaliers

a. Le palier

Tab.II.6 : Évaluation des charges du palier

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	2.5
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Dalle pleine	25	0.16	4	
Enduit de mortier	20	0.02	0.4	
La charge permanente Totale :(G)			5.27	

II.3.3.2. La volée

Tab.II.7 : Évaluation des charges de la volée.

Désignation Des éléments		Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kn/m ³)	Surcharges Q (kn/m ²)
Revêtement en Carrelage	Horizontale	20	0.02	0.4	2.5
	Verticale	20	0.02h/g	0.22	
Mortier de Pose	Horizontale	20	0.02	0.4	
	Verticale	20	0.02h/g	0.22	
Dalle pleine		25	0.15/cos α	4.44	
Enduit de ciment		18	0.15/cos α	0.30	
Poids des marches		22	h/2	1.87	
Garde de corps (Inox)		/	/	/	
La charge permanente totale (G)				7.58	

II.3.4. Les murs extérieurs

Doubles parois en brique creuse

Tab.II.8 : Évaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	/	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.1	0.9
Enduite de plâtre	10	0.02	0.2
La charge permanente totale (G)			2.80

II.4 La descente de charge

La descente de charge permet l'évaluation des charges revenantes à chaque élément de la structure, on aura à considérer

La charge propre de l'élément.

La charge de plancher qu'il supporte ;

Les éléments secondaires

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas (les fondations).

On effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

II.4.1. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau p2

a. La surface afférente sous G

$$S=(1,3*2,45)+(2,45*2,15)+(1,5*1,3)+(1,5*2,15)=13,24 \Rightarrow S_{aff/G}=13.24 \text{ m}^2;$$

$$S_{aff/Q}= S_{aff/G}+0.3 \sum (L_{pp} + L_{ps}) ; S_{aff/Q}=13.24+0.3(2+1.5+1.83+1.95) \Rightarrow S_{aff/Q}=15.42 \text{ m}^2.$$

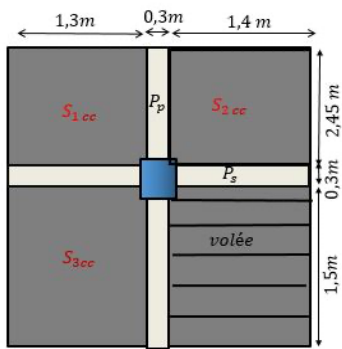


Fig.II.6 : la descente de charge du poteau le plus sollicité (p1)

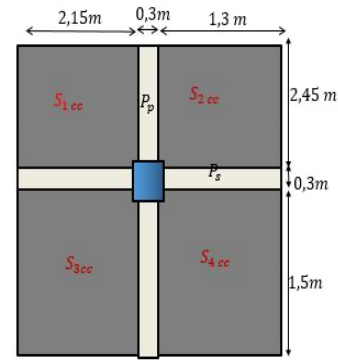


Fig.II.7 : la descente de charge du poteau le plus sollicité (p2)

II.4.2. Le poids propre des poutres et des poteaux

Tab.II.9 : Le poids propre des poutres et des poteaux

Élément	Poids propre (G)	
Poutre $G=\gamma_{\text{béton}}\times V$	Principale	9.92
	Secondaire	9.19
Poteau $G=\gamma_{\text{béton}}\times S\times h_{\text{étage}}$	Entre sol	15.49
	Rez de chaussée	13.77
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	12.24
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	10.71
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	9.37
	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	8.03

Tab II.10 : Les charges et les surcharges sur des différents planchers

Plancher	G	Q
Terrasse inaccessible	$13.24 \times 6.18 = \mathbf{81.82}$	13.24
Étages courants	$13.24 \times 5.21 = \mathbf{68.98}$	$13.24 \times 1.5 = \mathbf{19.86}$

La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1, 2, ... n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit

Sous la terrasse	Q_0 .
Sous le dernier étage	$Q_0 + Q_1$.
Sous l'étage immédiatement inférieur	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
Sous l'étage immédiatement inférieur	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
Pour $n \geq 5$	$Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant

Tab. II.11 : La descente de charge sur le poteau p2

Niveau	Élément	G	Q
N ₁₀	Plancher terrasse	88.44	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	8.03	
	Totale	115.58	13,24
N ₉	Revenant de N ₁₀	115.58	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	8.03	
Totale	211.7	33.1	
N ₈	Revenant de N ₉	211.7	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	9.37	
Totale	309.16	46.34	
N ₇	Revenant de N ₈	309.16	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	9.37	
Totale	406.62	59.58	
N ₆	Revenant de N ₇	06.62	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	10.71	
Totale	505.42	72.82	
N ₅	Revenant de N ₆	505.42	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	

	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	10.71	
	Totale	605.42	86.06
N ₄	Revenant de N ₅	605.42	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	12.24	
	Totale	706.08	99.3
N ₃	Revenant de N ₄	706.08	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	12.24	
	Totale	806.42	112.54
N ₂	Revenant de N ₃	806.42	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	13.77	
	Totale	908.28	125.78
N ₁	Revenant de N ₂	908.28	
	Plancher courant	68.98	
	Poutre principale	9.92	
	Poutre secondaire	9.19	
	Poteau	15.49	
	Totale	1011.85	139.02

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

Donc pour le poteau p2 : $N_u = 1574,527 \text{ KN}$.

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1150,87 \text{ KN} ;$$

Poteau p1 ; Les résultats des calculs sont les suivants.

$$N_u = 1794.30 \text{ KN} ; \quad N_s = 1299,10 \text{ KN}.$$

Les calculs montrent que le poteau p1 est le plus sollicité sous chargement verticale.

Les vérifications nécessaires pour le poteau (y)

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, tel que : $N_u^* = 1.1 \times N_u = 1.1 \times 1794.30 = 1973.73 \text{ KN}$.

Vérification à la compression simple

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA avec } B : \text{ section de poteau, } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1973.73 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.13 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.45 \times 0.4 = 0.18 \text{ m}^2 \Rightarrow$ donc : $B = 0.18 \text{ m}^2 > 0.13 \text{ m}^2$.

Tab.II.12 : Vérification des poteaux à la compression simple

Niveau	N _u * (KN)	B(m)	B > B _{calculé}		Observation
			B	B _{calculé}	
Entre sol	1973.30	45×45	0.21	0.13	Vérifiée
RDC(E1)	1781.15	45×40	0.18	0.12	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	1673.91	40×40	0.16	0.11	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	1215.65	40×35	0.14	0.08	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	723.33	35×35	0.12	0.05	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	365.35	35×30	0.11	0.02	Vérifiée

a. Vérification au flambement

D'après le (BAEL91), on doit faire la vérification suivante pour chaque poteau :

$$N_u \leq \overline{N_u^*} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b}; \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement λ .

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

$$\text{et } \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\text{tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i}; \quad \text{avec : (i) Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}; \quad \text{et } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$l_f = 0.7 l_0 \quad l_f : \text{longueur de flambement} \quad l_0 : \text{longueur du poteau.}$$

$$A_s \geq 0.8\% \times B_r; \quad \text{selon le BAEL : } \frac{A_s}{B_r} = 1\%.$$

On doit vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{-calculé}}$,

$$\text{Avec : } B_{r\text{-calculé}} = \frac{N_u^*}{\alpha \times \left(\frac{f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (b-2) \times (h-2).$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus.

Tab.II.13 : Vérification des poteaux au flambement

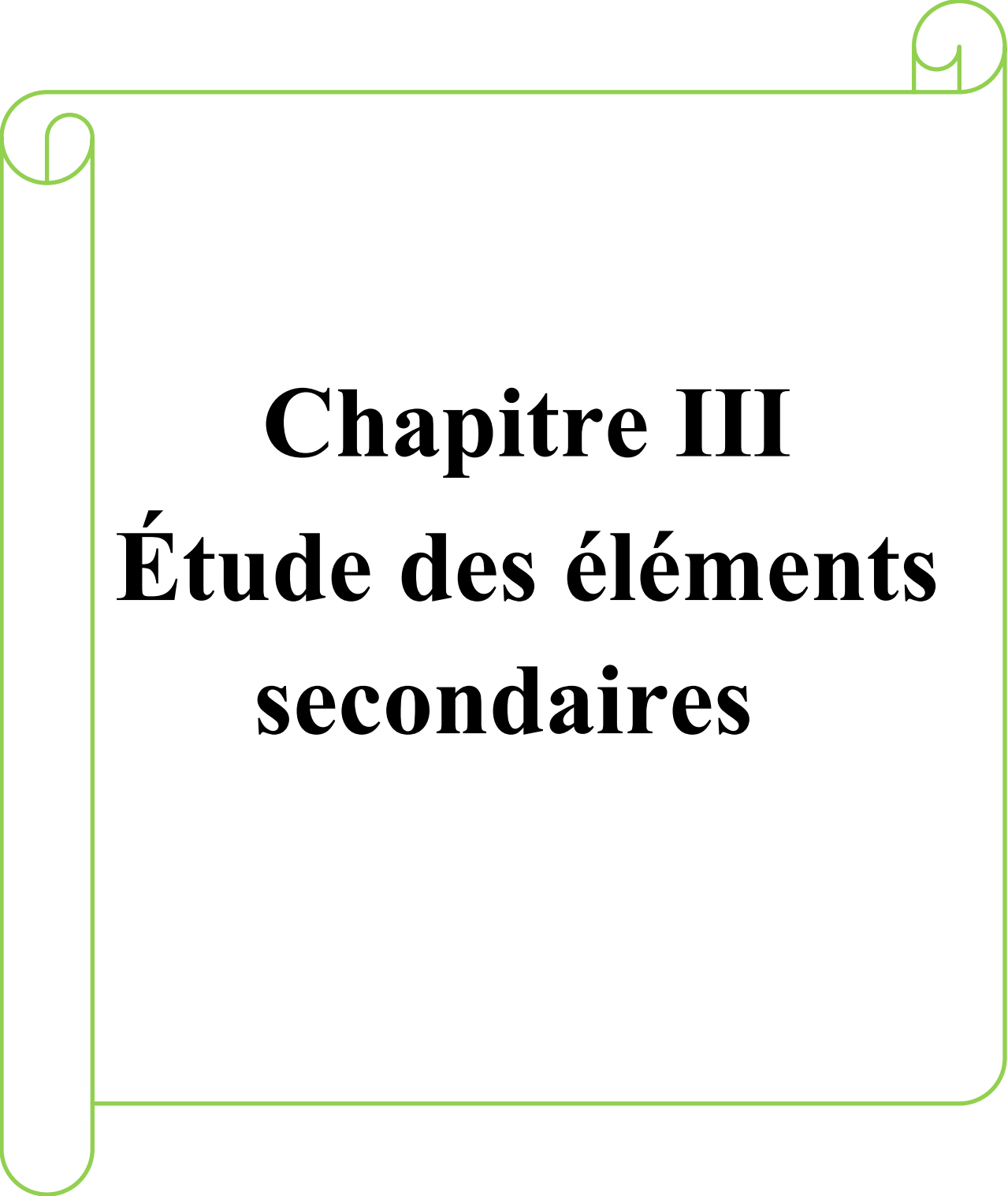
Niveau	N _u *	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m)	B _{rcalculé} (m)	Observation
Entre sol	1973.73	3.06	2.14	16.46	0.81	0.18	0.11	Vérifiée
RDC(E1)	1781.15	3.06	2.14	16.46	0.81	0.16	0.09	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	1673.91	3.06	2.14	17.83	0.80	0.14	0.09	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	1215.65	3.06	2.14	17.83	0.80	0.13	0.07	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	723.33	3.06	2.14	21.4	0.79	0.11	0.04	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	365.35	3.06	2.14	21.4	0.79	0.09	0.02	Vérifiée

D'après les résultats, les poteaux ne risquent pas de flambement.

Vérification des conditions du RPA 99/2003

Tab II.14 : Vérification des conditions du RPA

Niveau	Section	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
Entre sol	45×45	$45 \geq 25$	$45 \geq 13.8$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	Vérifiée
RDC(E1)	45×40	$40 \geq 25$	$40 \geq 13.8$	$\frac{1}{4} < 0.29 < 4$	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	40×40	$40 \geq 25$	$40 \geq 13.8$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	40×35	$35 \geq 25$	$35 \geq 13.8$	$\frac{1}{4} < 0.87 < 4$	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	35×35	$35 \geq 25$	$35 \geq 13.8$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	35×30	$30 \geq 25$	$30 \geq 13.8$	$\frac{1}{4} < 0.86 < 4$	Vérifiée



Chapitre III
Étude des éléments
secondaires

Chapitre III. *Étude des éléments secondaires*

III.1 Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

III.2 Calcul des planchers

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé.

Plancher à corps creux ;

Plancher dalle pleine ;

Plancher champignons et /ou plancher dalle.

III.2.1. Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres sur plusieurs appuis, à la flexion simple.

III.2.1.1. Méthode de calcul

Les méthodes appropriées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

Méthode forfaitaire ;

Méthode de Caquot.

III.2.1.2. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

a. Condition d'application (B.6.210)

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

Plancher est à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$) ;

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$;

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;

Fissuration peu nuisible (F.N).

b. Application de la méthode

Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d , doivent vérifier ;

a.) $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$.

b.) $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire ;

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6M_0$ pour une poutre à deux travées ;

$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$; le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

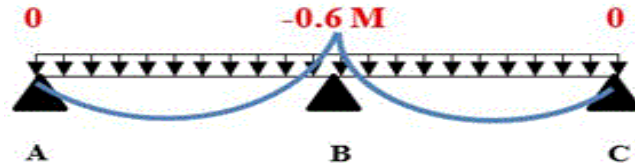


Fig.III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

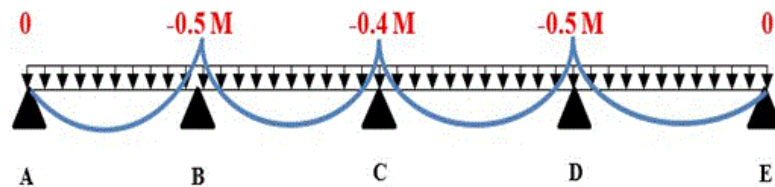


Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15 M_0$,

Tel que : $M_0 = \max(M_0^1, M_0^n)$.

c. Évaluation de l'effort tranchant

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de (-15%) si c'est une poutre à deux travées. Et (- 10%) si c'est une poutre à plus de deux travées.

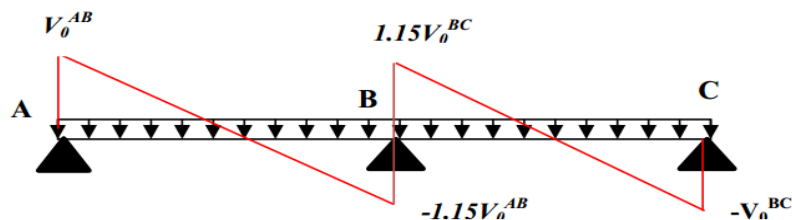


Fig.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

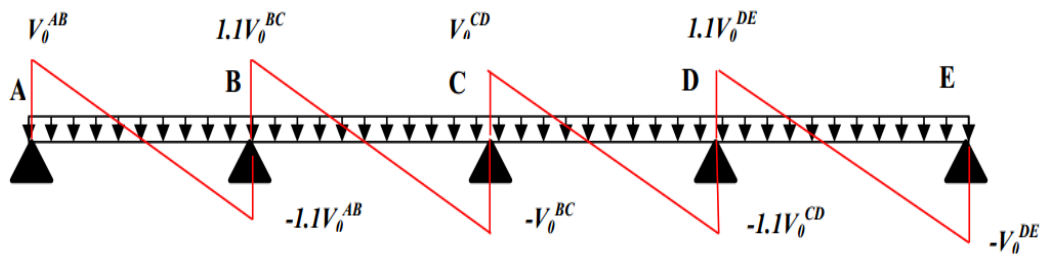


Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

III.2.2. Méthode de Caquot

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$). Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

La variation de moment d’inerties d’une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (L_y) de chaque travée.

L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

III.2.2.1. Calcul des moments

a. Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l} \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b. En appuis

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

L'_g et L'_d : Longueurs fictives.

q_g et q_d : Des charges réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considère

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

III.2.2.2. L’effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

Disposition des poutrelles :(étage courant plus étages terrasse inaccessible)

Disposition des poutrelles

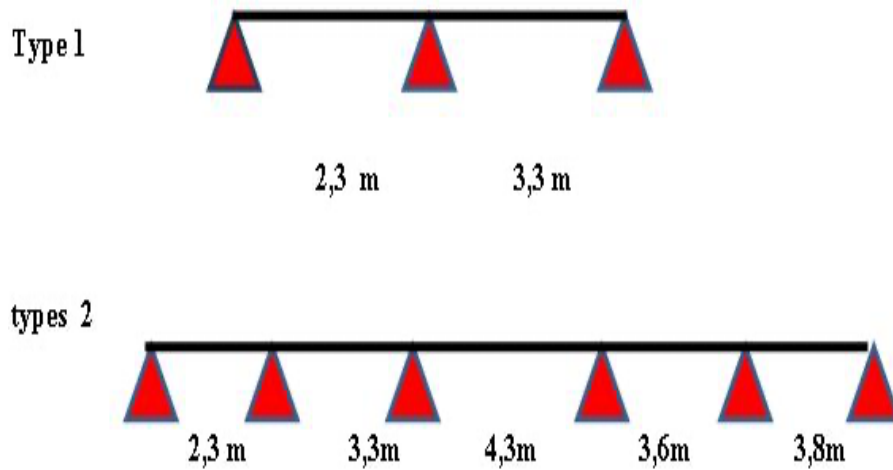


Fig.III.5 : Disposition des poutrelles entre sol

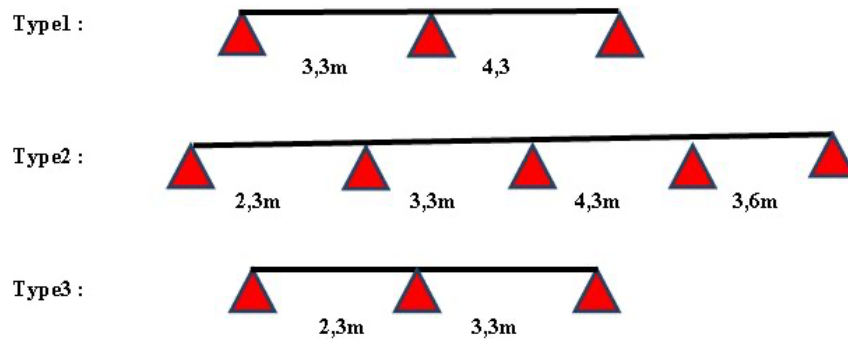


Fig.III.6 : Disposition des poutrelles étages courants

Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

• **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

a. Plancher étage courant :

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 1.5) \times 0,65 = 9.28 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.21 + 1.5) \times 0.65 = 6.71 \text{ KN/ml}$.

b. Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tab III.1 : Chargement sur les poutrelles

Nature	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU 1.35G+1.5Q		ELS G+Q	
			Pu (KN/m ²)	Qu (KN/m ²)	Ps (KN/m ²)	Qs(KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.18	1	9.84	6.39	7.18	4.66
Étage courant	5.21	1.5	9.28	6.032	6.71	4.36
Entre sol	5.21	2.5	10.78	7.007	7.71	5.01

La méthode forfaitaire n'est pas satisfaite pour le calcul des types de poutrelles, donc on fait appel à la méthode de Caquot.

III.2.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

➤ **Type 1 :**



Fig.III.7 : Type de poutrelle étage courant

• **Application de la méthode forfaitaire pour la terrasse inaccessible**

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

$Q \leq \text{Min} (2 \times 5.16 ; 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.

$I = \text{constant}$ vérifiée.

$\frac{L_I}{L_{I+1}} = \frac{3.3}{4.3} = 0.76$ n'est pas compris entre 0.8 et 1.25 non vérifiée.

F.N vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant non vérifiées, nous appliquant la méthode Caquot pour le calcul.

b. Calcule des sollicitations

Terrasse inaccessible

Calcul des moments en travée

c. À l'ELU

M_0 : Moment isostatique

$M_{0(x)} = \frac{qx}{2} (1 - x), x = \frac{L}{2} - \left(\frac{Mg - Md}{q \cdot l} \right) ; X_{ab} = 0.177 \text{m} ;$

Travée A-B: $M_0 = 4.2 \text{ KN/m} ; X_{bc} = 0.08 \text{m} ;$

Travée B-C: $M_0 = 10.283 \text{ KN/m}.$

d. À l'ELS :

Travée A-B: $M_0 = 3.067 \text{ KN.m} ;$

Travée B-C: $M_0 = 7.508 \text{ KN.m}.$

Moments aux appuis

$M_A = M_C = 0.$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0,15.M_0$.

ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -1.36 \text{ Kn.m} ;$

ELS : $M_A=M_C= -0.15 \times M_0= -2.31 \text{ Kn.m.}$

e. À l'LEU : $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = - 9.23 \text{ Kn.m}$

f. À l'ELS : $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = - 6.91 \text{ Kn.m} ;$ $M_i = \frac{qg \cdot l' + qd \cdot l' d^3}{8.5(l'g + l'd)}$

g. A l'ELU : $M_B = -9.23 \text{ Kn.m}$

h. A l'ELS : $M_B = -6.91 \text{ Kn.m}$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tab III.2 : Les sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	Mt.max (KN.m)	Vmax (KN)	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	Mt max (KN.m)
Type 1	-9.23	-2.36	10.283	17.541	-6.91	-1.73	7.508
Type 2	-7.69	-2.3	10,038	17.338	-5.76	-1.73	7.767
Type 3	-6.15	-1.61	6.92	15.202	-4.61	-1.12	5.053

Tab III.3 Les sollicitations des poutrelles de l'étage courant

Types	ELU				ELS		
	Ma.int (KN.m)	Ma. rive (KN.m)	Mt.max (KN.m)	Vmax (KN)	Ma.int (KN.m)	Ma.rive (KN.m)	Mt max (KN.m)
Type 1	-4.92	-2.09	9.076	15.481	-1.51	-6.04	6.591
Type 2	-6.97	-2.09	9.388	15.302	-4.96	-1.49	6.787
Type 3	-5.57	-1.46	6.107	13.417	-3.97	-1.04	4.415

Tab III.4 : Les sollicitations des poutrelles dans le entre sol

Types	ELU				ELS		
	Ma.int (KN.m)	Ma. rive (KN.m)	Mt.max (KN.m)	Vmax (KN)	Ma.int (KN.m)	Ma. rive (KN.m)	Mt max (KN.m)
Type 1	-5.72	-1.43	7.77	13.711	-4.09	-1.02	4.525
Type 2	-6.47	-1.70	7.094	15.585	-4.63	-1.21	5.073

III.2.4. Ferrailage de poutrelles :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a. Calcul a l'ELU

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_t^{max} = 10.283 \text{ KN.m} ;$$

En appui

$$M_{a \text{ riv}}^{max} = 2.31 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{a \text{ int}}^{max} = 9.23 \text{ KN.m} ;$$

$$V_{\max} = 17.541 \text{ KN.}$$

b. Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Moment équilibré par la table de compression.}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}; \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.283 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.034; \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A } (\epsilon = 10 \text{ ‰ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s})$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_l = 0.3916; \quad A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}}{0.8} = 0.043;$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.176 \text{ m}; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{10.283 \times 10^{-3}}{0.176 \cdot 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

c. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_t = 1.213 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec A_{\min} et on adopte $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

d. Ferrailage en appuis**En appui intermédiaire**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{ai} = 9.23 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{9.23 \times 10^{-3}}{0.18^2 \times 0.1 \times 14.2} = 0.200; \quad \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.151 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0; \quad \alpha = 0.281$$

$$Z = 0.159; \quad \Rightarrow A_a = 1.66 \text{ cm}^2$$

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

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}=0,22 \text{ cm}^2 < A_a^i = 1.66 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

$$\text{On adopte: } A_a^i=3\text{HA}10 = 2.36\text{cm}^2.$$

En appui de rive :

$$M_a^{riv}=2.36\text{KN.m}; \quad \mu_{bu} = 0.050. \quad \mu_{bu}=0.050 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu}=0,050 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0; \quad \alpha = 0.064; \quad Z = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{riv} = \frac{M_a^{riv}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2; \quad A_a^{riv} = 0,37\text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min}=0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{riv} = 0,37\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\text{On adopte pour : } A_a^{riv} = 1\text{HA}10=0,97\text{cm}^2.$$

e. Vérification des poutrelles à l'ELU

Cisaillement

$$V_u = 17.541 \text{ KN}; \quad \tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \rightarrow \tau_u = \frac{17.541 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.97 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifié ; } \Rightarrow \quad \text{Pas risque de cisaillement.}$$

Choix des armatures transversales

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5.71\text{mm}; 10\text{mm})$$

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

$$\text{Donc : } A_t = 2 \times \phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

f. L'espacement St

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$St \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) = St \leq \text{Min}(0,9 \times 18; 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 57\text{cm}; \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

Flexion simple

$$\text{Fissuration nuisible} \quad \Rightarrow K=1; \text{ Pas de reprise de bétonnage}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}; \quad St = \min(1; 2; 3) \Rightarrow \text{on adopte } St = 15\text{cm.}$$

Vérification de la jonction table nervure

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1=0,275\text{m}; \quad \tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1,14\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ C'est vérifié ; \Rightarrow Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

g. Vérification à l'effort tranchant

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} \quad A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2,36 + 0,79 = 3,15\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{1,15}{400} * 17,541 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2,36 + 1,92 = 4,28\text{cm}^2.$$

$$A_l \geq [V_U + \frac{M_a^i}{0,9 \times d}] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -1,13 < 0 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad (\text{Art A.6.1.3}).$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 0,162\text{m}$

$$V_u = 12,055\text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

h. Vérification des poutrelles à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$

-En travée

$$M_t = 7,508 \text{ KN.m} \quad A_t = 1,80 \text{ cm}^2$$

i. Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 1,8 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,42 \times 10^{-4} > 0 \text{ donc l'axe neutre}$$

passé par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\text{Donc : On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Calcul de Y et I

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 27 y - 486 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 252,80 \Rightarrow y = 3,47 \text{ cm ; } I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 3,47^3 + 15 \times 1,8 \times (18 - 3,47)^2$$

$$I = 6605,54 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,508 \times 10^{-3}}{6605,54 \times 10^{-8}} \times 0,0347$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,94 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

-En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 6,91 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,01 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h^2}{2} - 15A(d - h) = \frac{0,1 \times (0,2)^2}{2} - 15 \times 1,01 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,78 \times 10^{-3} \text{ m} > 0$$

Donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

\Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 15,15 y - 272,7 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 188,90 \Rightarrow y = 2,67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 2,67^3 + 15 \times 1,01 \times (18 - 2,67)^2$$

$$I = 3972,80 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,977 \times 10^{-3}}{3972,80 \times 10^{-8}} \times 2,67 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

État limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \qquad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle ;

L : Longueur de la travée ;

M_t : Moment en travée ;

M_0 : Moment isostatique de cette travée ;

A : Section des armatures choisies.

