



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté d’Architecture, de l’Urbanisme, de Génie Civil et de l’Hydraulique
Département de Génie civil et d’Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure.

Réf. :

Présenté et soutenu par :

Merdas Rami

Le : jeudi 19 juin 2025

ETUDE D’UN BATIMENT A USAGE D’HABITATION (R+6) AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE IMPLANTE A ORAN

Encadreur :

Dr. Zine Ali

Jury :

Pr. Djamel Hamadi

Dr. Brahmi Narimen

الله
لهم
بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِيْمِ
صَلَّى اللّٰهُ عَلٰى مُحَمَّدٍ وَسَلَّمَ وَبَرَّأْهُ
وَبَرَّأْهُ مِنْ أَنْتَ لَهُ أَعُوْذُ بِكَ

Remerciement

Mes sincères remerciements à mes chers parents, pour leur présence inébranlable et leurs encouragements tout au long de ma vie, ainsi que pour leur aide précieuse dans tous mes projets à venir. Je tiens également à exprimer ma gratitude à tous les membres de ma famille qui, de près ou de loin, ont contribué à me motiver et à m'accompagner dans la réalisation de mon projet

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur Dr.Zine Ali pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il m'a accordé. Je tiens à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger mon travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université Mohamed Kheider de Biskra, qui ont participé à ma formation.

Enfin je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont Toujours soutenus
durant toutes les périodes de vie, que Dieu le tout puissant les
protèges et les gardes.

A Mes frères et toute ma famille Enfin je ne

pouvais terminer sans citer mes amis et tous mes
camarades de la promotion

Résumé

L'objectif du travail que nous avons fait est d'étudier et de calculer un bâtiment résidentiel du béton armé composé d'un rez-de-chaussée et de 6 étages complètement exploités pour un usage résidentiel. Ce projet a été étudié dans la wilaya d'Oran, qui est considéré dans une zone sismique élevée (région 6) selon le livre des lois stipulé. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT 2024. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA2024, BAEL91, CBA93)

ملخص

الهدف من العمل الذي قمنا به هو دراسة وحساب بنية سكنية من الخرسانة المسلحة المكونة من طابق ارضي و 6 طوابق مستغلة كاملا للاستعمال السكني. تم دراسة هذا المشروع في ولاية وهران التي تعتبر ضمن منطقة زلزالية مرتفعة (منطقة 6) حسب كتاب القوانين المنصوص به.

تم إنشاء دراسة وتحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج (Robot Structural Analysis Professional) (2024).

تحديد الأبعاد وتسلیح جميع العناصر المقاومة في البناء صمم طبق لمعايير و القوانين المعمولة بهم في الجزائر CBA93 و RPA2024، BAEL91

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction	2
I.2 : Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3 : Caractéristiques géométriques.....	2
I.4 : Règles de calcul	3
I.5 : Conception de la structure du bâtiment	3
I.6 : Caractéristique de Matériaux	4
 I.6.1 Béton.....	4
 I.6.2 Acier.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1 Introduction.....	10
II.2 Pré-dimensionnement des poutres	10
II.2.1 Les poutres Principales	11
II.2.2 Les poutres Secondaire	11
II.3 Pré-dimensionnement du plancher	12
II.3.1 Épaisseur du plancher à corps creux	12
II.3.2 Dimensionnement des poutrelles	12
II.3.3 Descente de charges	13
II.4 Pré-dimensionnement de acrotère.....	14
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux.....	15
II.5.1 Evaluation des charges	16
II.6 Pré-dimensionnement de l'escalier.....	20
II.6.2 Décent de charge	21
II.7: Les Balcon	22
II.7.1 Décent de charge	22
2.7 Pré-dimensionnement des voiles	23

Chapitre III : Etude de l'élément secondaire

III.1 Plancher	25
Introduction.....	25
Calcul des planchers	25
Plancher étage.....	27
III.2 Etude de l'acrotère	38
III.3 Balcon	42

III.4 L'escalier.....	46
III.5 Poutre Palière.....	51

Chapitre IV : Etude Dynamique et de contreventement

IV. 1 Présentation générale