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,046 < \frac{7.767}{15 \times 7.767} = 0,066 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire la vérification de la flèche.

Vérification de la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Poutre inférieure à 5m, la flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} \rightarrow f_{adm} = 0.86 \text{ cm}$$

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).

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0.77 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0.77 \times J \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0.77 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 9.63 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 5.17 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 12.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : $J = G - G^{\text{revêtement}} = 1.85 \text{ KN/m}^2$.

✓ Modules de Young instantanés et déferé

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ et μ :

Les Coefficients λ et μ sont défini par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.25 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.30 \end{cases} \quad \text{avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

✓ **Calcul des contraintes σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \times \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 222.65 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 119.65 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 286.75 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Avec } \begin{cases} I = 8560.2 \text{ cm}^4 \\ y = 4.81 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.733 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.561 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.785 \end{cases}$$

j. Calcul des moments d'inertie fissurés :

$$v = 0.0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{b \cdot v^3}{3} + b_0(h - v)^3 - \frac{(b - b_0)(v - h_0)^3}{3} + 15 \cdot A(d - v)^2$$

$$\text{D'où : } I_0 = 45599 \text{ cm}^4.$$

Calcul des flèches

$$\begin{cases} f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 3.73 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 1.67 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 5.05 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{pv}}} = 6.47 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6.11 \text{ mm} < \bar{f} = 8.6 \text{ mm}. \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

Résumé des vérifications de la flèche pour chaque type de plancher

Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible :

Tab III.5 : Vérifications de la flèche pour plancher terrasse inaccessible

Y (cm)	I(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji}	f _{gi}	f _{pi}	f _{gv}	Δ _f	f _{adm}
4.81	8560.2	45599	1.67	5.02	5.91	8.58	7.79	8.60

Tab III.6 : Vérifications de la flèche pour le plancher Étage-courant

Y (cm)	I(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji}	f _{gi}	f _{pi}	f _{gv}	Δ _f	f _{adm}
4.81	8560.2	45599	1.67	3.73	5.05	6.47	6.11	8.6

Tab III.7 : Vérification de la flèche pour l'entre sol

Y (cm)	I(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji}	f _{gi}	f _{pi}	f _{gv}	Δ _f	f _{adm}
4.81	8560.2	45599	0.703	2.297	2.738	4.009	3.74	7.2

III.2.4.2. Récapitulation de calcul de ferrailage des poutrelles

Tab III.8 : Terrasse inaccessible

Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	10.283	0.034	0.043	0.176	1.67	1.41	3HA10=2.36
Appui int	9.23	0.200	0.281	0.159	1.66	0.22	1HA12+1HA10= 1.92
Appui de rive	2.31	0.050	0.064	0.175	0.37	0.22	1HA10=0.79

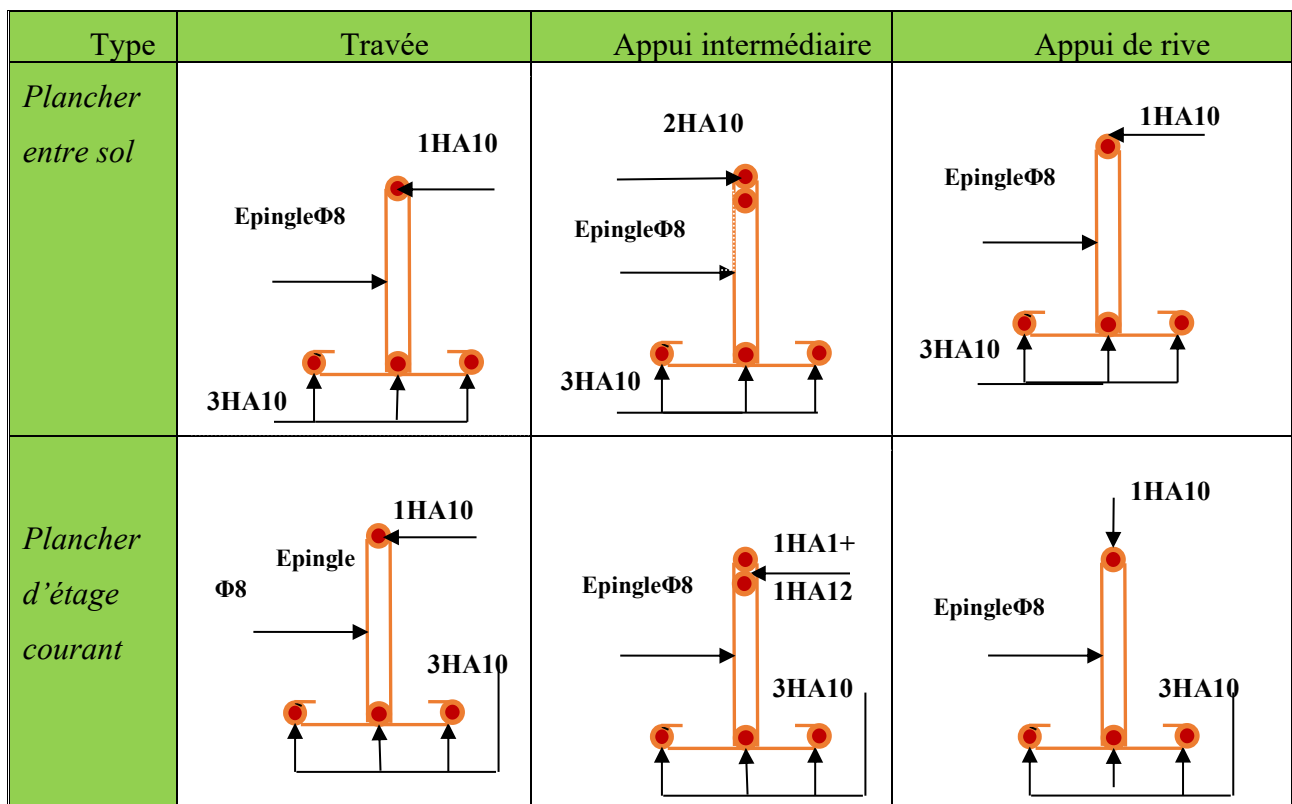
Tab III.9 : Ferrailages des poutrelles étage courant

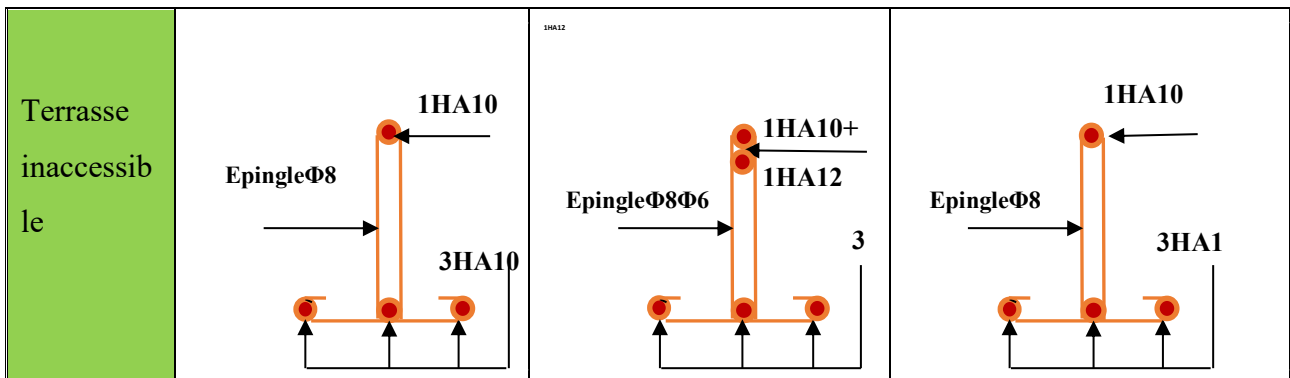
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	9.388	0.031	0.039	0.177	1.52	1.41	3HA10=2.36
Appui int	5.57	0.121	0.161	0.168	0.95	0.22	1HA12+1HA10 =1.92
Appui de rive	2.09	0.045	0.057	0.175	0.34	0.22	1HA10=0.79

Tab III.10 : Ferrailages des poutrelles entre – Sol

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	7.77	0.026	0.033	0.177	1.26	1.41	3HA10=2.36
Appui int	6.47	0.140	0.189	0.166	1.12	0.22	2HA10=1.53
Appui de rive	1.70	0.037	0.047	0.176	0.27	0.22	1HA10=0.79

Tab III.11 : Schema de ferrailage des poutrelles





III.3 Dalle sur deux appuis (balcon)

dalles

Calcul du chargement

$G=5.27\text{KN/m}^2 ; Q=3.5\text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36\text{KN/ml} \\ q_s = 5.27 + 3.5 = 8.77\text{KN/ml} \end{cases}$$

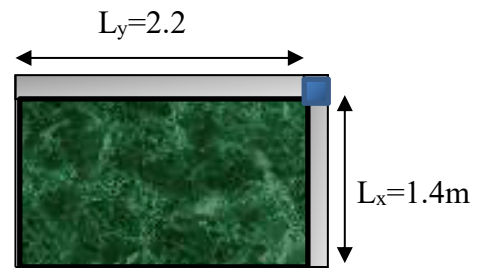


Fig.III.8 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{2.2} = 0.63 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases}$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0779 \times 12.36 \times 1.4^2 = 1.89\text{KN.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.3338 \times 1.89 = 0.63\text{KN.m} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0831 \times 8.77 \times 1.4^2 = 1.42\text{KN.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.5004 \times 1.42 = 0.71\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 1.60\text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.53\text{KN.m} \\ M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1.21\text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0.60\text{N.m} \end{cases}$$

En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -0.94KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser}^x = -0.71KN.m \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12.36 \times 1.4}{3} = 5.77KN ; \quad V_y = \frac{P \times lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.57KN$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi \leq 15mm$

$$d_x = h - e = 15 - 2 = 13cm$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = d_x - \phi_{10} = 12cm$$

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens.

Tab.III.12 : Calcul de ferraillage de la dalle sur deux appuis(D2)

En travée				
Sens-x	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S _t (cm)
	0.35	1.42	4HA10=3.14	25
Sens-y	0.12	1.2	3HA10=2.36	33
En appuis				
Sens x et sens-y	0.34	1.42	4HA10=3.14	25

La condition de non fragilité

$$e \geq 13cm \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA } F_c 400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases} ; \quad \begin{cases} A_x^{\min} = 1.42cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases} ;$$

$$\begin{cases} A_t^x = 3.14cm^2 > A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t^y = 2.36cm^2 > A_y^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a^{x,y} = 3.14cm^2 > A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **Vérification de l'espacement**

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée ;

Sens y : $S_t = 33cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée ;

Vérification des armatures secondaires

$$A_r = \frac{A_x}{4}; \quad \text{En travée : } A_y = 2.36 \text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.05 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

a. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}; \quad \sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (y-d')^2]$$

Tab.III.13 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{ad} _m (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Remarque
Travée //lx	1.21	0,030	5.60x10 ⁻⁵	0.66	15	32.27	201.6	Vérifié
Travée //ly	0.60	0,027	4.41x10 ⁻⁵	0.37	15	21.27	201.6	Vérifié
Appui	0.71	0,030	5.60x10 ⁻⁵	0,44	15	21.86	201.6	Vérifié

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 > \frac{1.21}{10 \times 1.42} = 0.0852 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.241 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

condition non vérifiée

La troisième condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{190}{500} = 0.38 \text{ cm}$

Tab.III.14 : vérification de la flèche

Plancher	Sens X-X	Sens Y-Y		Sens X-X	Sens Y-Y	
L(m)	1.5	2.2		σ_{stg} (MPa)	18.08	79.5
A(cm ²)	3.14	2.36		σ_{stp} (MPa)	30.10	132.36
M_g (kn.m)	0.68	0.22		I_{fji} (m ⁴)	3.2*10 ⁻⁴	3.2*10 ⁻⁴
M_j (kn.m)	0.48	0.16		I_{fgv} (m ⁴)	3.2*10 ⁻⁴	3.2*10 ⁻⁴
M_p (kn.m)	0.113	0.37		I_{fgi} (m ⁴)	3.2*10 ⁻⁴	3.2*10 ⁻⁴
Y_G (m)	0.03	0.027		I_{fjv} (m ⁴)	3.2*10 ⁻⁴	3.2*10 ⁻⁴
I_0 (m ⁴)	0.00029	0.0029		I_{fpi} (cm ⁴)	3.2*10 ⁻⁴	3.2*10 ⁻⁴
I (m ⁴)	5.6*10 ⁻⁵	4.41*10 ⁻⁵		I_{fpv} (cm ⁴)	3.2*10 ⁻⁴	3.2*10 ⁻⁴
ρ	0.00024	0.0018		E_v (MPa)	10818.87	10818.87
λ_i	8.694	11.56		E_i (MPa)	32456.6	32456.66
λ_v	3.477	4.62		f_{gv} (m)	0.037	0.031
μ_j	0	0		f_{ji} (mm)	0.008	0.007
μ_g	0	0		f_{pi} (mm)	0.021	0.017
μ_p	0	0		f_{gi} (mm)	0.012	0.01
σ_{stj} (MPa)	12.87	5.65		f (mm)	0.037	0.03
				f^- (mm)	2.8	4.4
				Observation	Vérifiée	Vérifiée

Donc la flèche est vérifiée selon les deux sens

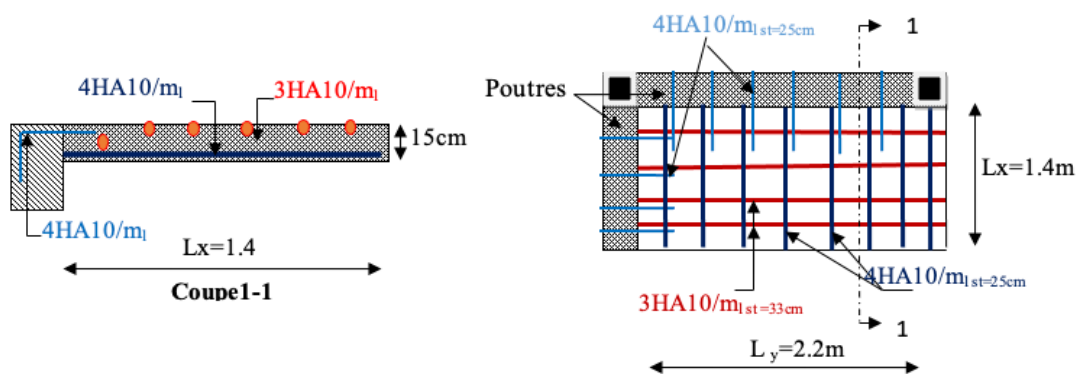


Fig.III.9 : Schéma de ferrailage de dalle balcon

III.4 Étude 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, qui est identique depuis l'entre sol 1 jusqu'aux dernier étage.

- **Évaluation des charges permanentes des escaliers**

On a :

$$G_v = 7.58 \text{ KN/m}^2; G_p = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 ; e = 15 \text{ cm}$$

Avec :

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

a. Combinaison de charges

Sur la volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 13.983 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G_v + Q = 10.08 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Sur le palier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = q_2 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 10.86 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G_v + Q = 7.77 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations

Le schéma statique des sollicitations sur l'escalier représenté sur la figure

Réactions d'appuis

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = (13.983 * 2.4) + (10.8645 * 1.3) + 3 = 50.68 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 50.68 \text{ Kn}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \rightarrow \begin{array}{l} R_A = 10.76 \text{ Kn} \\ R_B = 40.97 \text{ Kn} \end{array}$$

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).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous les appuis sont partiellement encastres, donc on doit corriger les moments obtenus

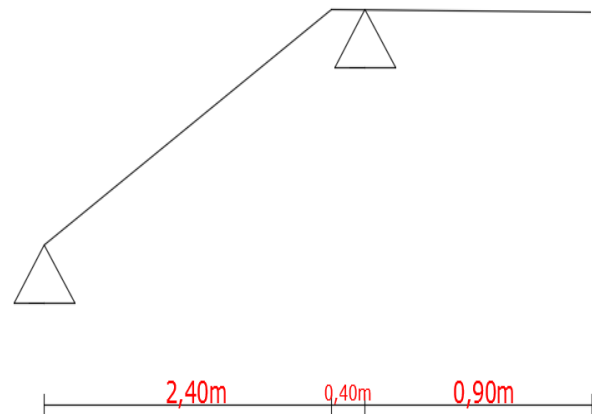


Fig.III.10 : Schéma statique de l'escalier

$$M_t^u = 0.75 M_0^u, \quad M_a^u = -0.5 M_0^u$$

Tab.III.15 : les sollicitations maximales dans la volée

	Réactions (Kn)		M_{max} (Kn.m)		V_{max}	M_{0max}
	A	B	Travée	Appui		
ELU	10.76	40.97	4.14	14.45	28.94	10.07
ELS	7.74	29.56	2.97	10.47	20.84	7.26

○ Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b * h$) = (100*15) cm².

Avec

$$b = 100\text{cm} ;$$

$$d = 13\text{cm} ;$$

$$e = 15\text{cm}.$$

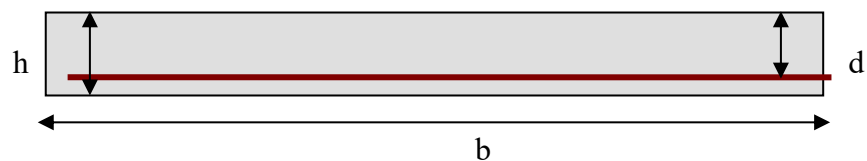


Fig.III.11 : section à ferrillée

Tab.III.16 : Calcul du ferrailage de l'escalier

position	M (Kn/m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}	Obs $A_{cal} > A_{min}$	choix Cm ² /ml	St
Travée	4.14	0.0173	0.022	0.129	5,5	1.57	Oui	5HA12	25
Appuis	14.45	0.06	0.078	0.126	3.297	1.57	Oui	5HA10	25

b. Armatures de répartitions

On a des charges réparties \rightarrow $R_{répartitions} = \frac{A_{principal}}{4}$

- En travée : $A_{rép} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3HA8 = 1.51cm² avec St= 33cm.
- En appuie : $A_{rép} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3HA8 = 1.51cm² avec St= 33cm.

Vérifications de l'effort tranchant :

$$V_{max} = 28.94 \text{ Kn}, \quad \tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{28.94*10^{-3}}{1*0.13} = 0.223 < \bar{\tau}_u = \frac{0.07*f_{c28}}{\gamma_b} = 3.325 \quad \text{Vérfié}$$

Vérification à L'ELS :

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc on vérifie les contraintes.

Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant

Tab.III.17 : vérification des contraintes

Position	M _{ser} Kn.m	Ym	I _m ⁴	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
Travée	2.97	0.0337	6.742*10 ⁻⁵	1.483	15	Vérifiée
Appuie	10.47	0.0337	6.742*10 ⁻⁵	5.23	15	Vérifiée

○ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} > \text{Max}\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \\ 2) \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ 3) l \leq 8m \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = 4.346 * 10^{-3} > \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

Sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} M_J = 5.67 \\ M_g = 7.12 \\ M_q = 9.55 \end{array} \right.$$

Tab.III.18 : Vérification de la flèche.

f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f ^{adm} (mm)	obs.
0.0755	0.142	0.3	0.342	0.425	6	Vérifiée

Schéma de ferrailage

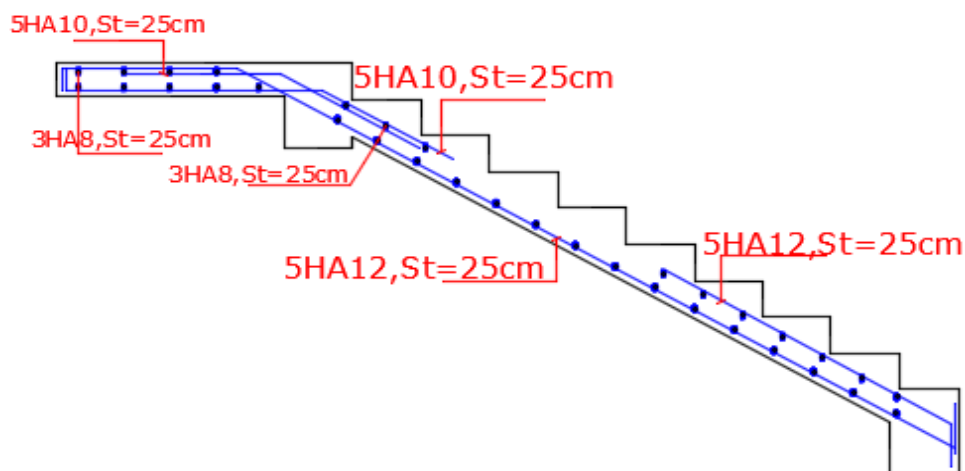


Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5 Étude de la poutre palière

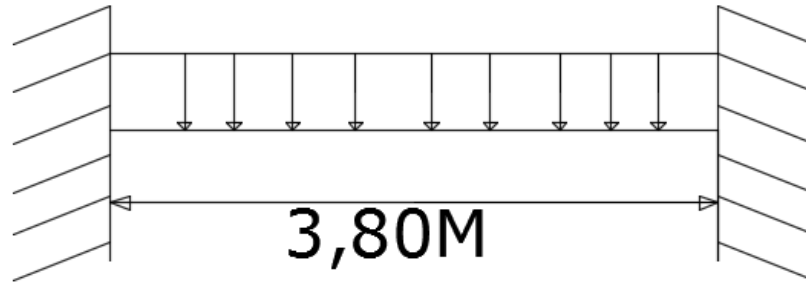


Fig.III.13 : Schéma statique de la poutre palière.

III.5.1.1. Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} = 25.83 \text{ cm} \leq h \leq \frac{L}{10} = 38 \text{ cm}$$

Exigence du RPA99/2003

- $h \geq 30 \text{ cm}$
 - $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $h/b < 4$
- Donc, on prend : $b=h=30 \text{ cm}$

III.5.1.2. Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

- ✗ Son poids propre : $g_0 = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ Kn/m}$
- ✗ Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} ELU : R_{bu} = 40.97 \text{ Kn} \\ ELS : R_{bs} = 29.56 \text{ Kn} \end{cases}$
- ✗ Moment de torsion $M_{tor} = M_B * 1/2$: provoquer par la flexion de la paillasse.

a. Calcul à la flexion simple

Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1,35 g_0 + R_{Bu} = 44.345 \text{ KN/m}^2 \\ ELS: q_s = g_0 + R_{Bs} = 32.06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Moments** : $M_t = \frac{q_u * l^2}{24} = \frac{44.345 * 3.8^2}{24} = 26.681 \text{ KN.m}$

$$M_a = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{44.345 * 3.8^2}{12} = 53.36 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 26.681 \text{ KN.m} \\ M_a = 53.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_U = q_u \frac{l}{2} = 84.26 \text{ KN}$$

Ferraillage à l'ELU

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le Tab.III.19 .

Tab.III.19 : Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$AF.S\ cal$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	OBS
Travée	26.681	A	0.0799	0.104	0.268	2.87	1.01	Oui
Appuie	53.36		0.1597	0.219	0.255	6.002		Oui

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = \frac{84.26 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 1.003 \text{ Mpa}$$

Armatures transversales

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b * S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 * f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.466 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,466 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans}^{f.s} = 0,466 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -MB \times l / 2 = -14.45 \times 3.8 / 2 = -27.455 \text{ KN.m}$$

M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (étage courants).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U}{2 * \Omega * f_{st}} = \frac{27.455 * 1.2 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 348} = 7.57 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm}, A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * S_t}{2 * \Omega * f_{st}} = 0.946 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 * \Omega * e} = \frac{27.455 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 3.03 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier : $\tau_{\text{total}} \leq \bar{\tau}$

Avec :

$$\tau_{\text{tot}} = \sqrt{\tau^{\text{FS}^2} + \tau^{\text{tor}^2}} = 3.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 * f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Ce qui donne : $\tau_{\text{total}} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferrailage globale

$$\text{En travée : } A_{st} = A_{\text{trav}}^{\text{FS}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 2.87 + \frac{7.57}{2} = 6.66 \text{ cm}^2 ;$$

Soit 3HA16 + 1HA14 = 7,57cm².

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{\text{app}}^{\text{FS}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 9.79 \text{ cm}^2 ;$$

Soit 3HA16 + 3HA14 = 10.65 cm²

$$\text{Armature transversales : } A_{\text{trans}} = A_{\text{tra}}^{\text{S}} + A_{\text{tran}}^{\text{tor}} = 0,466 + 0,67 = 1,136 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier Ø8) chaque 15cm (St=15cm).

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Les contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

Tab.III.20 : Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mser (KN.m)	Y(cm)	I(cm ²)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	σbc ≤ σ̄bc (MPa)
Travée	19.29	17,8	105429	2,21	15	Vérifiée
En appui	38.58	19,70	124825	4,12	15	Vérifiée

La vérification des Vérification de la flèche :

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 * M_0}\right) * l \rightarrow h = 30 \text{ cm} \gg 21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \rightarrow 7.57 \text{ cm}^2 \ll 8.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L=3.8\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche est inutile.

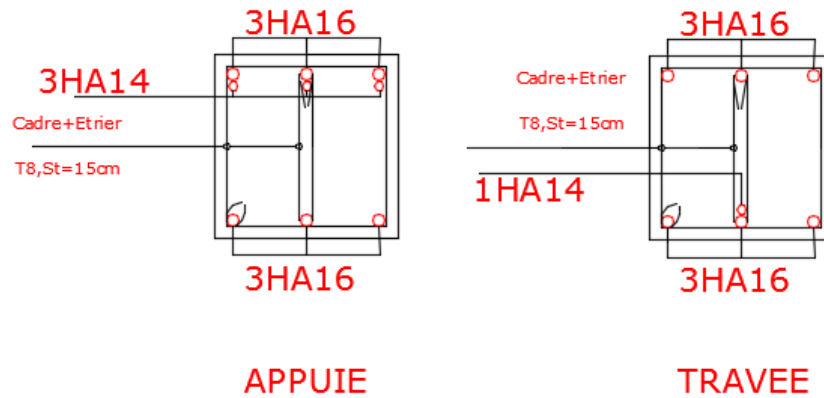
Schéma de ferrailage :

Fig.III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.2. Étude de l'acrotère**III.5.2.1. Acrotère de la terrasse inaccessible**

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse et qui a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de Pente et le plancher terrasse.

L'acrotère sera assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse et calculé en flexion composée sur une bande de 1m linéaire de longueur.

• L'acrotère sera soumise à :

- Son poids propre (G) ;
- Une force horizontale due à l'effort sismique F_p ;
- Une charge horizontale (Q) due à la main courante. ;
- La fissuration est préjudiciable.

III.5.2.2. Évaluation des charges et surcharges appliquées à l'acrotère**▪ Surface de l'acrotère**

$$S=0.60*0.10+0.03*0.1/2+0.07*0.1=0.0685\text{m}^2$$

▪ Poids propre

$$G=25 *0.685= 1.73 \text{ KN/m.}$$

▪ Enduit de ciment de 1.5cm d'épaisseur

$$G=20 \times 0.015 \times 0.6 \times 2 = 0.36 \text{ KN/m}$$

▪ la charge d'exploitation :

- $Q=1 \text{ KN/m}$
- $G=2.10 \text{ KN/ml}$

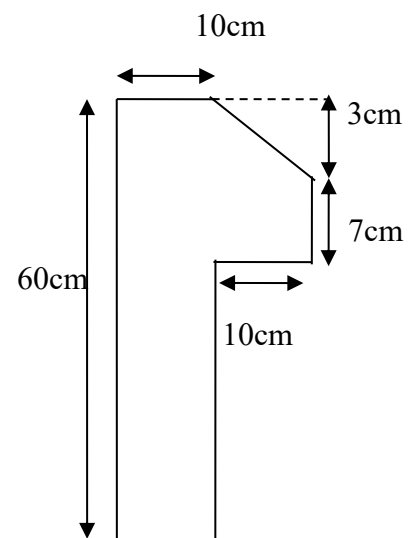


Fig.III.15 : Dimension de l'acrotère

III.5.2.3. Calcul de la force sismique

D'après le RPA 99/v2003 (art 6.2.3), la force sismique agissante sur l'acrotère est :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $\Rightarrow W_p = 2.32 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 2.10 = 1.01 \text{ KN/ml}$$

III.5.2.4. Calcul des sollicitations

▪ Calcul du centre de gravité de la section

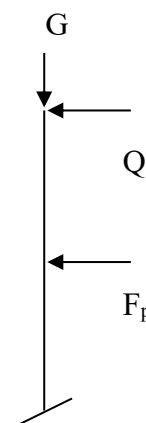
$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 6.2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 33 \text{ cm}$$

▪ **Sollicitations** : L'acrotère est sollicité par :

Efforts normaux

- Un effort normale dû à son poids propre $G \Rightarrow N_G = 2.10 \text{ KN}$;
- Un effort normal dû à la surcharge $Q \Rightarrow N_Q = 0$;
- Un effort dû à l'action sismique $F_p \Rightarrow N_F = 0$;



Moments engendrés par les efforts

- $M_G = 0$;
- $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
- $M_F = F_p \times Y_G = 1.01 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$

▪ Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

Tab.III.21 : Les combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.10	2.84	2.10
M (KN .m)	0.93	0.9	0.6

III.5.3. Calcul du Ferrailage

Le ferrailage sera calculé à l'ELU puis vérifié à l'ELS

a. Calcul à l'ELU**Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

\rightarrow les éléments soumis à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

\rightarrow L'excentricité de calcul e sans tenir compte de l'effet du second ordre e_1 est :

$$e = e_0 + e_a .$$

Avec

e_0 : excentricité structurelle (dite de premier ordre) $\Rightarrow e_0 = 0.32 \text{ m}$.

e_a = excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm} .$$

$$e = 0.32 + 0.02 = 0.34 \text{ m} .$$

\rightarrow Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_1 due à la déformation de la structure.

On doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left(15 , \frac{20 e_0}{h_0} \right)$$

Avec

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2 h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $\Rightarrow h_0 = 10 \text{ cm}$

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left(15 , \frac{20 * e_0}{h_0} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max \left(15 , \frac{20 \times 0.32}{0.1} \right) = 64$$

\Rightarrow La condition est vérifiée. Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_1 .

$$e_1 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

$$e_1 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009 ; \quad e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35 \text{ m} ;$$

→ Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.84 \text{ m}$; à L'ELU

$$M_u = N_u \times e = 2,84 \times 0.35 = 0.994 \text{ KN.m;} \quad 100 \text{ cm}$$

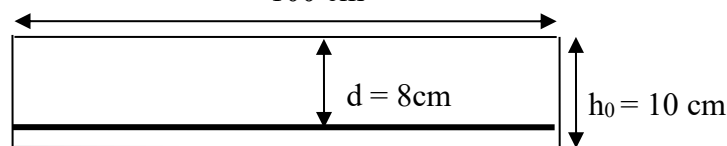


Fig.III.16 : section de l'acrotère

• **Données**

$$h = 0.10 \text{ m} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ;$$

$$b = 1 \text{ m} ; \quad f_{st} = 348 \text{ Mpa} ;$$

$$d = 0.08 \text{ m} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} ;$$

$$N_u = 2.84 \text{ KN} ; \quad M_u = 0.994 \text{ KN.m.}$$

→ Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35 \text{ Cm.}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression } c \text{ se trouve à l'extérieur du}$$

noyau central \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

Donc, le calcul du ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fectif (M_{ua}).

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times r, \quad r = \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec

r : est la distance entre le centre de gravité et la position des armatures ;

$$M_{uA} = 1.08 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012 ;$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015 ;$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m} ; \quad A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ Cm}^2 ;$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ Cm}^2 ;$$

III.5.4. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ Cm}^2 ;$$

On choisit : 4T8 = 2,01 cm² ;

$$A = 2.01 \text{ Cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée ;}$$

• Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 ;$$

Soit : 4 T6 = 1.12 cm² ;

$$\rightarrow \text{Espacement} \Rightarrow S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2 ; \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Armature principale : A_p = 4T8 = 2,01 cm² ;

$$\rightarrow \text{Espacement} \Rightarrow S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 ; \quad \text{soit } S_t = 30 \text{ cm} ;$$

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2 ; \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm} ;$$

Vérification à l'ELS

La fissuration étant préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries

III.5.5. Vérification de la contrainte limite de l'acier et du béton

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ;$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MP} ;$$

• Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.10} = 0.28\text{m} ;$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056\text{m} ;$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée} ;$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m} ;$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 ;$$

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

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 ; \quad A' = 0 ;$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141\text{m}^2 ;$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474\text{m}^3 ;$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0 ;$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13 ;$$

$$y_c = -0.22 \text{ m} ;$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01\text{m} ;$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) ;$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{m}^3 ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} ;$$

$$\bullet \text{ Fissuration nuisible } \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa} ;$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} ;$$

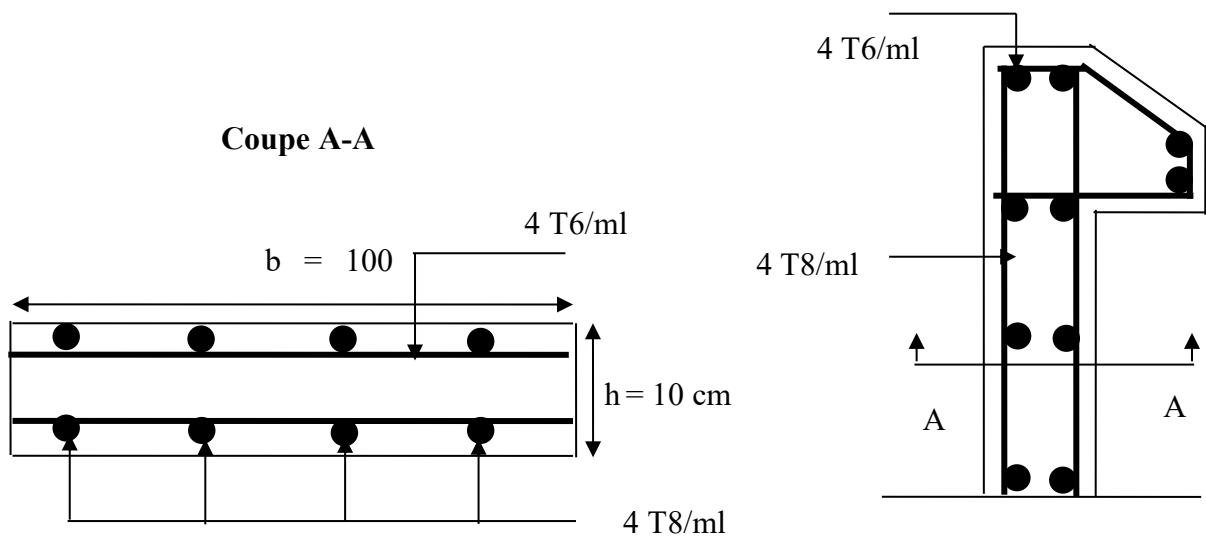
a. Schema de ferrailage

Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère



Chapitre IV

Étude dynamique

Chapitre IV. *Étude dynamique*

IV.1 Introduction

Toutes les constructions sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme. Selon le RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a page17), tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa, sera contreventé par voiles ou par voiles portiques.

Dans notre cas, l'ossature sera mixte (voiles + portiques), car cette structure est très intéressante du point de vue économique.

IV.2 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version 2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

IV.2.1. La méthode statique équivalente.

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique produit la même réponse (déplacement maximale) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par RPA la hauteur de notre structure est supérieure à 23m, donc la méthode n'est pas applicable.

IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale

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

IV.2.3. La méthode dynamique par accélérogrammes

Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel qualifié donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

Présentation de méthode d'analyse modale spectrale

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

IV.3 Spectre de réponse de calcul (RPA 99/2003 art (4.3.3))

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA99/V2003 Art 4.3.3})$$

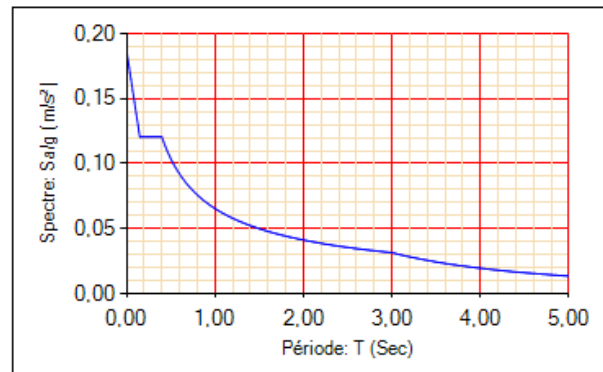


Fig IV.1 : Spectre de réponse.

IV.3.1. Modélisation

La modélisation c'est transformer un problème réel à plusieurs degrés de liberté en un modèle simple de degré de liberté précis, décrivant les phénomènes à étudier.

Dans notre projet on se sert du logiciel ETABS 2016 qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure (Rigidité, efforts...etc.)

Le modèle adopté est encasturé à la base, comporte des poteaux, des poutres, des voiles et des escaliers et le reste des éléments sont introduit comme une sous forme de charge.

IV.3.2. Disposition des voiles

La forme architecturale dans notre structure a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions des voiles qui ont abouti soit à un mauvais comportement ou soit au non vérifications de l'interaction voile portique. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée dans la disposition proposée sur les plans.

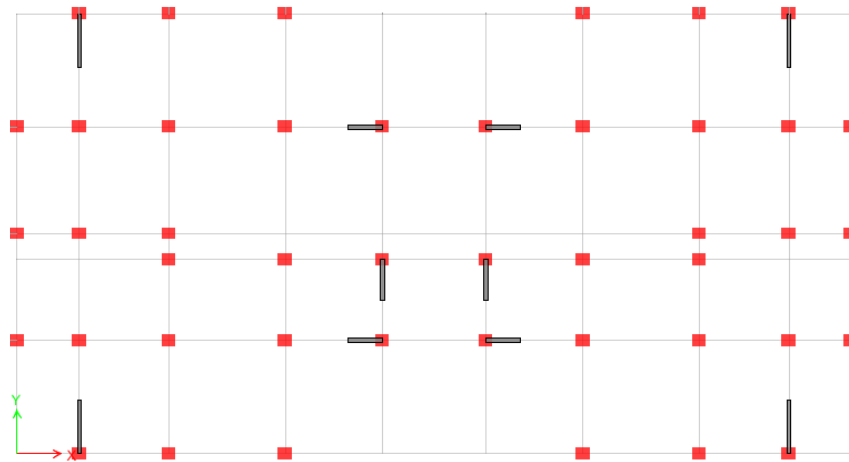


Fig.IV.2 : Disposition des voiles de contreventements

IV.3.3. Calcul des paramètres de spectre

a. Coefficient d'accélération de la zone dans notre projet

Groupe d'usage : groupe 2

RPA99/ver2003 (Tableau 4.1)

Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$;

b. Coefficient de comportement global de la structure,

Il est en fonction du système de contreventement. $R = 5$ (RPA99/ver2003 Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité

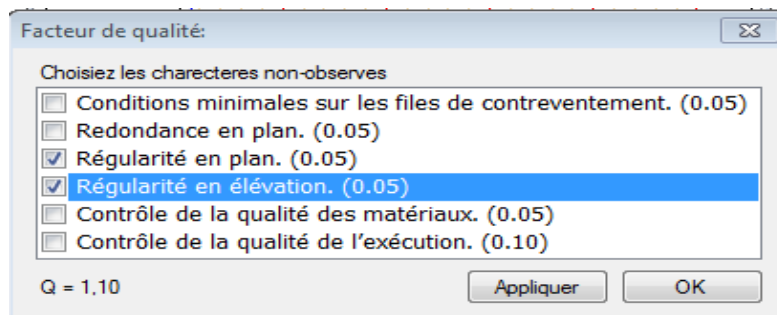


Fig IV.3 : Valeurs des pénalités

Q= 1.1 dans les deux sens de calcul

(RPA99/ver200303)

IV.3.4. Présentation des résultats

IV.3.4.1. Modes de vibration et taux de participation massique

Tab IV.1 : périodes et taux de participations des masses.

C	Mode	Période/sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,959	0,7172	0,00E+00
Modal	2	0,871	0,7172	0,6926
Modal	3	0,784	0,718	0,6926
Modal	4	0,33	0,8435	0,6926
Modal	5	0,273	0,8435	0,8405
Modal	6	0,25	0,8436	0,8405
Modal	7	0,181	0,9006	0,8405
Modal	8	0,136	0,9006	0,9067
Modal	9	0,124	0,9058	0,9067
Modal	10	0,117	0,9398	0,9067
Modal	11	0,084	0,9701	0,9071
Modal	12	0,084	0,9704	0,9499

On observe que la participation massique est atteinte les 90% selon X dans le mode 7 Selon Y dans le mode 8.

Le premier mode selon xx

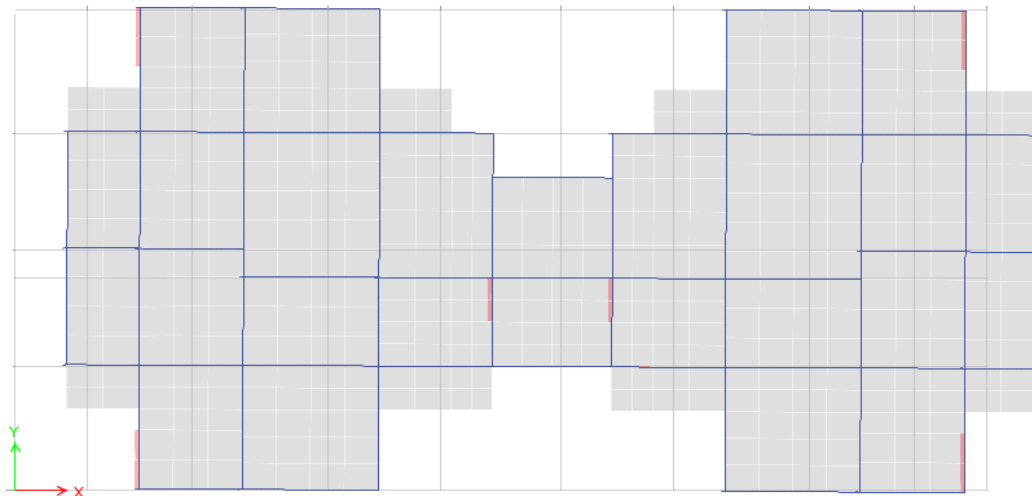


Fig.IV.4 : Le premier mode selon xx

Le deuxième mode selon yy

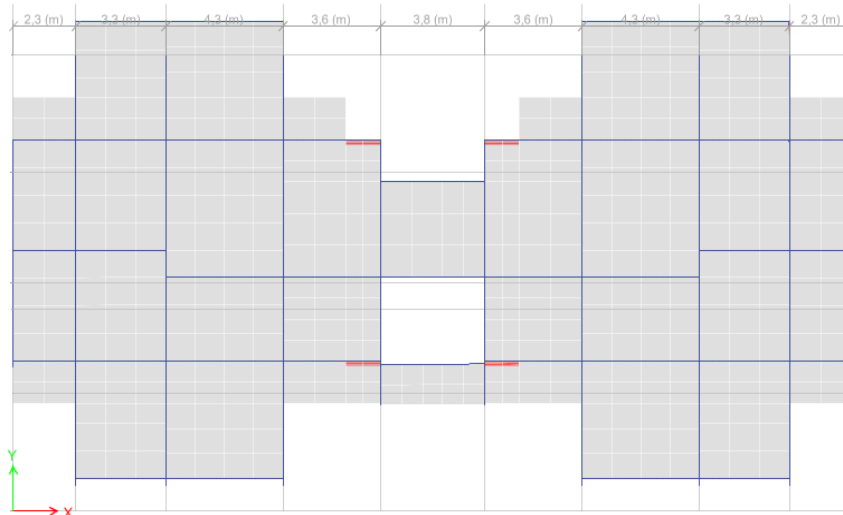


Fig.IV.5 : Le deuxième mode selon yy

Le troisième mode est une rotation au tour de z

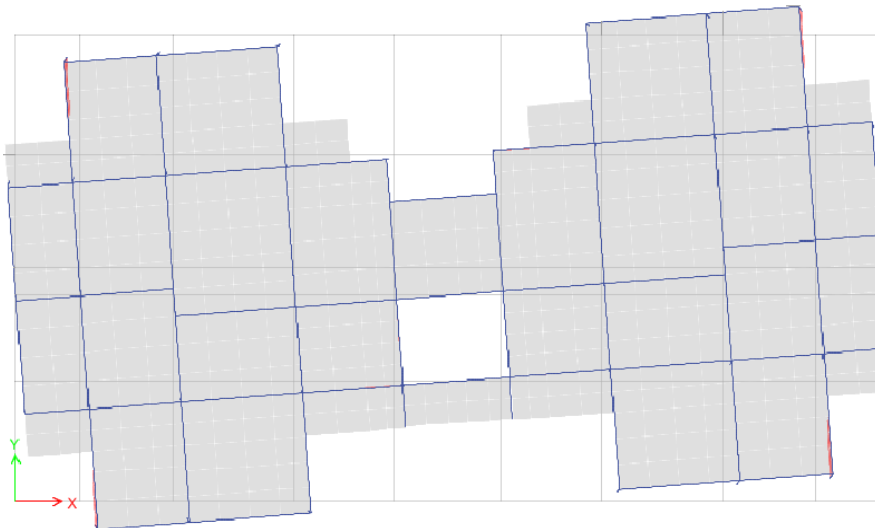


Fig.IV.6 : Le troisième mode est une rotation au tour de z

Remarque : d'après l'analyse du bâtiment on trouve une translation dans le mode 1 et le mode 2, et une rotation et apprendre en considération dans le mode 3.

IV.3.5. Résultantes des forces sismiques de calcul

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$0.8V_{st} \leq V_{dyn}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

RPA99/ver2003 (ART4.2.3)

W : Poids total de la structure.

$$w = \sum w_i \text{ avec } W = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

RPA99/ver2003 (Formule 4.5)

$$W = 35252,7761 \text{ kn}$$

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).

T1, T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. La structure à étudier est située dans un site ferme (S2) :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

RPA99/ver2003 (Tableau 4.7)

Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

Le coefficient d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

RPA99/ver2003 (Formule 4.3)

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique en fonction du matériau constitutif. Du type de la Structure et de l'importance des remplissages **(RPA99.tableau 4.2)**

$$\text{On a un contreventement mixte : } \xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816 \geq 0,7$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad \text{(RPA99/art 4.2.4)}$$

$$C_T = 0.05 ;$$

d'après : **RPA 99 (Tableau 4.6)**

Avec

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H_n = 28,14 \text{ m}$$

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

$$D_Y = 16,30 \text{ m.}$$

$$D_X = 30,80 \text{ m.}$$

Donc : $T_c = C_T h n^{3/4}$

$T_c = 0,61 \text{ s}$

$$T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \quad \begin{cases} T_x = 0,456 \text{ s} \\ T_y = 0,627 \text{ s} \end{cases}$$

$T_{x,y} = \min(1 \text{ et } 2) \rightarrow T_x = 0,456 \text{ s} \quad R=5.$

Donc la formule de l'amplificateur dynamique

$$D = 2,5 \eta \left(\left[\frac{T^2}{T} \right] \right)^{\frac{2}{3}} \quad D_x = 1,869 \quad D_y = 1,539$$

$$\text{Calcul de l'effort statique } V_{st}: \begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,1 \times 1,869}{5} \times 35252,7761 = 2174,285 \text{ Kn} \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,1 \times 1,539}{5} \times 35252,7761 = 1790,3827 \text{ Kn} \end{cases}$$

IV.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99 / 2003

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} $0,8V_{st} < V_{dyn}$

Tab IV.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	0,8*Vst(kn)	Vdyn(kn)	Observation
Sens x-x	1739,428377	1821,1365	Vérifiée
Sens y-y	1432,306192	1506,5717	Vérifiée

IV.4.2. Vérification de l'interaction et justification de la valeur de R=5

IV.4.2.1. Sous charge verticales à la base

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre au moins de 20% des efforts.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre plus de 80% des efforts.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Tab IV.3 : Interaction voile-portique sous charge verticale.

Niveau	Portique(kn)	Voile (kn)	Portique	Voile
Bas (ELS)	-22712,0329	-4270,8419	0,84172028	0,15827972

L'interaction voiles portiques sous charge verticales est vérifiée à la base

IV.4.3. Sous charges horizontales

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Tab IV.4 : Interaction voile-portique sous charge horizontales.

Étages	Sens XX				Sens YY			
	Portiques (kn)	Voiles (kn)	Portiques %	Voiles %	Portiques (kn)	Voiles (kn)	Portiques %	Voiles %
E9	360,5005	106,503	0,7719425	0,228057	323,0629	135,9791	0,7037763	0,2962236
E8	390,2658	253,361	0,6063541	0,393645	316,6653	300,6298	0,5129885	0,4870114
E7	684,7863	201,156	0,7729465	0,227053	537,0649	282,6673	0,6551711	0,3448288
E6	699,2687	356,310	0,6624502	0,337549	520,5713	443,243	0,5401157	0,4598842
E5	967,9994	260,458	0,7879792	0,212020	730,0373	369,1778	0,6641441	0,3358558
E4	961,9165	412,044	0,7001047	0,299895	674,1982	550,1054	0,5506789	0,4493210
E3	1173,7476	342,033	0,7743517	0,225648	817,9142	513,8594	0,6141540	0,3858459
E2	1158,2656	473,156	0,7099728	0,290027	702,8301	708,5044	0,4979897	0,5020102
E1	1120,4382	634,216	0,6385518	0,361448	658,6982	824,388	0,4441402	0,5558598
RDC	280,397	96,3967	0,7441658	0,255831	105,7793	91,7199	0,5355935	0,4644064

Remarque : l'interaction voiles portiques sous charge horizontales est vérifiée à tous les niveaux, donc on prend le coefficient de comportement **R=5**.

IV.5 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\sigma = \frac{Nd}{Bc \times fc28} < 0.3$ RPA 99 (Article 7.4.3.1)

Tab IV.5 : Vérification de l'effort normale réduit

Étages	Effort normale	Section m ²	U≤0.3	Observation
E9	124,0725	0,09	0,05514333	Vérifier
E8	240,4622	0,09	0,10687209	Vérifier
E7	358,384	0,14	0,10239543	Vérifier
E6	478,3065	0,14	0,136659	Vérifier
E5	603,0265	0,16	0,15075663	Vérifier
E4	730,0971	0,16	0,18252428	Vérifier
E3	862,8673	0,2025	0,17044292	Vérifier
E2	1007,7086	0,2025	0,19905355	Vérifier
E1	1151,3229	0,225	0,20467963	Vérifier
RDC	1311,6432	0,225	0,23318101	Vérifier

IV.6 Vérification vis-à-vis les déplacements relatifs

Déplacement d'étages sens X-X

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, 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 : $\Delta k = S_k - (S_{k-1})$ **RPA99 (Article 4.4.3)**

Tab IV.6 : Vérifications des déplacements d'étages sens X-X.

Story	Ux(mm)	Sk(mm)	Sk-1(mm)	Dk(mm)	Hk(mm)	Dk/hk	Observation
E9	21,22	106,1	97,995	8,105	3060	0,002648693	Vérifiée
E8	19,599	97,995	87,905	10,09	3060	0,003297386	Vérifiée
E7	17,581	87,905	76,395	11,51	3060	0,003761438	Vérifiée
E6	15,279	76,395	63,39	13,005	3060	0,00425	Vérifiée
E5	12,678	63,39	50,005	13,385	3060	0,004374183	Vérifiée
E4	10,001	50,005	35,805	14,2	3060	0,004640523	Vérifiée
E3	7,161	35,805	22,125	13,68	3060	0,004470588	Vérifiée
E2	4,425	22,125	9,645	12,48	3060	0,004078431	Vérifiée
E1	1,929	9,645	3,405	6,24	3060	0,002039216	Vérifiée
RDC	0,681	3,405	0	3,405	3600	0,000945833	Vérifiée

Déplacement d'étages sens Y-Y

Tab IV.7 : Vérification des déplacements d'étages sens Y-Y.

Story	UY(mm)	Sk(mm)	Sk-1 (mm)	Dk(mm)	Hk(mm)	Dk/hk	Observation
E9	15,158	75,79	68,37	7,42	3060	0,002424837	Vérifiée
E8	13,674	68,37	60,055	8,315	3060	0,00271732	Vérifiée
E7	12,011	60,055	51,105	8,95	3060	0,002924837	Vérifiée
E6	10,221	51,105	41,525	9,58	3060	0,003130719	Vérifiée
E5	8,305	41,525	31,86	9,665	3060	0,003158497	Vérifiée
E4	6,372	31,86	22,205	9,655	3060	0,003155229	Vérifiée
E3	4,441	22,205	13,305	8,9	3060	0,002908497	Vérifiée
E2	2,661	13,305	5,72	7,585	3060	0,002478758	Vérifiée
E1	1,144	5,72	1,73	3,99	3060	0,001303922	Vérifiée
RDC	0,346	1,73	0	1,73	3600	0,000480556	Vérifiée

IV.7 Vérifications des effets P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta k = Pk * \frac{\Delta k}{v_k} * h_k \quad \text{RPA99/2003(Article5.9)}$$

Tab IV.8 : Vérifications des effets P-Δ.

Story	P kN	HkMm	VXkN	DkMm	Θk(Mm)	VY(kN)	Dk2Mm	θk<0,1mm	Obs
E9	4040,08	3060	435,3918	8,105	0,02457	379,1942	7,42	0,02583	Vérifiée
E8	7996,9221	3060	718,2088	10,09	0,03671	612,2896	8,315	0,03549	Vérifiée
E7	12036,133	3060	956,2299	11,51	0,04734	804,5177	8,95	0,04375	Vérifiée
E6	16092,933	3060	1149,9129	13,005	0,05947	965,6453	9,58	0,05217	Vérifiée
E5	20266,526	3060	1321,8126	13,385	0,06706	1099,9982	9,665	0,05819	Vérifiée
E4	24440,119	3060	1475,2462	14,2	0,07687	1228,1683	9,655	0,06278	Vérifiée
E3	28747,335	3060	1611,0501	13,68	0,07977	1333,5199	8,9	0,06269	Vérifiée
E2	33054,552	3060	1713,9943	12,48	0,07865	1419,256	7,585	0,05773	Vérifiée
E1	37470,107	3060	1787,0366	6,24	0,04275	1483,8918	3,99	0,03292	Vérifiée
RDC	28056,5487	3600	377,138	3,405	0,07036	241,7931	1,73	0,05576	Vérifiée

IV.8 Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette dernière ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles-mêmes (période de vibration, taux de participation massique, effet P-Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été modifiées et ont les nouvelles sections suivantes :

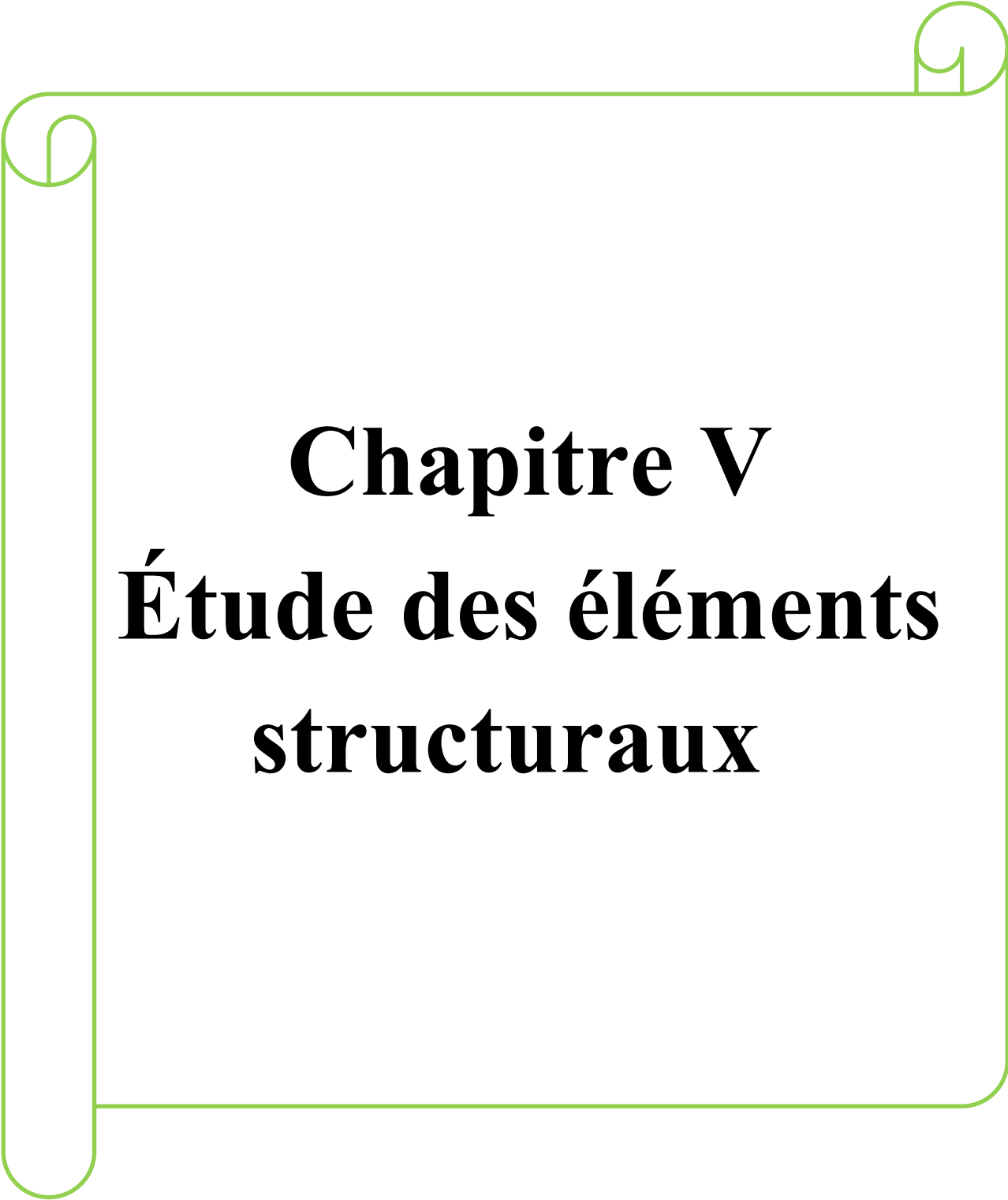
RDC et 1^{er}: étages : $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$;

2^{ème} et 3^{ème} étages : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$;

4^{ème} et 5^{ème} étages : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$;

6^{ème} et 7^{ème} étages : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$;

8^{ème} et 9^{ème} étages : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.



Chapitre V

Étude des éléments structuraux

Chapitre V. Etudes des éléments structuraux

V.1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables à l'ordre suivant :

- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ |

(RPA99)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}})$;
2. $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}})$;
3. $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}})$.

Tab V.1 : sollicitations dans les poteaux

Niveau	N max	M cor	M max	N cor	N min	M cor
	N(KN)	M(KN.mà)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
45*50	1311,643	30,342	2,443	17,909	36,994	66,932
45*50	1324,983	110,644	36,574	104,319	120,565	862,245
45*45	1137,303	43,371	49,087	29,776	86,628	666,064
40*40	792,798	38,132	64,717	30,913	77,291	639,864
35*35	514,824	22,019	54,621	23,041	61,215	366,739
30*30	263,507	13,879	22,046	13,404	39,923	129,942

V.2.1. Sollicitations et le ferrailage longitudinal

Exemple de calcul

$$N^{\max} = 1311,643 \text{ kn}$$

$$M^{\text{cor}} = 30,342 \text{ Kn.m}$$

$$b = 0.45 \text{ m} ; h = 0.50\text{m} ; d = 0.47\text{m}$$

$$e_g = 1.3085 * 10^{-3}$$

$$h/2 - d = 0.22$$

$$e_G < h/2 - d \quad \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

$$e_1 = 0.221 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 18 \text{ cm}^2$$

a. Ferrailage longitudinal

Tab.V.2 : Ferrailage longitudinal

Niveau	Section du poteaux (cm ²)	Acal(cm ²) socotec	Amin(cm ²) RPA99	Adoptée (cm ²)
RDC	45*50	1,07	18	8HA16+4HA14=22,24
1 ^{er} étage	45*50	6,13	18	8HA16+4HA14=22,24
2eme,3eme étages	45*45	1,33	16,2	4HA16+8HA14=20,36
4eme,5eme étages	40*40	1,49	12,8	8HA14+4HA12=16,84
6eme 7eme étages	35*35	1,3	9,8	4HA14+4HA12=10,68
8eme ,9eme étages	30*30	1,12	7,2	8HA12=9,05

b. Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

Dans la zone courante $t' \leq 15 \phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.
$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ 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.

Tab V.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDC	1er étage	2eme,3eme étages	4eme,5eme étages	6ème 7eme Étages	8eme 9eme Étages
Section (cm ²)	45*50	45*50	45*45	40*40	35*35	30*30
ϕ_l^{\max} (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2
ϕ_l^{\min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
l_f (cm)	252	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
Λ_g	5,04	4,284	4,76	5,355	6,12	7,14
Vu (KN)	21,80	63,791	57,575	52,249	41,289	27,273
l_r (cm)	64	64	64	56	56	48
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
T zone courant courante(cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1,5	2,75	2,475	1,2	1,05	0,9
A_t^{\min}	2,25	4,125	3,712	1,80	1,575	1,35
A_t Adopté (cm ²)	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	4HA10=3,14	4HA8=3,14	4HA8=3,14

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$).

Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.2. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C**, avec une longueur de $l_0=3.60\text{m}$.

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Tab V.4 : justification de l'effort normal réduit.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
RDC	3,60	2,52	0,14	18	0,80	22,24	0,2064	4700	1311,64
1 ^{er} étage	3,06	2,142	0,14	15,3	0,81	22,24	0,2064	4758,88	1324,98
2 ^{eme} étages	3,06	2,142	0,13	16,47	0,81	20,36	0,1849	4277,27	1137,30
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	3,06	2,142	0,12	17,85	0,81	16,84	0,1444	3329,21	792,79
6 ^{eme} 7 ^{eme} étages	3,06	2,142	0,10	21,42	0,79	10,68	0,1089	2415,53	514,82
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	3,06	2,142	0,09	23,8	0,78	9,05	0,0784	1759,46	263,50

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$ à chaque niveau donc pas de risque de flambement des poteaux.

V.2.3. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}) \quad \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right) \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

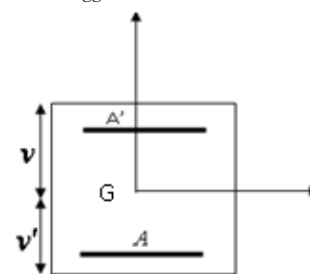


Fig.V.1 : Section du poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad \text{et } v' = h - v ; \quad d = 0.9 \times h$$

Tab V.5 : vérification des contraintes dans l béton

Niveau	Entre sol	Etage 1(RDC)	2 ^{eme} 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} 7 ^{eme} étages	8 ^{eme} 9 ^{eme} étages
Section(cm ²)	45*50	45*50	45*45	40*40	35*35	30*30
d(cm)	47	47	42	37	32	27
A(cm ²)	22,24	22,24	20,36	16,84	10,58	9,05
V(cm)	27,84	27,84	25,05	22,31	18,84	16,57
V'(cm)	22,16	22,16	19,95	17,69	16,16	13,43
Iyy'(cm ⁴)	609364,02	609364,02	442628,49	276381,18	154736,24	84485,86
S (cm ²)	2583,6	2583,6	2330,4	1852,6	1383,7	1035,75
N ^{ser} (kn)	1130,6512	1171,0305	1025,2132	753,1024	500,0572	257,3527
M ^{ser} (kn.m)	4,185	3,6353	8,6599	9,7257	10,3052	9,1162
M ^{ser} G(kn.m)	36,29	36,89	34,80	12,06	17,00	13,15
σ_{bc1} (MPa)	6,02	6,21	6,35	5,03	3,63	5,05
σ_{bc2} (MPa)	6,02	6,21	6,35	5,03	3,63	5,05
σ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

V.3 Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tab V.6 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
RDC	45*50	5,6	0,075	47	21,80	0,10	1,875	Vérifié
1 ^{er} étage	45*50	4,76	0,04	47	63,79	0,30	1	Vérifié
2eme ,3eme étage	45*45	4,76	0,04	42	57,55	0,30	1	Vérifié
4 ^{eme} ,5 ^{eme} étage	40*40	5,35	0,075	37	52,24	0,35	1,875	Vérifié
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	35*35	6,12	0,075	32	41,28	0,37	1,875	Vérifié
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	30*30	7,14	0,075	27	27,27	0,34	1,875	Vérifié

V.4 Schéma de ferrailage des poteaux

Tab V.7 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-sol + RDC(E1)	8T16 + 4T14	

Tab.V.8 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
2 ^{ème} , 3 ^{ème} Étages	4T16 + 8T14	

Tab.V.9 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
4 ^{ème} , 5 ^{ème} Étages	8T14+4T12	

Tab.V.10 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
6 ^{eme} , 7 ^{eme} Étages	4T14 + 4T12	<p>2T14/Face</p> <p>1T12/Face</p> <p>35cm</p> <p>35 cm</p> <p>Cadre T8</p>

Tab.V.11 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	8T12	<p>3T12/Face</p> <p>30 cm</p> <p>30 cm</p> <p>Cadre T8</p>

V.5 Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une sections données, l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme.

Après la détermination des sollicitations (M, V) (obtenus par l'étabs 2016), on procède au calcul du ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone II.a.

V.5.1. Ferrailage des poutres

V.5.1.1. Les armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de : $0.5\% b \times h$ pour toute section de la poutre.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

4 % $b \times h$ En zone courante.

6% $b \times h$ En zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de :

40 ϕ En zone II.a.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doivent muni de crochets à 90

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

V.5.1.2. Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\rightarrow S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{Dans la zone nodale et en travée si les armatures}$$

$$S \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

a. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.12 :Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Plancher	Poutre principales			Poutre secondaires		
	$M_{\text{travée}}$ (Kn.m)	M_{appuis} (Kn.m)	V(Kn)	$M_{\text{travée}}$ (Kn.m)	M_{appuis} (Kn.m)	V(Kn)
RDC+Etage	53,769	100,58	101,99	23,42	88,15	80,004

Calcul des armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{53,769 * 10^{-3}}{18,47 * 0,3 * 0,38^2} = 0,067 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a: $\mu_l = 0.3916 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A

$$A = \frac{\max M_{trav}}{Z * f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,067}) = 0,086$$

$$Z = 0,38 * (1 - 0,4 * 0,086) = 0,361$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = \frac{53,76 * 10^{-3}}{0,361 * 348} = 4,22 \text{ cm}^2 \quad A_t = 4,22 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,3 * 0,38 * 2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t$$

C'est vérifié.

Donc on ferraille avec A_t calculée

Soit $A = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

Armatures En appuis

$$M_a = 100,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} d^2 b} = \frac{100,58 * 10^{-3}}{18,47 * 0,3 * 0,38^2} = 0,125$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} = 0;$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,125}) = 0,313$$

$$Z = 0,38 * (1 - 0,4 * 0,313) = 0,332$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z * f_{st}} = \frac{100,58 * 10^{-3}}{0,332 * 348} = 8,70 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 6HA14 = 9,24\text{cm}^2$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tab V.13 : ferrailage des poutres

Niveau	Type	Section	Localisation	M (KN.m)	Acalcul (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	N ^{bre} de Barre
RDC+ Étage	Pp	30*40	Travée	53,76	4,22	1,37	6,79	6HA12
			Appuis	100,58	8,70	1,37	9,24	6HA14
	Ps	30*35	Travée	23,42	2,03	1,19	3,39	3HA12
			Appuis	88,15	7,63	1,19	9,24	6HA14

b. Ferrailage transversale

Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l\min}; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(1,2; 1,14; 3) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(1,2; 1; 3) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35)\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01\text{cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Calcul des espacements S_t

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 85 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm}$$

Les Vérifications nécessaire

c. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 63\text{cm}^2 \end{cases}$$

En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 42\text{cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

b/ Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab V.14 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _{max} (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	Observation
Principale	101,99	0,91	3.33	Vérifiée
Secondaire	80,004	0,83	3.33	Vérifiée

V.5.1.3. État limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

$$b/2y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Tab V.15 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)	Observation
Principales	Travée	39,17	6,79	7,72	2,72	11,06	15	Vérifiée
	Appuis	46,02	9,24	6,4	1,89	14,52		Vérifiée
Secondaires	Travée	17,00	3,39	7,72	2,72	4,82		Vérifiée
	Appuis	37,75	9,24	6,4	1,89	12,48		Vérifiée

État limite de déformation

ArtB.6.5, 2 BAEL91R99

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e};$$

$$l < 8 \text{ m}$$

Tab V.16 : vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h _t (cm)	B (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	M _{tser} (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 \cdot m_0}$	$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principale	40	30	4,50	4.62	39,17	0,065 ≥ 0,062	0,065 ≥ 0,011	0,0029 ≤ 0,01
Secondaire	35	30	4,70	4.62	17,0036	0,076 ≥ 0,062	0,076 ≥ 0,020	0,0038 ≤ 0,01

Remarque

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

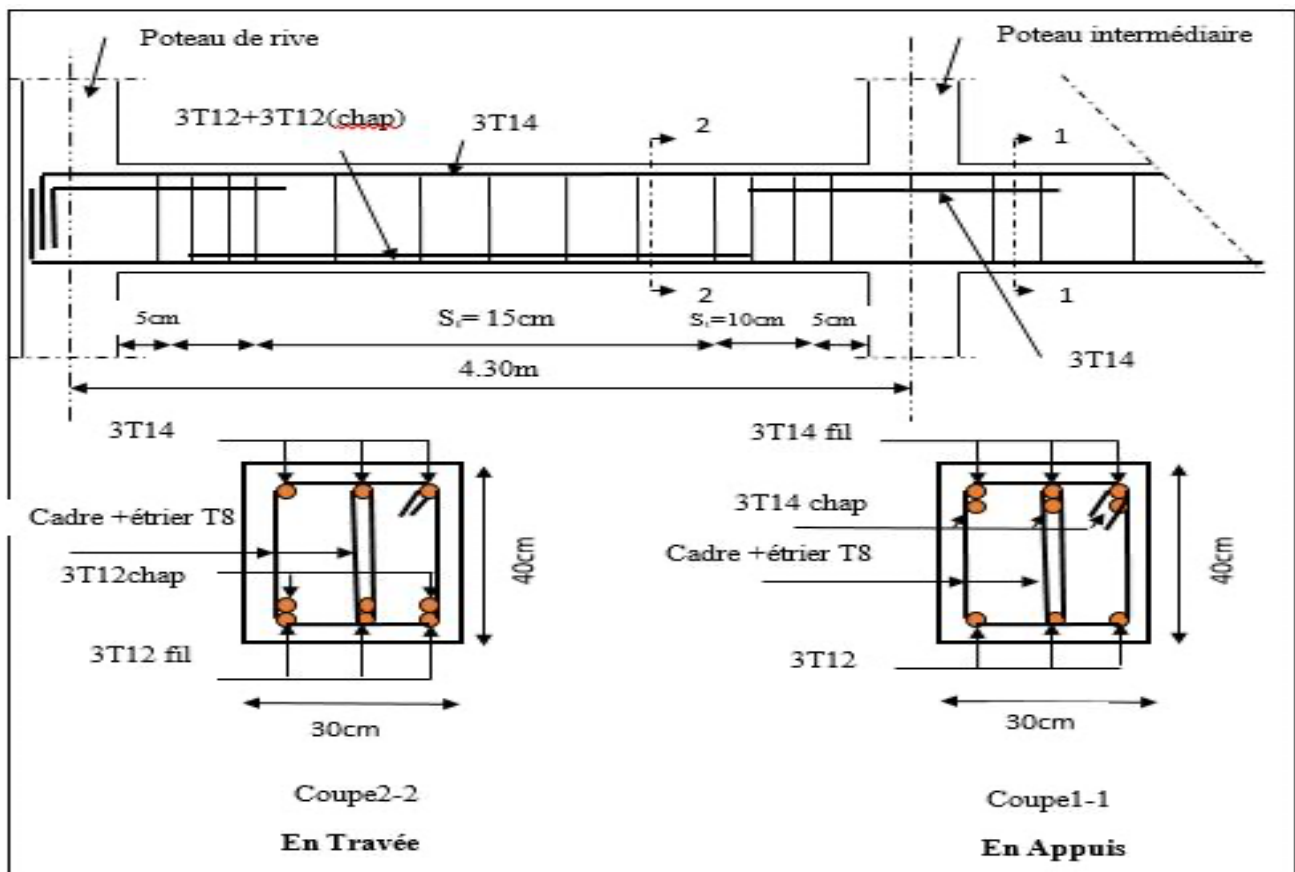
V.5.2. Schéma de ferrailage des poutres**V.5.2.1. Poutres principales**

Fig V.2 : Ferrailage des poutres principale

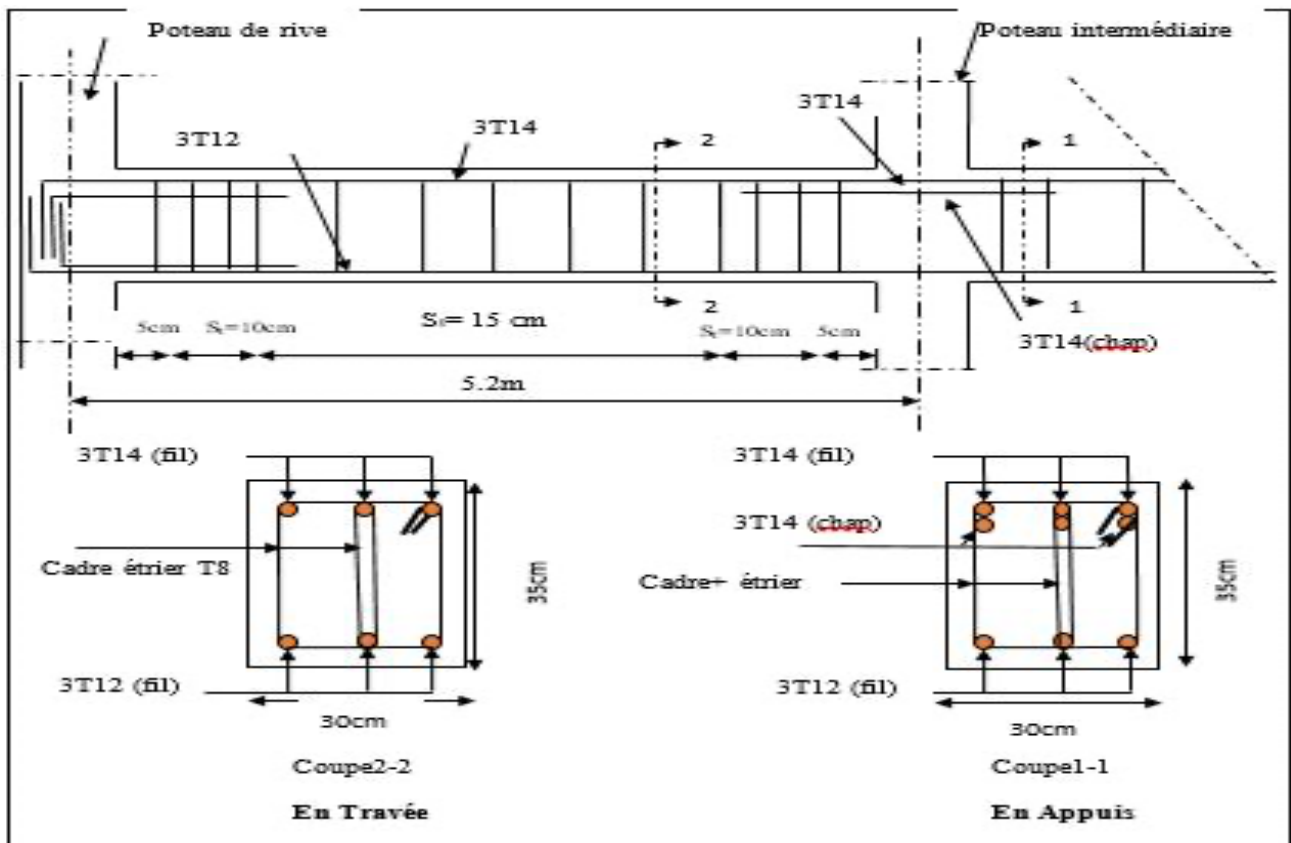


Fig.V.3 : Ferrailages des poutres secondaires

V.5.3. Vérification de la zone nodale

Pour assurer la sécurité des usagés d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forment dans les poutres avant les poteaux

Alors le RPA99 exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

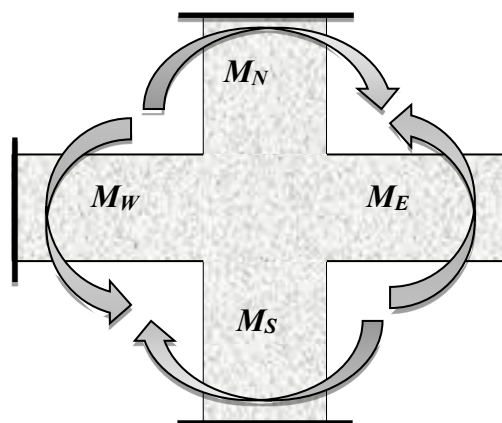


Fig.V.4 : Moments résistants au niveau de

La zone nodale.

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9d \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

Tab V.17 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	d(cm)	z(cm)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN. m)
Entre sol	47	42,3	22,24	400	376,3
RDC(E1)	47	42,3	22,24	400	376,3
Étage 2	42	37,8	20,36	400	307,389
Étage 3	42	37,8	20,36	400	307,389
Étage 4	37	33,3	16,84	400	224,308
Étage 5	37	33,3	16,84	400	224,308
Étage 6	32	28,8	10,68	400	123,033
Étage 7	32	28,8	10,68	400	123,033
Étage 8	27	24,3	9,05	400	87,966
Étage 9	27	24,3	9,05	400	87,966

Tab V.18 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	d (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
Entre sol +RDC(E1)	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	9,24	400	126,40
Étage 2, 3	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	9,24	400	126,40
Étage 4, 5	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	9,24	400	126,40
Étage 6, 7	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	9,24	400	126,40
Étage 8, 9	Travée	38	34,2	6,79	400	92,88
	Appui	38	34,2	9,24	400	126,40

Tab V.19 : Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	d(cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
Entre sol +RDC(E1)	Travée	33	29,7	3,39	400	53,83
	Appui	33	29,7	9,24	400	109,77
Étage 2, 3	Travée	33	29,7	3,39	400	53,83
	Appui	33	29,7	9,24	400	109,77
Étage 4, 5	Travée	33	29,7	3,39	400	53,83
	Appui	33	29,7	9,24	400	109,77
Étage 6, 7	Travée	33	29,7	3,39	400	53,83
	Appui	33	29,7	9,24	400	109,77
Étage 8, 9	Travée	33	29,7	3,39	400	53,83
	Appui	38	34,2	9,24	400	109,77

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tab V.20 : Vérification de la zone nodale selon le sens de la poutre principale

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1, 25(M _E + M _W)	Observation
Entre sol	376,3	376,3	752,6	92,88	92,88	232,2	Vérifiée
RDC(E1)	376,3	376,3	752,6	92,88	92,88	232,2	Vérifiée
Étage 2	307,38	307,38	614,6	92,88	92,88	232,2	Vérifiée
Étage 3	307,38	307,38	614,6	92,88	92,88	232,2	Vérifiée
Étage 4	224,31	224,31	448,62	92,88	92,86	232,2	Vérifiée
Étage 5	224,31	224,31	448,62	92,88	92,86	232,2	Vérifiée
Étage 6	123,03	123,03	246,06	92,88	92,86	232,2	Non Vérifiée

Étage 7	123,03	123,03	246,06	92,88	92,88	232,2	Non Vérifiée
Étage8	87,96	87,96	175,92	92,88	92,88	232,2	Non Vérifiée
Étage 9	87,96	87,96	175,92	92,88	92,88	232,2	Non Vérifiée

Tab V.21 : Vérification de la zone nodale selon le sens de la poutre secondaire.

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1, 25(M _E + M _W)	Observation
Entre sol	376,3	376,3	752,6	109,77	109,77	274,425	Vérifiée
RDC(E1)	376,3	376,3	752,6	109,77	109,77	274,425	Vérifiée
Étage 2	307,38	307,38	614,6	109,77	109,77	274,425	Vérifiée
Étage 3	307,38	307,38	614,6	109,77	109,77	274,425	Vérifiée
Étage 4	224,31	224,31	448,62	109,77	109,77	274,425	Vérifiée
Étage 5	224,31	224,31	448,62	109,77	109,77	274,425	Vérifiée
Étage 6	123,03	123,03	246,06	109,77	109,77	274,425	Non Vérifiée
Étage 7	123,03	123,03	246,06	109,77	109,77	274,425	Non Vérifiée
Étage8	87,96	87,96	175,92	109,77	109,77	274,425	Non Vérifiée
Étage 9	87,96	87,96	175,92	109,77	109,77	274,425	Non Vérifiée

Remarque

Les aciers dans la zone nodale ne vérifient pas dans les quatre derniers étages 6,7,8 et 9, donc on ajoute la section des armatures de recouvrement dans les deux sens cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2(RPA99/2003 ART 7.6.2).

V.6 Étude des voiles

V.6.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



Fig.V.6 : Voile simple

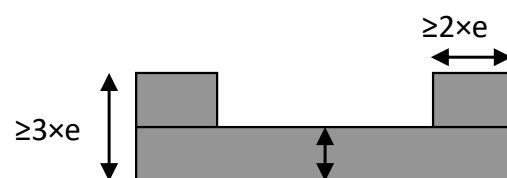


Fig.V.6 : Voile composé

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1,5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants.

-Flexion.

-flexion par effort tranchant.

-Écrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

-Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

-Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

V.6.2. Recommandation du RPA99

a. Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement s'est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

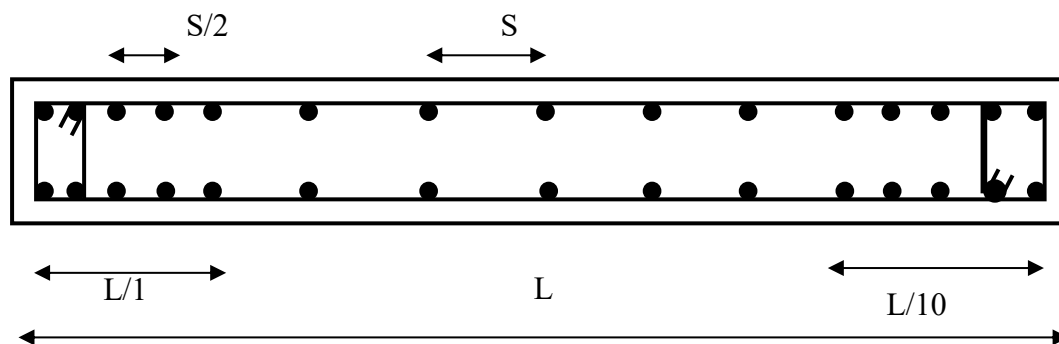


Fig.V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes.

b. Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Ø.

c. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e. Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$ en zone courante.

f. Longueur de recouvrement

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V.6.3. Disposition des voiles

Le SAP 2000 utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le SAP 2000 est la commande mèche Schelle, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

V.6.4. Ferrailage des voiles**Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) ;

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations suivantes

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

Vu la présence de plusieurs types de voiles dans notre structure on a opté pour l'étude de trois voiles différents dans les deux sens : soit V_{xa1} , V_{xb1} , V_{xc1} . Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2016.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tab.V.22 : Les sollicitations dans les voiles V_{xa1} .

Niveau	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)	Ncorr (KN)	Mmax (KN.m)	V(KN)
RDC+E1+E2	1114.8222	10.7737	390.8426	73.352	742.4039	163.4616	-115.5935
Etages 3,4 et 5	859.0304	17.972	257.469	59.0378	715.021	141.5701	-110.8979
Etages 6,7 et 8	601.8661	15,203	82.7646	11.51	469.7192	115.5935	-86.4587

- **Calcul des voiles**

- **❖ Exemple de calcul :**

Voile V_{x1} , $L = 1,5m$. (RDC+E1+E2)

Données :

$$N_{\max} = 1114.8222 \text{ KN}; M_{\text{cor}} = 10.7737 \text{ KN.m}; V_u = 115.5935 \text{ KN}$$

$$L = 1,5 \text{ m}; \quad e = 15 \text{ cm}; \quad d = 1.45 \text{ m}; \quad d' = 0.05 \text{ m}; \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{10.7737}{1114.8222} = 0,00966 \text{ m} < \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

Avec

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h + 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 2,10 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 3,93 \text{ MN.m}$$

N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et $(1) < (2)$. Donc la section est entièrement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 10,7737 + 1114,8222 \times \left(2 - \frac{2}{2} \right) = 1125,5959 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,125}{0.15 \times (1,95)^2 \times 18.48} = 0.106$$

$$\mu_{bu} = 0,106 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.141$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,84$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,125}{1,84 \times 400} = 15,28 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -12,59 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \text{ Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{1114,8222 \times 10^{-3}}{2 \times 0,15} + \frac{10,7737 \times 10^{-3}}{0,2} \times 1 = 3,76 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1114,8222 \times 10^{-3}}{2 \times 0,15} - \frac{10,7737 \times 10^{-3}}{0,2} \times 1 = 3,71 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{3,71 \times 2}{3,76 + 3,71} = 0,993 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0,993 = 0,014 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(15 \times 99,3) = 2,97 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,10\%(15 \times 1,4) = 0,021 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(15 \times 2) = 4,5 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

Avec

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 115,5935 \times 10^{-3}}{0,9 * (0,15 \times 1,95)} = 0,67 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm})$ $S_t \leq 30 \dots \dots \dots$ On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{0,61 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA8=1,01 cm²/face

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

a. Voile 1

Tab.V.23 : Sollicitations et ferrailage des voiles (1)

Section	Entre sol 1 + 2	RDC + 1 ^{er} étage	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage
e	0.15	0.15	0.15
L	2	2	2
D	1.97	1.97	1.97
M	980.7112	41.7358	57.1142
N	302.6606	639.8786	430.2428
V (KN)	512.2769	129.1619	113.2475
τ	2.66	0.67	0.59
$\bar{\tau}$	5	5	5
A ^{cal}	9.7	0	0
A ^{min}	4.5	4.5	4.5
I	0.1	0.1	0.1
V (m)	1	1	1
σ_1	5.14	2.55	2.00
σ_2	4.76	1.71	0.86
Lt	0.9	0.8	0.60
Lc (m)	0.21	0.39	0.80
A ^{min} tendu (cm ²)	2.69	2.41	1.81
A ^{min} courant (cm ²)	0.31	0.59	1.19
S _t (m)	20	20	20
A _v ^{adopté} (cm ²)	6HA12+5HA10	6HA10+4HA8	6HA10+4HA8
A _h ^{calculé} (cm ²)	2.49	0.63	0.55
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adopté} face	2HA10	2HA10	2HA10

b. Voile 2

Tab.V.24 : Sollicitations et ferrailage des voiles (2)

Section	Entre sol 1 + 2	RDC + 1 ^{er} étage	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage
E	0.15	0.15	0.15
L	1.3	1.3	1.3
D	1.27	1.27	1.27
M	488.7911	21.3268	24.2993
N	371.6933	690.6984	449.4244
V (KN)	315.0534	147.6031	126.1366
τ	2.51	1.18	1.01
$\bar{\tau}$	5	5	5
A ^{cal}	6.24	0	0
A ^{min}	2.93	2.93	2.93
I	0.02	0.02	0.02
V (m)	0.65	0.65	0.65
σ_1	13.47	4.05	2.88
σ_2	-9.66	3.04	1.73
Lt	0.54	0.56	0.49
Lc (m)	0.22	0.18	0.32
A ^{min} tendu (cm ²)	1.63	1.67	1.46
A ^{min} courant (cm ²)	0.32	0.28	0.49
S _t (m)	20	20	20
A _v ^{adopté} /	6HA10+5HA8	5HA10+4HA8	5HA10+4HA8
A _h ^{calculé} (cm ²)	2.36	1.1	0.94
A _h ^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adopté} face	3HA8	3HA8	3HA8

c. Voile 3

Tab.V.25 : Sollicitations et ferrailage des voiles (3)

Section	RDC+E1+E2	E3+E4+E5	E6+E7+E8+E9
E	0.15	0.15	0.15
L	1.5	1.5	1.5
D	1.47	1.47	1.47
M	10.7737	17.972	15.203
N	1114.82	859.0304	601.8661
V (KN)	163.4616	141.5701	115.5935
τ	1.13	0.98	0.8
$\bar{\tau}$	5	5	5
A^{cal}	0	0	0
A^{min}	3.38	3.38	3.38
I	0.04	0.04	0.04
V (m)	0.75	0.75	0.75
σ_1	5.15	7.789	5.03
σ_2	4.76	-4.83	-3.01
Lt	0.72	0.69	0.67
L_c (m)	0.06	0.13	0.15
A^{min} tendu (cm ²)	2.16	2.06	2.02
A^{min} courant (cm ²)	0.09	0.19	0.23
S_t (m)	20	20	20
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	6HA10+4HA8	5HA10+4HA8	5HA10+HA8
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	1.06	0.92	0.75
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$	3HA8	3HA8	3HA8

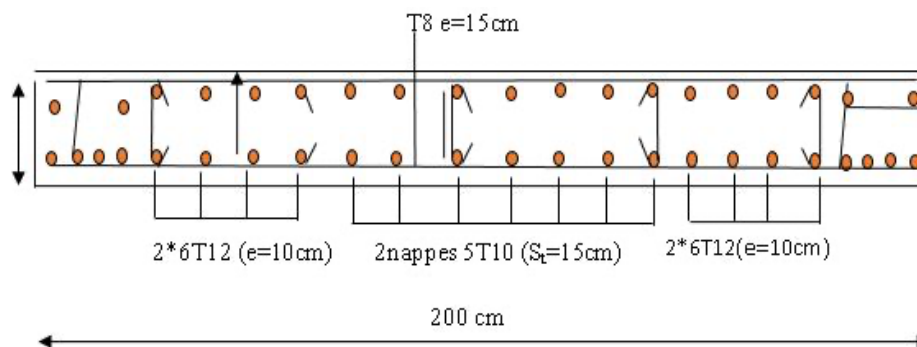
Schéma de ferrailage du voile

Fig.V.8 : Schéma de ferrailage du voile

V.7 Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils sont ferrillés souvent par le minimum de RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.

Les exigences du RPA valorisent la sécurité par rapport à l'économie.



Chapitre VI
Étude de
l'infrastructure

Chapitre VI. *Étude de l'infrastructure*

VI.1 Introduction

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

VI.2 Choix du type des fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- La profondeur du bon sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- Facilité d'exécution (coffrage) ;
- Économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

VI.3 Étude des fondations

VI.3.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q$
- $1.35G + 1.5Q$

VI.3.2. Les caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué du sol limoneux argileux marneux schisteux très compacts avec passage de blocs rocheux d'origine calcaire,

Laboratoire suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 3.60m avec une contrainte admissible au sol de **2.8 bar**.

VI.3.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (45*50) d'où les semelles sont

(A×A), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$; $B \geq \sqrt{\frac{b * N}{a * \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.5 * 1086.13}{0.45 * 280}} = 2.06m$

Avec

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par L'ETABS2016

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

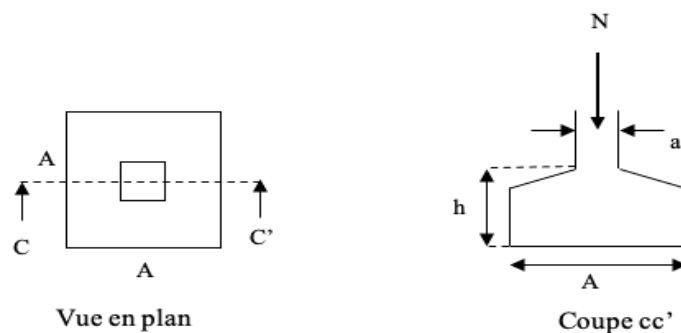


Fig.VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=1086.13KN.

D'après le résultat, On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.4. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 10 poteaux.

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B * L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$

Avec

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$N_t = 11086.83 \text{ m}$

$L = 32.3 \text{ m}$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \rightarrow B \geq \frac{11086.13}{280 * 32.3} = \mathbf{1.22 \text{ m}}$$

On prend $B = 1.4 \text{ m}$.

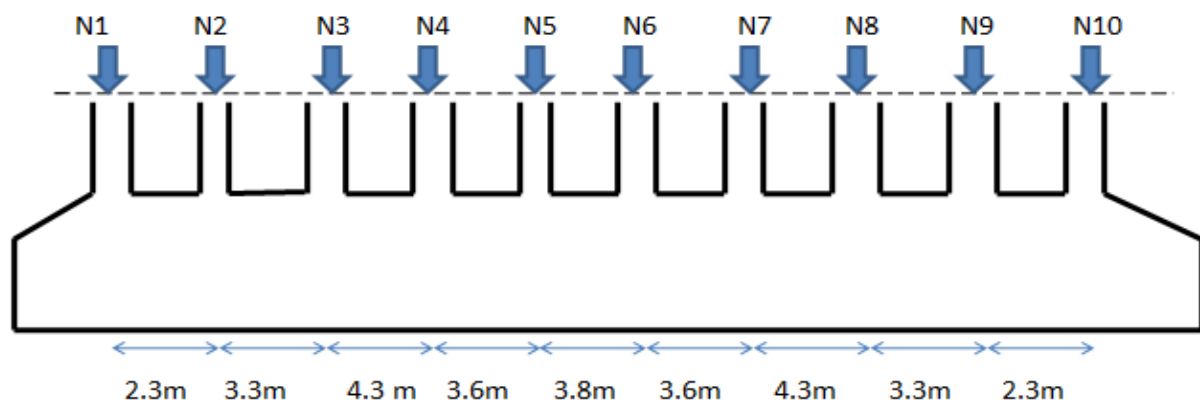


Fig.VI.2 : Schéma d'une semelle filante

On a la largeur de notre semelle égale à 1.4m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que la petite distance de l'entre axe entre deux semelles est de 2.3m, donc il y'a un risque de chevauchement entre les semelles

VI.3.4.1. Calcul de la hauteur total de la Semelle (h_t):

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante : $h_t = d + c$

Avec

c : enrobage des armatures; $e = 5 \text{ cm}$

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivant:

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - a}{4} = 0.287 \text{ m} \\ \frac{B - b}{4} = 0.275 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$d \geq 0.287 \text{ m}$$

$$(a*b) = (45*50) = 0.225m^2$$

$$d = 0.35m \rightarrow h_t = 0.35 + 0.05 = \mathbf{0.40m}$$

VI.3.4.2. Calcul des surfaces de la semelle

N_s : Le poids estimé de la semelle.

La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

$$S_s = \frac{\sum Ni}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{11086.83}{280} = 39.59m^2$$

VI.3.4.3. Verification de la contrainte

$$N_s = ((S_s \times H) + (1 \times a \times b) \times \delta b$$

$$N_s = 401.52 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\sum Ni + N_s}{S_s} = \frac{11086.83 + 401.3}{39.59} = 290.17 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{st} = 290.17 \text{ Kpa} > \bar{\sigma}_{sol} = 280 \text{ Kpa}$$

\Rightarrow **Alors on opte pour un radier**

VI.4 Étude du radier général

VI.4.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ses trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames). h_t, h_r

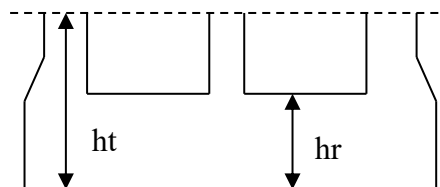


Fig.VI.3 : dimension du radier.

VI.4.2. Pré dimensionnement

La condition de coffrage

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_r : hauteur de la dalle

h_t : hauteur des nervures

$$\text{Nervure: } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 4.30\text{m} \rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm} \dots(1)$$

$$\text{Dalle : } h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 4 \text{ m} \rightarrow h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5\text{cm} \dots(2)$$

La condition de raideur (rigidité)

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$I = b \times \frac{ht^3}{12} \rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.3^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}}; \quad ht \geq 0.59\text{m}; \quad \text{Donc } h_t = 0.7\text{m}$$

$$le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}; \quad le \geq 3.09;$$

Avec

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

On prend $le = 3.2$

$$L_{max} \leq \pi * \frac{le}{2}$$

$$L_{max}=4.3 \leq \frac{3.14}{2} * 3.2$$

$$L_{max}=4.3m \leq 5.02m$$

La condition est vérifiée

La surface du radier :

$$\frac{Nt}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{Nt}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Nt : Effort transmis de la superstructure

$$S_{rad} \geq \frac{Nt}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{26982,87}{280} = 96.37m^2$$

On prend : $S_{radier} = S_{batiment} = 375.5m^2$

VI.4.2.1. Les vérifications nécessaires

Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

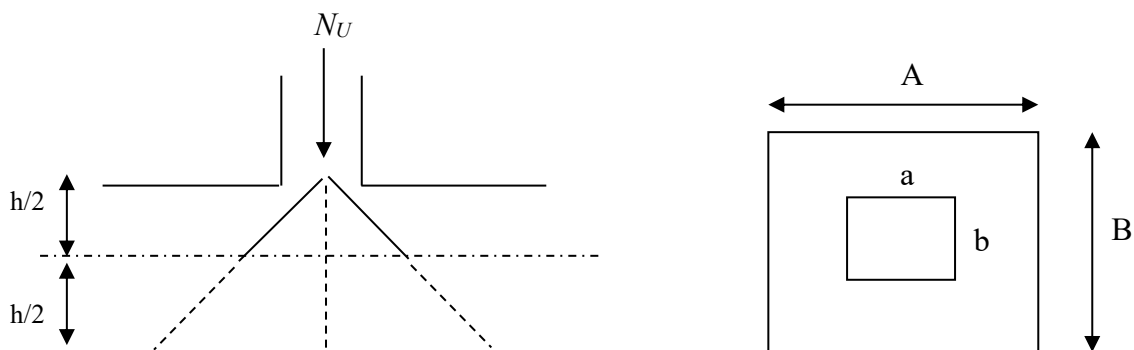


Fig.VI.4 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

Selon le **BAEL99 (article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit

$$Nd \leq 0.045 * U_c * ht * f_{cj} / \gamma_b$$

Nd : effort normal de calcul.

ht : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(45 \times 50) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (a+b+2ht) \rightarrow U_c = 4,7m$

$$Nd = 1554 \leq 0.045 * 4.7 * 0.7 * 25/1.5 \rightarrow Nd = 1.554 MN < 3.4675MN$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u * L_{max} * b}{2 * S} \rightarrow V_u = \frac{32157.12 * 4.3}{2 * 375.5} = 184.12 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 * h_0 = 0.9 * 0.4 = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.18412}{1 * 0.35} = 0.526 \text{ MPA} \leq 2.5 \text{ MPA}$$

C'est vérifié, donc il n'y a pas de cisaillement dans le radier.

Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

(DTR BC 2.33.1(artcle : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme informatique Socotec on a :

$$I_x = 11681.8 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 10.54 \text{ m.}$$

$$I_y = 19917.89 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 15.25 \text{ m.}$$

Avec

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4 \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{N}{S_{rad}} \right) + \left(\frac{M}{I} \right) * Y(x, y)$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{N}{S_{rad}} \right) - \left(\frac{M}{I} \right) * Y(x, y)$$

On a

$$M_{xx} = 74350.41 \text{ kn.m ;}$$

$$M_{yy} = 34254.19 \text{ kn.m}$$

$$N_t = N_s + N_{rad} = 32157.12 \text{ KN}$$

Sens XX

$$\sigma_{max} = \left(\frac{32.15712}{375.5} \right) + \left(\frac{74.35041}{11681.88} \right) * 15.25 = 0.182 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{32.15712}{375.5} \right) - \left(\frac{74.35041}{11681.88} \right) * 15.25 = -0.012 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*0.182+0.012}{4} = 0.139 \text{ MPA} \leq \sigma_{sol} = 0.280 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens YY

$$\sigma_{max} = \left(\frac{32.15712}{375.5} \right) + \left(\frac{34.254}{19917.89} \right) * 10.54 = 0.103 \text{ MPA ;}$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{32.15712}{375.5} \right) - \left(\frac{34.254}{19917.89} \right) * 10.54 = 0.067 \text{ MPA ;}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*0.103+0.067}{4} = 0.094 \text{ MPA} < \sigma_{sol} = 0.280 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la stabilité au renversement

$$\text{Le RPA doit vérifier que } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

RPA99 (article 10.1.5)**Sens xx**

$$e = \frac{34.254}{32.157} = 1.06m < \frac{8.45}{4} = 2.11m \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Sens yy

$$e = \frac{74.35041}{32.156} = 2.31m < \frac{31.1}{4} = 7.78m \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

Vérification de la poussé hydrostatique

$$\text{Il faut assurer que : } N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

 γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^2$) F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.15$).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H=4.6m).

 S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = \ll 375.5 \text{ m}^2$).

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$$N \geq 1.15 * 4.6 * 375.5 * 10 ;$$

$$N \geq 19863.7 \text{ KN ;}$$

$$N = 32157.12KN \geq 19863.95KN \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

VI.4.2.2. Ferrailage

a. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier

VI.4.3. Calcul des sollicitations

-ELU

$$q_u = N_u / S_{rad}$$

$$N_u = N_u(\text{struct}) + 1.35 (N_u(\text{rad}) + N_u(\text{nerv}))$$

$$N_u = 62567.25 \text{ KN}$$

$$q_u = 180.12 \text{ kn/m}^2$$

- ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s(\text{struct}) + N_s(\text{rad}) + N_s(\text{nerv})$$

$$N_s = 45624.27 \text{ KN}$$

$$q_s = 131.5 \text{ kn/m}^2$$

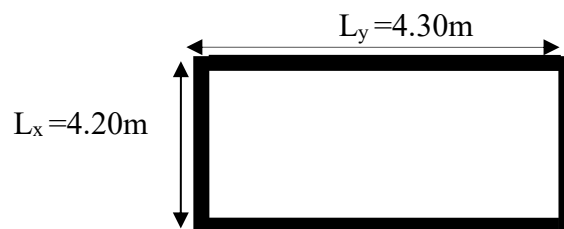


Fig.VI.5 : Dalle sur quatre appuis

Le poids propre du radier

$$G_o = 25 * 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.20 - 0.5 = 3.7 \text{ m} ;$$

$$L_y = 4.3 - 0.45 = 3.85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{3.85} = 0.97 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille selon deux sens}$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

N_S : Est l'effort normale de service.

À l'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{3.85} = 0.97 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille selon deux sens}$$

$$\mu_x = 0.0392 \quad \mu_y = 0.9322$$

$$Mox = \mu x * qu * lx^2 = 124.55 KN.m \rightarrow Mtx = 0.85 * Mox = 105.67KN.m$$

$$Moy = \mu y * qu * ly^2 = 116.10KN.m \rightarrow Mty = 0.85 * Moy = 98.68KN.m$$

Condition de non fragilité

$$\text{Sens xx} \rightarrow Axmin = \frac{\rho^{0(3-\rho)}}{2} * b * h$$

$$Axmin = \frac{0.0008(3-0.97)}{2} * 1 * 0.4 = 3.24 Cm^2$$

$$\text{Sens yy} \rightarrow Aymin = \rho_0 * b * h$$

$$Aymin = 0.0008 * 1 * 0.4 = 3.2 Cm^2$$

Les résultats de calcul à L'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant

Tab.VI.1 : Résumé des résultats de ferrailages

Localisation	Sens	H (m)	B (m)	μ (x, y)	M ₀ (KN.m)	M (KN.m)	μ_{bu} (Mn.m)	α	z (m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
Travée	xx	0,4	1	0,0392	124,55	106,67	0,0613	0,0761	0,338	3,24	9,04	12,06	6HA16
	yy	0,4	1	0,9322	116,1	98,68	0,0567	0,073	0,339	3,2	8,34	12,06	6HA16
Appui	xx	0,4	1	0,0392	124,55	62,275	0,0358	0,0455	0,343	3,24	5,2	9,24	6HA14
	yy	0,4	1	0,9322	116,1	58,05	0,033	0,0424	0,344	3,2	4,84	9,24	6HA14

VI.4.4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \tau_u = 0.05 * 25 = 1.25Mpa$$

$$Vx = qu * \frac{lx}{2} * \frac{ly^4}{lx^4+ly^4} = 0.179MN / Vy = qu * \frac{ly}{2} * \frac{lx^4}{lx^4+ly^4} = 0.159 MN$$

$$\tau_u = \frac{0.179}{1 * 0.35} = 0.511Mpa \quad \tau_u = \frac{0.159}{1 * 0.35} = 0.454Mpa$$

$$\tau_u = 0.511Mpa < \tau_u = 1.25Mpa$$

Condition vérifiée

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

VI.4.5. Vérification à l'ELS

Les résultats de calcul à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant

Tab.VI.2 : vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	Sens	H (m)	B (m)	M (x,y)	M ₀ (kn.m)	M (kn.m)	y (m ⁴)	I(m)	$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$	$\sigma_s < \sigma'_s$ (Mpa)	obs
Travée	xx	0,4	1	0,0392	59,21	50,33	0,0954	1,46	3,30<15	182,56<201	Vérifié
	yy	0,4	1	0,9322	55,19	42,78	0,0958	1,462	2,8<15	40,94<201	Vérifié
Appui	xx	0,4	1	0,0392	59,21	29,605	0,0856	1,178	2,15<15	190,35<201	Vérifié
	yy	0,4	1	0,9322	55,19	27,595	0,0856	1,178	2<15	31,14<201	Vérifié

Donc les contraintes sont vérifiées.

VI.4.6. Vérification des espacements

$$St < \min (2.5*hr, 25cm) = 25cm$$

-Travée : Sens xx $\rightarrow St=100/6 = 17\text{cm}$

Sens yy $\rightarrow St = 100/6 = 17\text{cm}$

-Appuis : Sens xx $\rightarrow St = 100/6 = 17\text{cm}$

Sens yy $\rightarrow St = 100/6 = 17\text{cm}$

On prends $St=15\text{cm}$.

Schéma de ferrailage

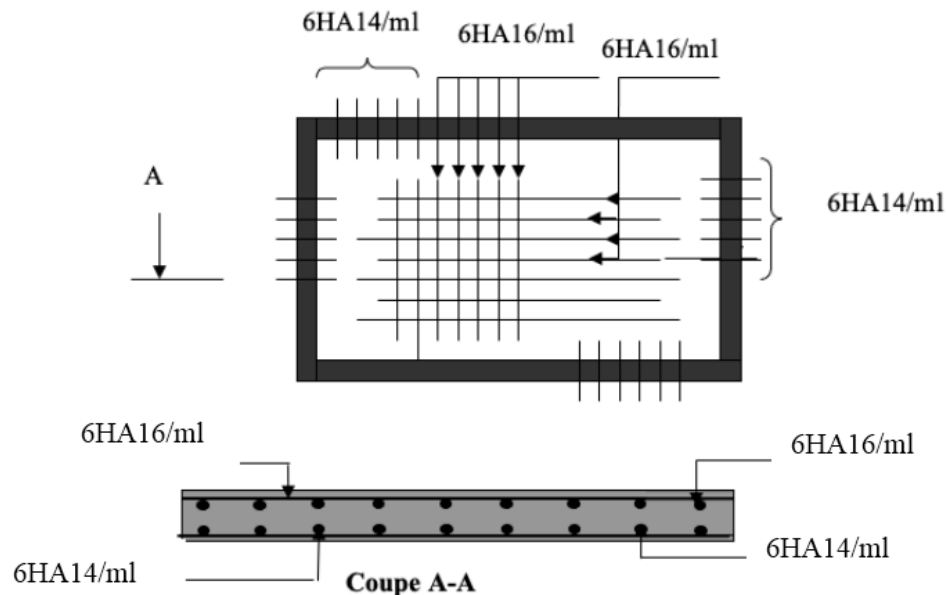


Fig.VI.6 : Schéma ferrailage du radier

VI.5 Étude des nervures

VI.5.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.5.1.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.97$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

On va faire l'étude pour une file de nervure la plus sollicitée selon X et une file de nervure selon Y

La file la plus sollicité de nervure selon X.

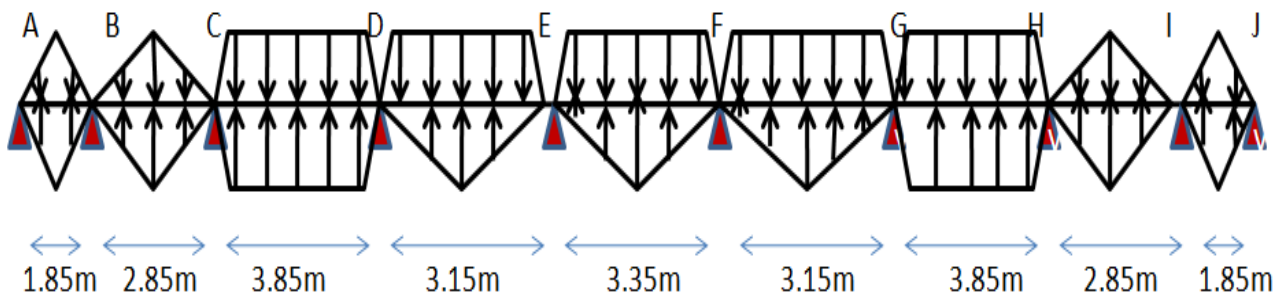


Fig.VI.6 : La file la plus sollicité de nervure selon X.

La file la plus sollicité de nervure selon Y

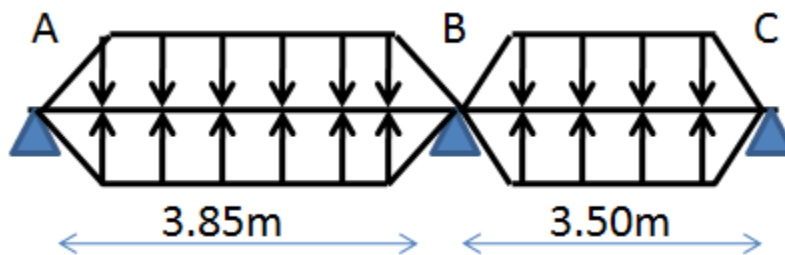


Fig.VI.7 : La file la plus sollicité de nervure selon Y

VI.5.2. Méthodes de calculs

Les charges qui reviennent sur la nervure :

Pm = charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

Pv = charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle

$$Pm = \frac{qu}{2} * \left[\left(1 - \frac{\rho g^2}{3}\right) * l x g + \left(1 - \frac{\rho d^2}{3}\right) * l x d \right] \text{ Pour une charge trapézoïdale}$$

$$Pv = \frac{qu}{2} * \left[\left(1 - \frac{\rho g}{3}\right) * l x g + \left(1 - \frac{\rho d}{3}\right) * l x d \right] \text{ Pour une charge trapézoïdale}$$

$$Pm = Pv = \frac{qu}{2} * \frac{\sum l x i^2}{\sum l x i} \text{ Pour plusieurs charges triangulaires sur la même travée}$$

Charge triangulaire

$$P = \frac{qu * l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) * \frac{qu * l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$Q_u = 180.12 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 85.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho_d = \frac{L_x d}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_x g}{L_y}$$

VI.5.3. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens puis on généralise l'étude sur toutes les nervures

Détermination de p_u et p_s

$$\text{On a : } N_u = 55582.01 + 1.35(3755 + 1419.25) = 62567.25 \text{ KN}$$

$$N_s = 55582.01 + (3755 + 1419.25) = 45624.27 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_u = \frac{N_u}{s_{rad}} = 180.12 \text{ KN} \text{ et } Q_s = \frac{N_s}{s_{rad}} = 85.63 \text{ KN}.$$

VI.5.4. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple une section de $b \cdot h$

En travée $M_t > M_u$ (sec $(b \cdot h)$)

En appui sec $(b_0 \cdot h)$

$$h_t = 0.7 \text{ m} \quad h_0 = 0.4 \text{ m} \quad b_0 = 0.50 \text{ m}$$

$$d = h_t - b_0 = 0.7 - 0.05 = 0.65 \text{ m}$$

Sens xx

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq \min\left(\frac{4.30}{2}, \frac{3.95}{10}\right) \rightarrow b \leq 1.3 \text{ m} \rightarrow b = 1.3 \text{ m}$$

Sens yy

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq \min\left(\frac{3.95}{2}, \frac{2.30}{10}\right) \rightarrow b \leq 0.96 \text{ m} \rightarrow b = 0.95 \text{ m}$$

On prend $b = 1.3 \text{ m}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

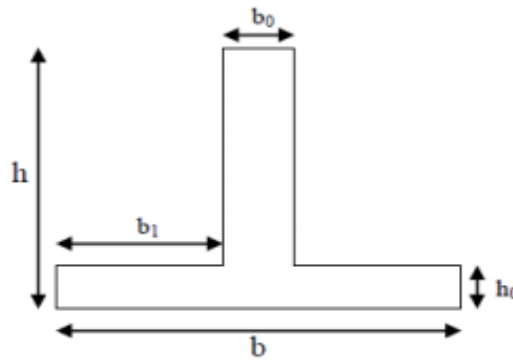


Fig.VI.8 : Schéma des nervures

Tab.VI.3 : Les sollicitations dans les nervures à l'ELU

Sens	Travées	L(m)	Q _m (kn)	Mg (kn.m)	Md (kn.m)	X ₀ (m)	M ₀ (kn.m)	Mtu (kn.m)	Vg(m)	Vd(m)
XX	ab	2,3	414,276	0	-380,501	0,751	119,1043	116,722	310,982	802,378
	bc	3,3	594,396	-380,501	-969,141	1,35	245,1883	161,065	802,378	2027,068
	cd	4,3	961,7	-969,141	-1143,667	2,108	416,3023	1167,182	2027,068	-2108,242
	de	3,6	933,0859	-1143,667	-971,079	1,851	291,7944	455,448	-2108,242	1797,267
	ef	3,8	945,9363	-971,079	-971,079	1,9	325,1166	736,325	1797,267	-1797,267
	fg	3,6	933,0859	-971,079	-1143,676	1,749	291,7944	455,444	-1797,267	2091,863
	gh	4,3	961,712	-1143,676	-1039,692	2,175	416,3023	1131,377	2091,863	-2043,498
	hi	3,3	792,528	-1039,692	-507,334	1,854	245,1883	321,734	-2043,498	-1146,351
	ij	2,3	552,368	-507,334	0	1,549	119,1043	155,629	-1146,351	-414,643
YY	ab	4,2	403,07753	0	-1641,366	1,639	397,1646	1138,915	1389,706	-2171,309
	bc	3,95	392,55389	-1641,366	0	2,478	351,2902	894,295	-2171,309	-1215,271

Tab.VI.4 : Les sollicitations dans les nervures à l'ELS

Sens	Travée	L(m)	Qs(kn .m)	Mg(kn.m)	Md(kn .m)	X ₀ (m)	M ₀ (kn.m)	Mts(kn.m)
XX	ab	2,3	196,949	0	-180,892	0,751	56,6228375	55,49
	bc	3,3	282,579	-180,892	-460,737	1,35	116,563838	76,571
	cd	4,3	457,2	-460,737	-520,862	2,108	197,912338	566,088
	de	3,6	392,2159	-520,862	-406,988	1,851	138,7206	172,566
	ef	3,8	395,467	-406,988	-406,987	1,9	154,56215	306,83
	fg	3,6	392,214	-406,987	-520,864	1,749	138,7206	172,564
	gh	4,3	457,203	-520,864	-460,739	2,175	197,912338	566,116
	hi	3,3	282,579	-460,739	-180,892	1,854	116,563838	75,265
	ij	2,3	196,949	-180,892	0	1,549	56,6228375	55,49
YY	ab	4,2	403,077536	0	-780,311	1,639	888,785967	541,448
	bc	3,95	392,55	-780,311	0	2,478	765,595172	425,147

Tab.VI.5 : Les résultats de ferrailage des nervures.

Localisation	Sens	Mu (kn,m)	Acal(cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix
Travée	XX	1167,182	56.21	64.75	5HA32+5HA25
	YY	1138,915	54.12	58.12	8HA25+6HA20
Appui	XX	-1143,667	54.97	64.75	5HA32+5HA25
	YY	-1641,366	82.48	83.98	8HA32+4HA25

VI.5.5. Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = 1907.257 \text{ kn} ; \quad V_y = 1345.54 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{v}{b*d} \leq \tau_u = \overline{\tau_u} (0.1 * f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{1.90725}{1.25 * 0.65} = 2.34 \text{ Mpa} \quad \tau_{uy} = \frac{1.34554}{0.9 * 0.65} = 2.31 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2.34 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots \dots \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

VI.5.6. Vérification à L'ELS

Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Tab.VI.6 : Vérifications à l'ELS.

Localisation	Sens	M _{ser} (Kn.m)	Y(m)	I * 10 ⁻³ m ⁴	σ _{bc} < σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{st} < σ̄ _{st} (Mpa)
Travée	XX	566.116	0.209	36.41742	4.58 < 15	198.6 < 201
	YY	541.448	0,241	21.62253	6.05 < 15	153.36 < 201
Appui	XX	520.86	0.315	30.63635	4.71 < 15	141.95 < 201
	YY	780.311	0.269	26.50709	7.94 < 15	167.86 < 201

On remarque que les contraintes dans l'acier sont vérifiées.

VI.5.7. Les armatures transversales**SENS XX**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{lmin} \right) = (20; 50; 14) \text{ soit } \Phi_t = 10 \text{ mm}; \text{ Soit } A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

SENS YY

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{lmin} \right) = (20; 50; 14) \text{ soit } \Phi_t = 10 \text{ mm}; \text{ Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI.5.8. Vérification des espacements

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = (58.5; 40)\text{cm} \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{6.79 \times 10 - 4 \times 400}{(0.4 \times 0.5)} = 1.35\text{m} = 135\text{cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 6.79 \times 400 \times 10^{-4}}{(0.5 \times (2.34 - 0.3 \times 2.1))} = 0.254\text{m} = 25\text{cm}; \text{ Soit } St = 20 \text{ cm}$$

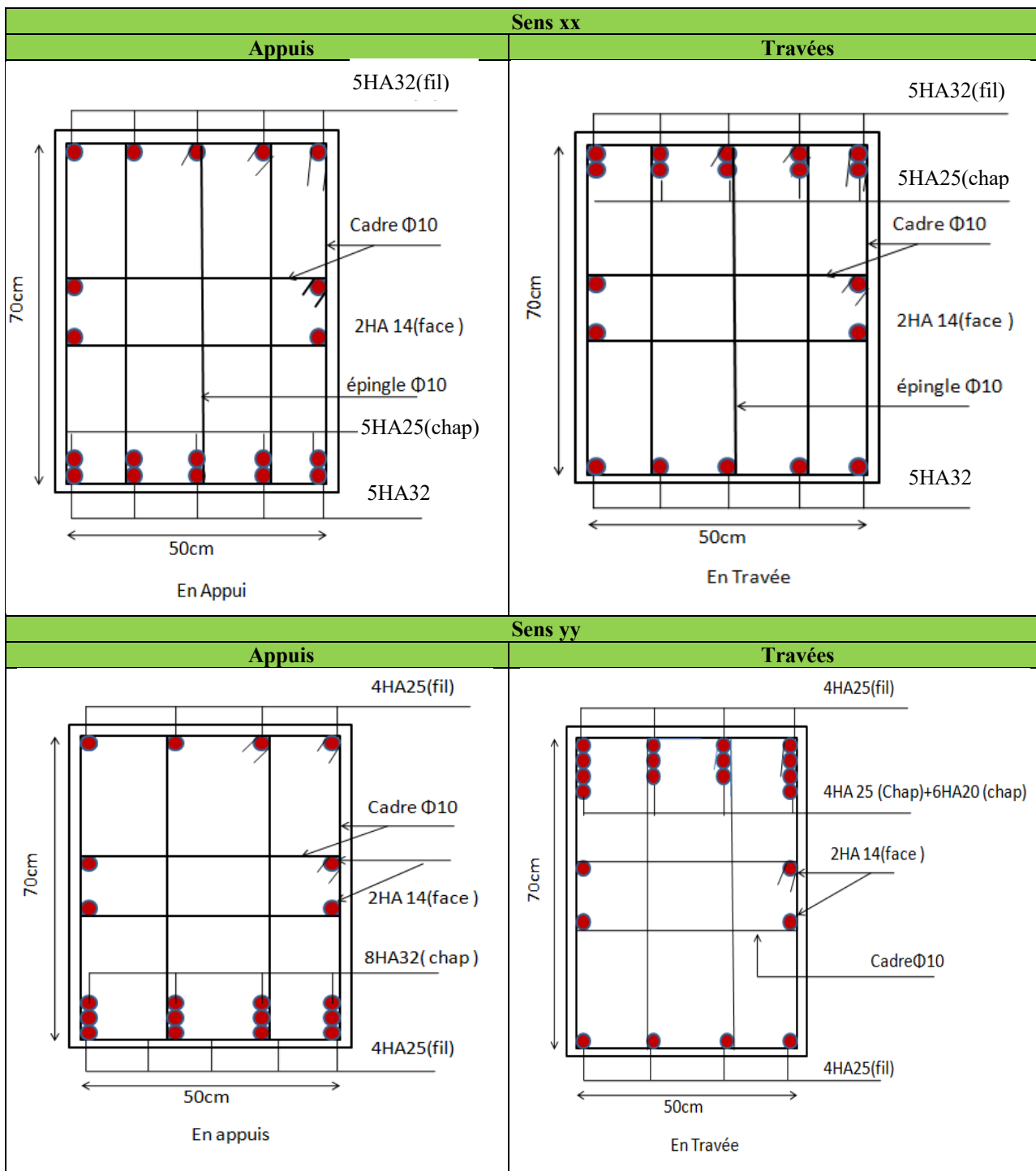
Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$\text{Donc } A_p = 3 \times 0.95 = 2.85\text{cm}^2, \text{ Soit : } 2\text{HA}14 = 3.08\text{cm}^2 \text{ par face}$$

VI.5.9. Schéma de ferrailage des nervures

Tab.VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures



VI.6 Étude du Voile périphérique

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm ;
- Il doit contenir deux nappes d'armatures ;

- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens ;
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.1. Les dimensions du voile périphérique

- La hauteur $h=3.6$ m ;
- La longueur $L=4.3$ m ;
- L'épaisseur $e=20$ cm.

VI.6.2. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma =20$ kn/m² ;
- L'angle de frottement $\Phi=25$;
- La cohésion $c=0,28$ bar.

VI.6.3. VI.5.3. Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\left(\frac{\pi}{4} \right) - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.6 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 \times 0.28 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$G = 15.0037 \text{ kn/m}^2$$

La surcharge accidentelle

$$\text{On a } q = 10 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = q \times \left[\tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 1.71 \text{ kn/m}^2$$

VI.6.4. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

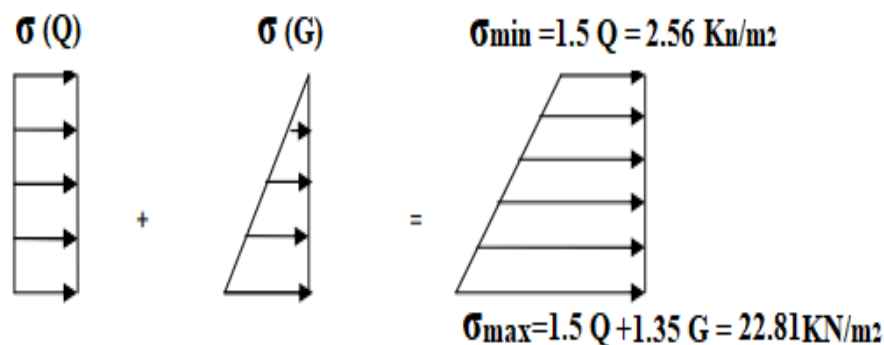


Fig.VI.9 : Charges réparties sur le voile périphérique

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{min} = 1.5 * Q \rightarrow \sigma_{min} = 2.565 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 * G + 1.5 * Q \rightarrow \sigma_{max} = 22.82 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 22.82 + 2.565}{4} \rightarrow \sigma_{moy} = 17.76 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable

$$Lx = 4.44 \text{ m} / Ly = 5.65 \text{ m} / e = 20\text{cm} / b = 1\text{m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.6-0.2}{4.3-0.45} = 0.88 > 0.4 \text{ le panneau travaille selon deux sens}$$

$$ELU : \mu_x = 0.0476 / \mu_y = 0.7438$$

$$ELS : \mu_x = 0.0546 / \mu_y = 0.8216$$

$$Mox = \mu_x * qu * lx^2 \rightarrow Mtx = 0.85 * Mox$$

$$Moy = \mu_y * qu * ly^2 \rightarrow Mty = 0.85 * Moy$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tab.VI.8 a: Résultats de ferrailage du voile périphérique

Localisation	sens	h (m)	b (m)	μ (x, y)	M ₀ (kn.m)	M _t (Kn.m)	μ _{bu} (Mn.m)
Travée	xx	0,2	1	0.0476	21,21	18,03	0,0565
	yy	0,2	1	0.7438	14,16	12,04	0,0377
Appui	xx	0,2	1	0.0546	21,21	10,605	0,0332
	yy	0,2	1	0.8216	14,16	7,08	0,0222

Tab.VI.9 b: Résultats de ferrailage du voile périphérique

Localisation	sens	A	z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Travée	xx	0,0728	0,145	2	3,56	5.65	5HA12
	yy	0,0481	0,147	2	2,35	4.52	4HA12
Appui	xx	0,0423	0,147	2	2,07	4.52	4HA12
	yy	0,028	0,148	2	1,37	4.52	4HA12

Avec : Amin=0.1%*b*h..... **RPA/2003. (Art.10.1.2)**

Espacements

Sens x-x : St min (2 e ; 25cm ; 100/4) = 25cm St=25cm.

Sens-y-y : St min (2 e ; 25cm ; 100/4) = 25cm St=25cm

VI.6.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \tau_u = \min (0.1 * f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 1.25\text{Mpa}$$

$$Vx = qu * \frac{lx}{2} * \frac{ly^4}{lx^4+ly^4} = 0.0318 \text{ MN} / Vy = qu * \frac{ly}{2} * \frac{lx^4}{lx^4+ly^4} = 0.0194 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0318}{1 * 0.15} = 0.212 \text{ Mpa} \tau_u = \frac{0.0194}{1 * 0.15} = 0.129 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.212 \text{ MPA} < 1.25 \text{ MPA}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

VI.6.6. Vérification à L'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 1.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 16.71 \text{ kn/m}^2 \sigma_{moy} = 12.96 \text{ kn/m}$$

- **Vérification des contraintes**

Tab.VI.10 : Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	h (m)	b	μ (x, y)	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	Y (m)	$I * 10^{-4}$ m4	$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s < \sigma'_s$ (Mpa)	Obs
Travée	xx	0,2	1	0,0546	17,6	14,96	0,0426	1,2352	5,16 < 15	195,045	Vérifier
	yy	0,2	1	0,8216	13,47	11,45	0,038	1,033	4,3 < 15	184,89	Vérifier
Appui	xx	0,2	1	0,0546	17,6	8,8	0,0388	1,033	3,3 < 15	142,08	Vérifier
	yy	0,2	1	0,8216	13,47	6,73	0,0388	1,033	2,53 < 15	108,76	Vérifier

VI.6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

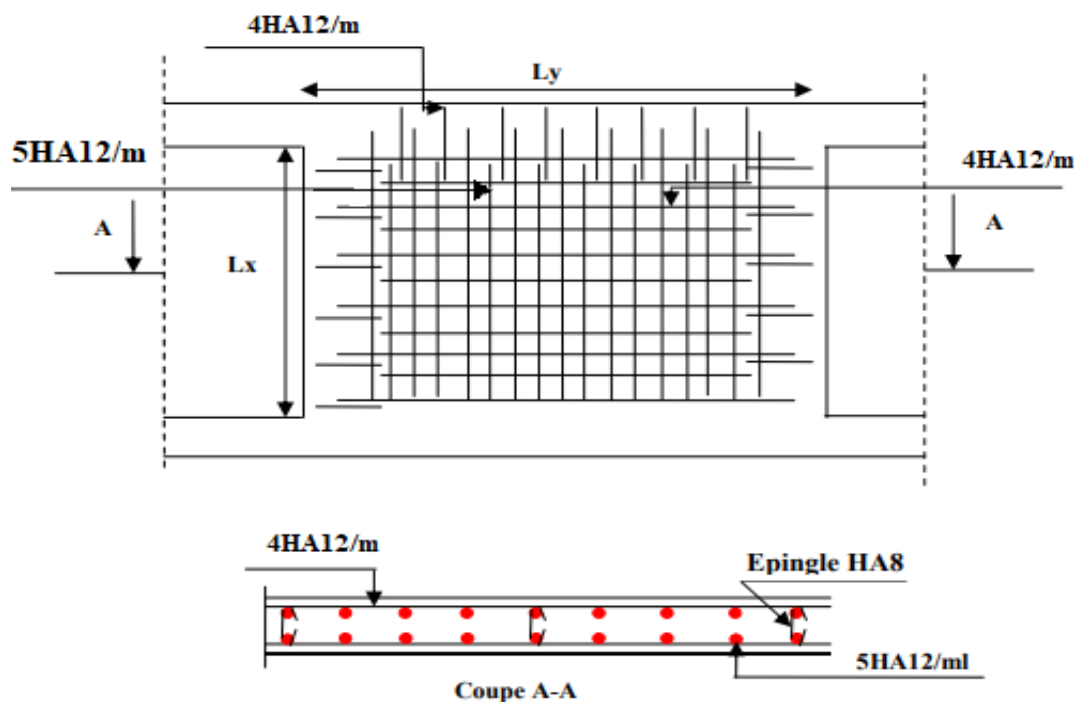
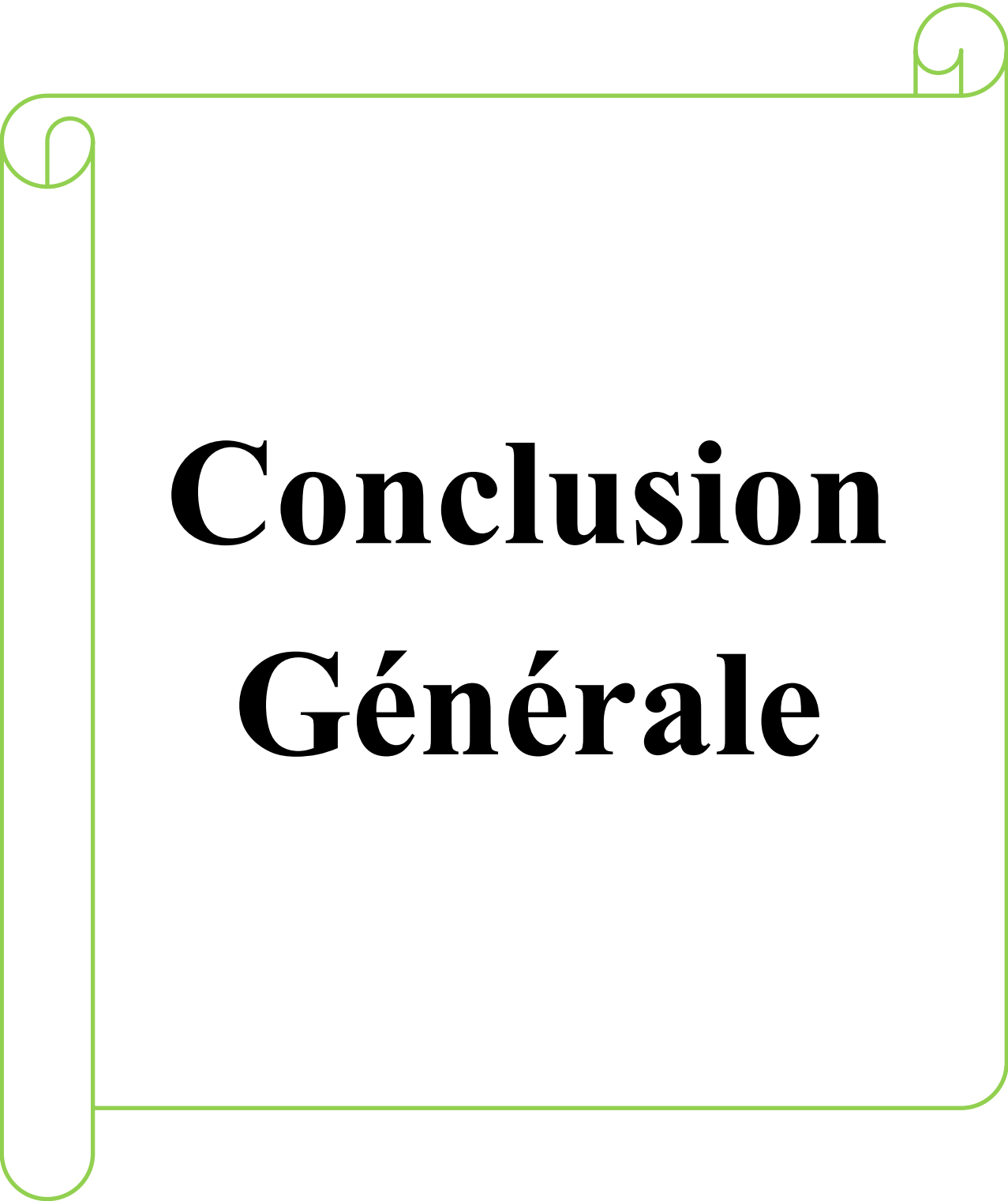


Fig.VI.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.7 Conclusion

Nous avons fait l'études d'un bâtiment (R+8+entre-sol) à usage d'habitation, vue l'importance des charges du bâtiment qui exerce sur le sol, et la disposition des poteaux (la forme architecturale du bâtiment en plan). Nous avons opté pour un radier général qui nous permet d'éviter le chevauchement des semelles filantes le radier et le type de fondation le plus adéquat.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion donnée à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tel que : RPA99V2003, BAEL91.

Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Le pré dimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : planchers, poutres, poutrelles, escaliers, acrotères, poteaux...etc.

La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

On a utilisé le logiciel Etabs2016, afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique il est très important que l'ingénieur civil et architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet, pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction, cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié.

Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie

 **Règles BAEL 91 modifiées 99.**

(Edition Eyrolles Troisième édition 2000).

 **Règles Parasismiques Algériennes.**


(Edition CGS RPA 99 / version 2003).

 **DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.**


(Edition CGS Octobre 1988).

 **DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.**

(Edition OPU 2005).

 **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).**


(Edition CGS Décembre 1993).

 **Cours de béton armé, 3^{ème} année et Master 1 Génie Civil.**





















 **Anciens mémoires de fin d'étude.**






Logiciels

 **ETABS V 2016**

 **Auto CAD 2016. Auto Desk Inc. 2016**

Symboles Et Notations

-  **A** : Aire d'une section d'acier.
-  **A'** : Section d'aciers comprimées.
-  **A_{ser}** : Section d'aciers pour l'ELS.
-  **A_u** : Section d'aciers pour l'ELU.
-  **A_r** : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
-  **ELS** : État limite de service.
-  **ELU** : État limite ultime.
-  **B** : Aire d'une section de béton.
-  **D** : Diamètre.
-  **E** : Module d'élasticité longitudinale, séisme.
-  **E_h** : Module de déformation longitudinal du béton.
-  **E_j** : Module d'élasticité instantanée.
-  **E_s** : Module de d'élasticité de l'acier.
-  **F** : Force ou action générale.
-  **G** : Action permanente.
-  **I** : Moment d'inertie.
-  **L** : Longueur ou portée.
-  **M** : Moment en général.
-  **M_u** : Moment de calcul ultime.
-  **M_{ser}** : Moment de calcul de service.
-  **N** : Effort normal.
-  **N_{ser}** : Effort normal en service.
-  **N_u** : Effort normal de service.
-  **V** : Effort tranchant.
-  **P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
-  **Q** : Action ou charge variable.
-  **S** : Section.
-  **Br** : Section réduite.
-  **M_a** : Moment sur appui.
-  **M_t** : Moment en travée.
-  **a** : Une dimension transversale.
-  **b** : Une dimension longitudinale.
-  **b₀** : Épaisseur brute de l'arme d'une section.
-  **d** : Hauteur utile.
-  **e** : Excentricité, épaisseur.
-  **f** : Flèche.
-  **f_e** : Limite d'élasticité de l'acier.
-  **F_{cj}** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
-  **F_{tj}** : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
-  **f_{c28}** et **f_{t28}** Résistance calculé à 28 jours.
-  **h₀** : Epaisseur d'une membrure de béton.
-  **h** : Hauteur totale d'une section de béton armé.
-  **i** : Rayon de giration d'une section.
-  **j** : Nombre de jours.
-  **k** : Coefficient en général
-  **l** : Longueur ou porté
-  **l_f** : Longueur de flambement.
-  **l_s** : Longueur de scellement.
-  **St** : Espacement des armatures.
-  **x** : Coordonnée en général.
-  **y** : Coordonnée.
-  **z** : Coordonnée d'altitude, bras de levier.
-  **α** : Angle en général, coefficient.
-  **γ** : Coefficient
-  **ε** : Déformation relative.
-  **θ** : Coefficient.
-  **λ** : Élancement.
-  **μ** : Coefficient.
-  **ν** : Coefficient de poisson.
-  **ρ** : Rapport de deux dimensions.
- 

-  σ : Contrainte normale.
-  σ_b : Contrainte de compression du béton.
-  σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.
-  σ_t : Contrainte de traction.
-  τ : Contrainte tangente



ANNEXES

ANEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
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	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
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	0,4462	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	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEX 2

Valeurs de MI ($M2$) pour $\rho = 1$

U/x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

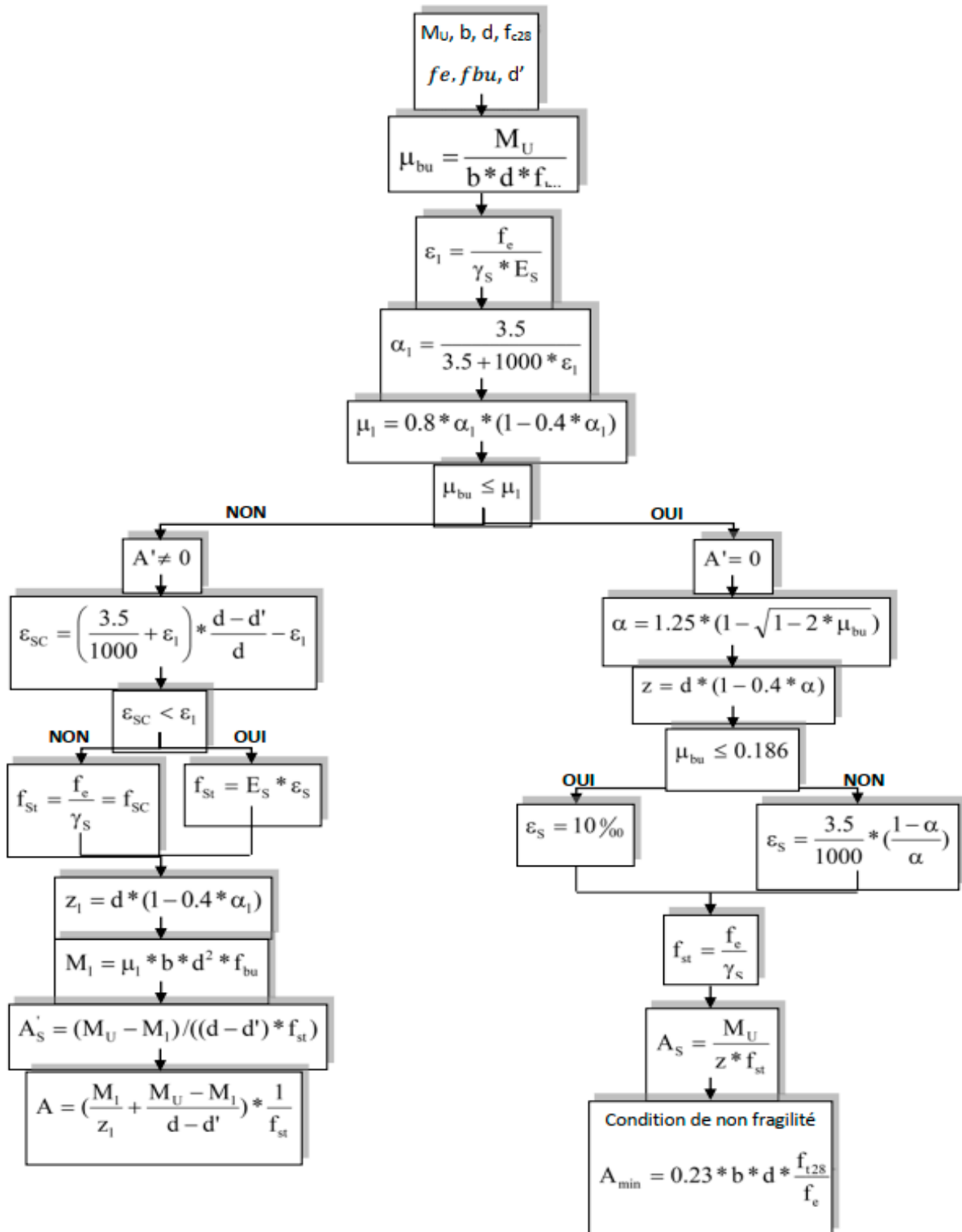
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

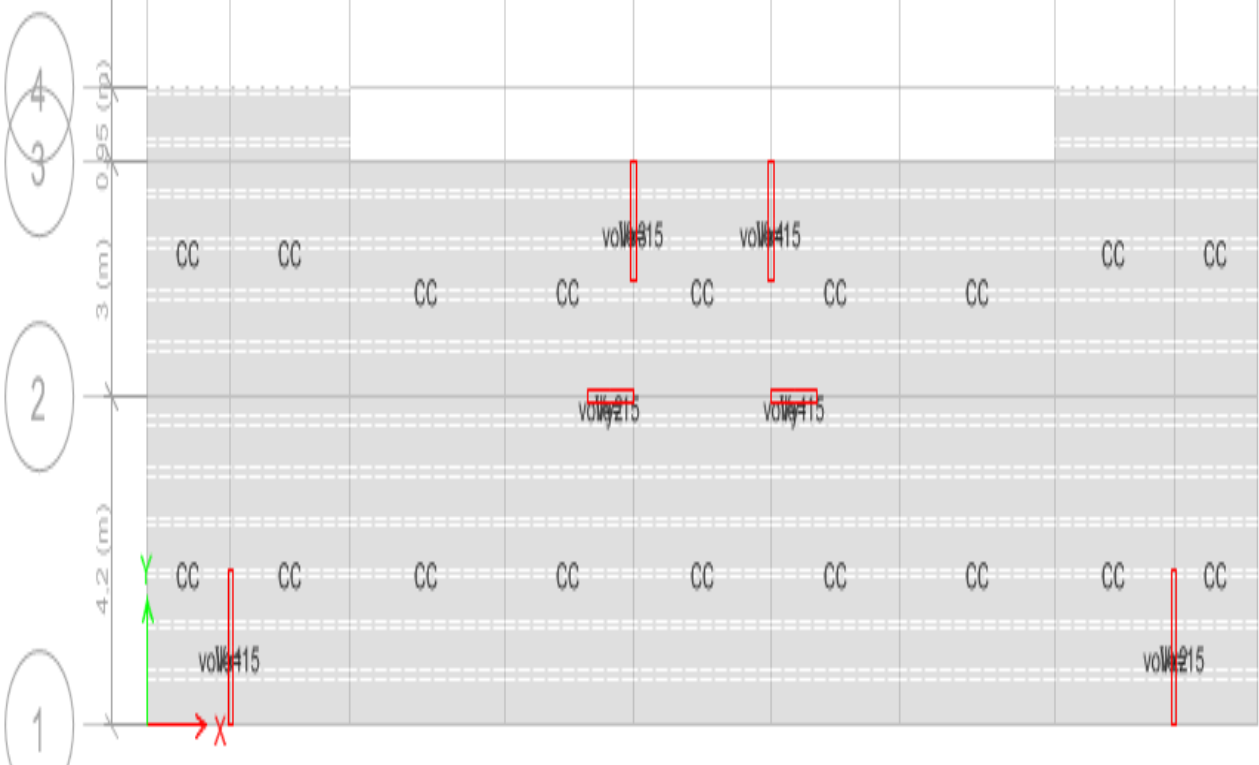
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	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

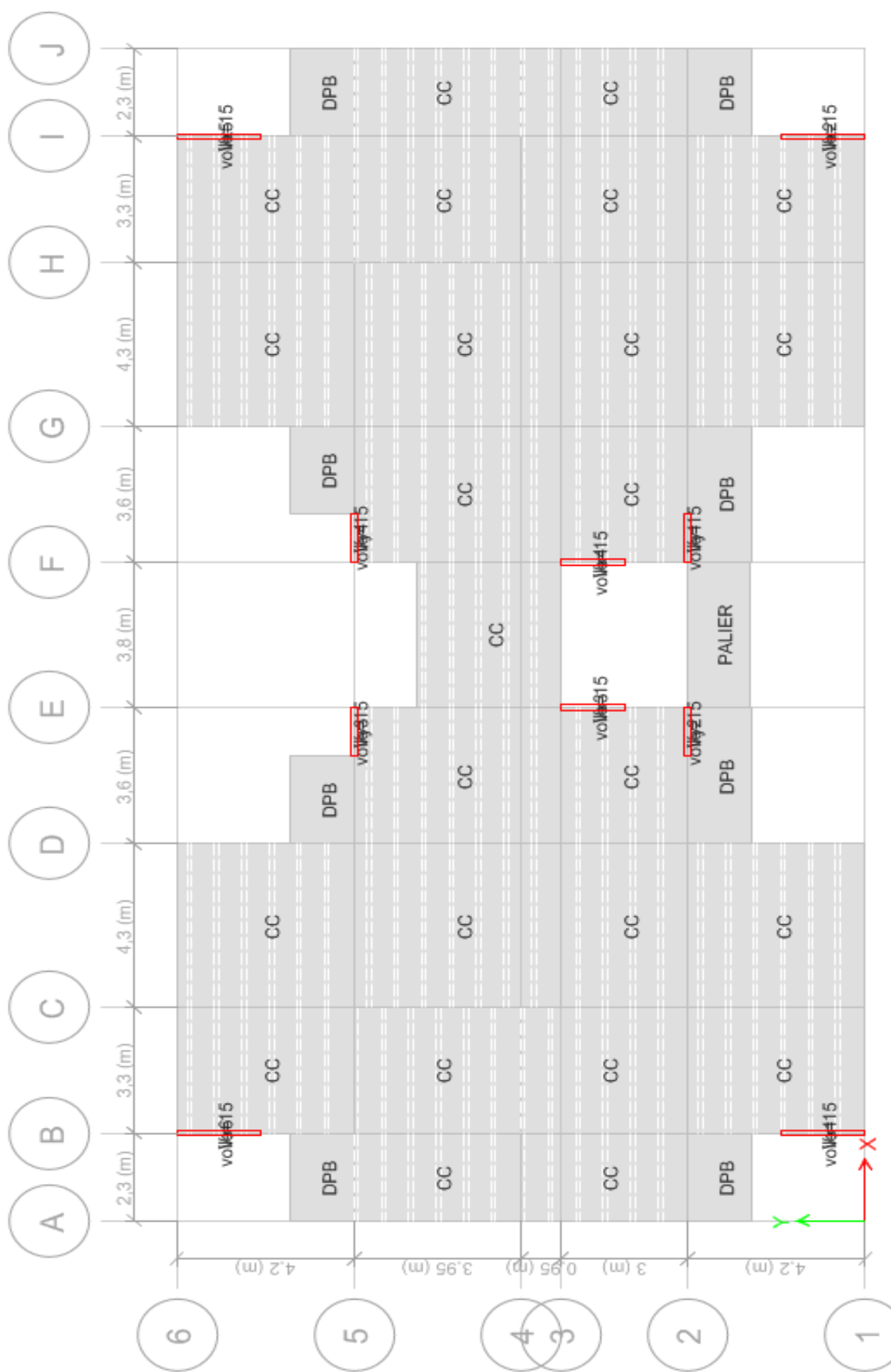
ANNEXE 4

Flexion simple : Section rectangulaire Calcul à 'ELU



Annexe 5



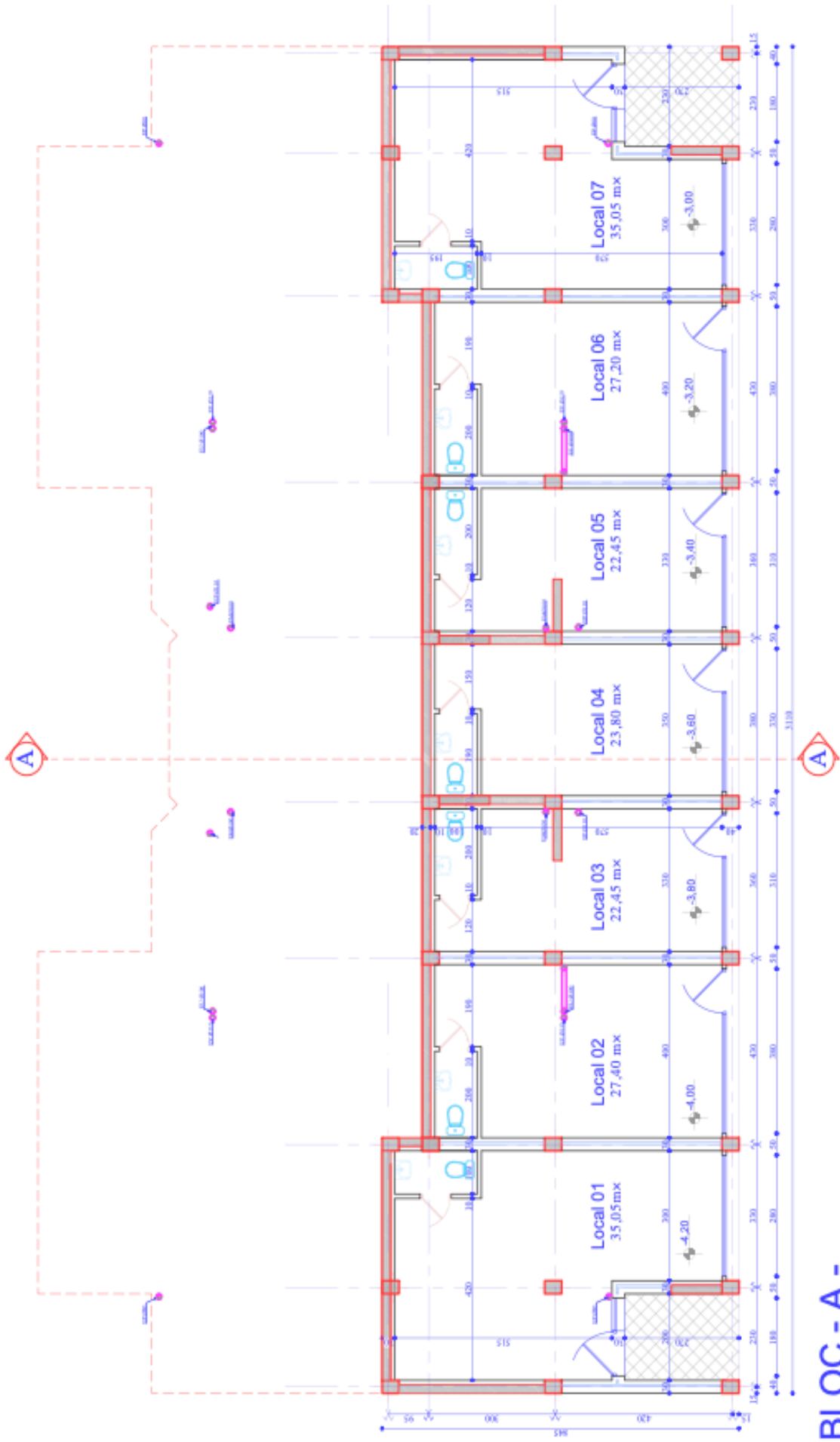




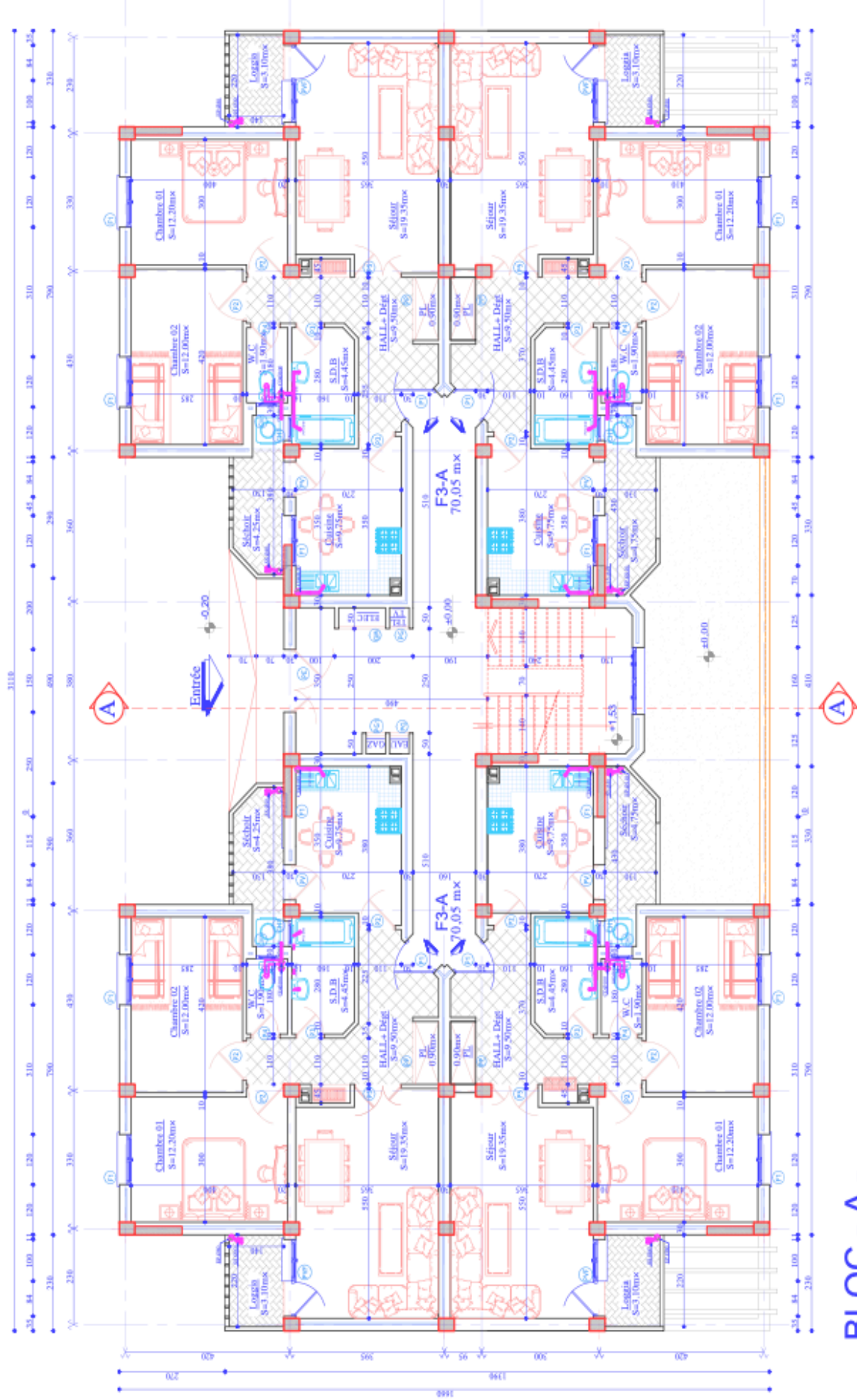
ANNEXES

Plans

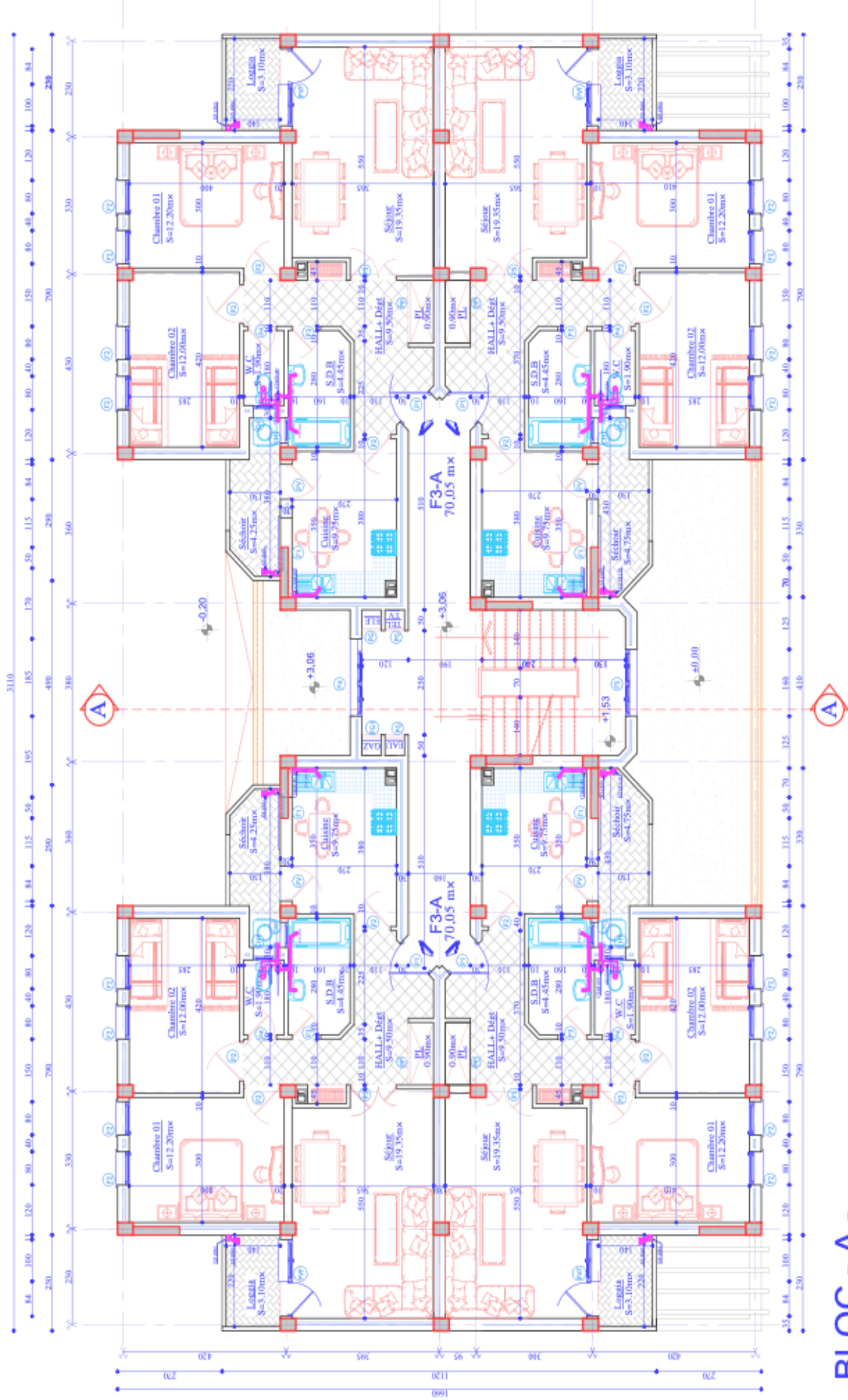
Architecture



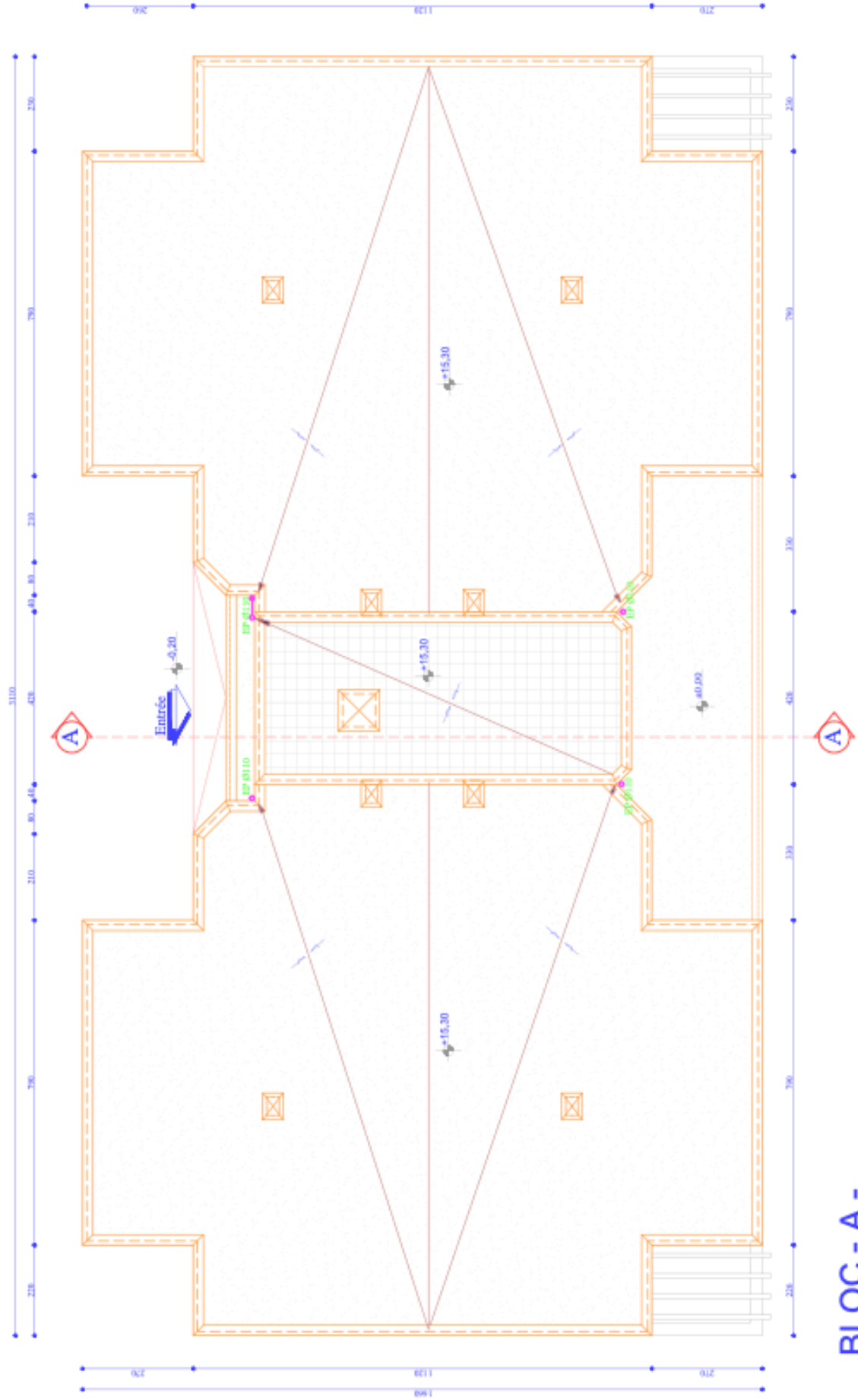
BLOC - A -
Vue en plan Rez de Chaussée Ech: 1/100



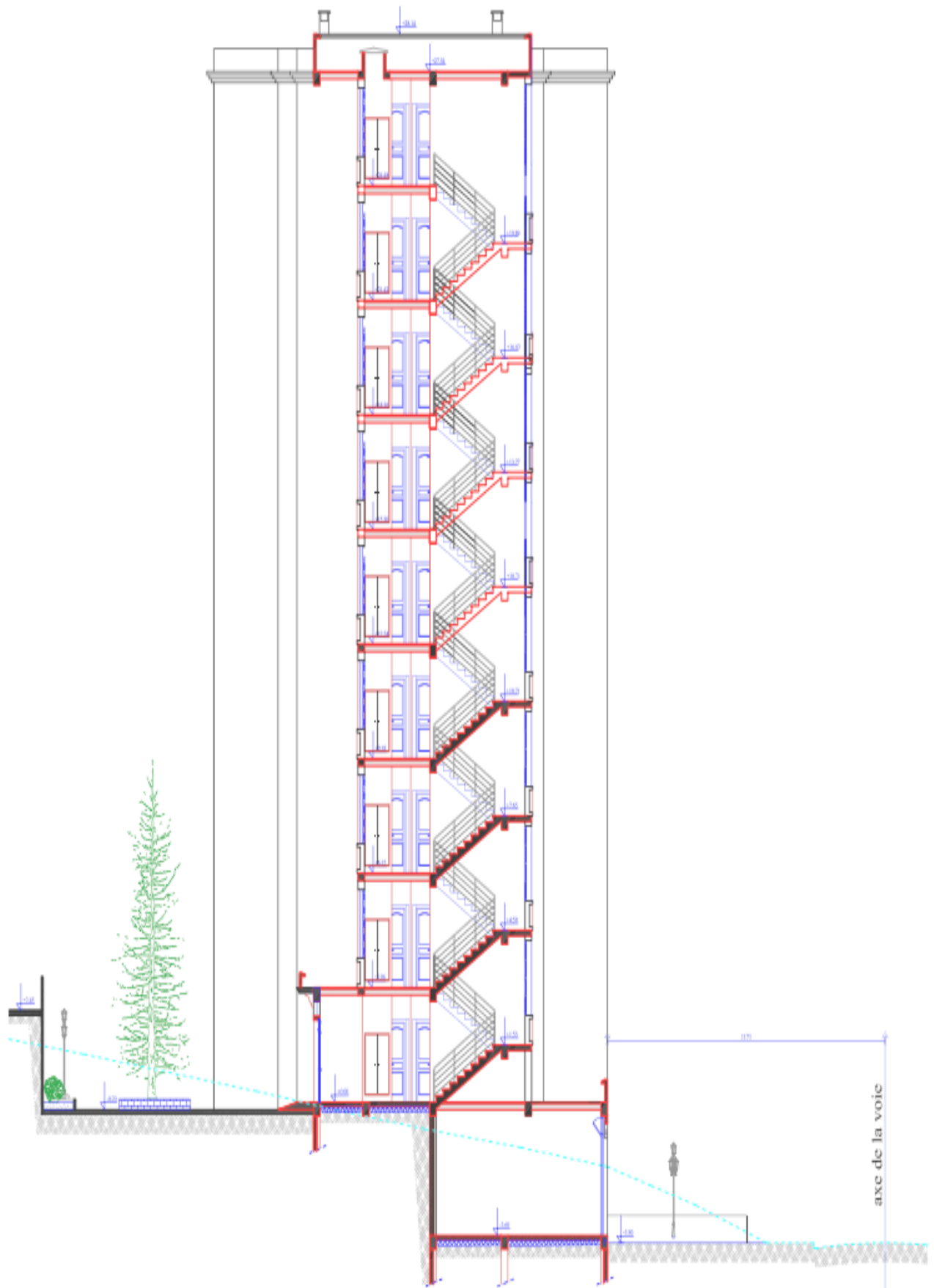
BLOC - A -
 Vue en plan 1er ETAGE Ech: 1/100



BLOC - A -
Vue en plan Etage 9
 Ech: 1/100



BLOC - A -
 Vue en plan Toiture Ech: 1/100



COUPE AA Ech: 1/100

Conclusion et recommandations

Les résultats des investigations géotechniques réalisées dans le site du projet d'une construction en R+8 avec entre sol à usage d'habitation dans la ville de Toudja au profit de la Sarl SYM Resorts « DJERMANI Mohamed, Salim et Yacine » révèlent un terrain de portance satisfaisante.

L'assiette d'assise est caractérisée par deux parties distinctes par rapport à leur relief, une partie amont (supérieure) de pente assez abrupte et irrégulière avec des arbres une partie aval inférieure plate objet de terrassement en grand en grande masse.

Elle se trouve au milieu de la ville de Toudja wilaya de Béjaïa sur les investigations engagées sur le site comprenant un sondage carotté et quatre sondages pénétrométrique exécutés jusqu'au refus sur une plate-forme située à la côte +4^m environ de la RN révèlent l'existence de sols limoneux argileux marneux schisteux très compacts avec passage de blocs rocheux d'origine calcaire.

À cet effet on peut conclure comme suite :

- ✓ La fondation de la construction sur radier général.
- ✓ Le radier sera posé à 3m environ en dessous du niveau de la RN.
- ✓ L'adoption d'une contrainte admissible des sols de fondation de 2.8 bars.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques moyennes des sols de fondations sont:
- ✓ Du niveau de la route jusqu'à 5m de hauteur : $C=0.28$ bars, $\Phi=25^\circ$.
- ✓ Au-delà de 5m de hauteur jusqu'à le talus : $C=0.23$ bars, $\Phi=19^\circ$.
- ✓ Aucune substance agressive n'est remarquée dans le terrain.
- ✓ Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols fermes.
- ✓ Le versant est stable globalement la bonne organisation et la maîtrise des travaux de terrassements sont impératives pour sauvegarder la stabilité et l'équilibre du versant.
- ✓ Conforter toutes les parois et talus issues des terrassements et avant l'entame de la réalisation.
- ✓ Établir un plan de terrassement généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation de terrasse
- ✓ Réalisation du radier général en B.A dosé à 400kg/m³ muni d'un système de cuvelage, qui permettra une étanchéité et un drainage efficace des eaux souterraines.
- ✓ L'entame du projet par la réalisation des ouvrages situés en aval.
- ✓ Éviter d'enlever aveuglément les arbres existants en amont du terrain, qui peuvent être très utiles pour l'équilibre du versant. Procéder même à la plantation davantage d'arbres (eucalyptus,).

- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

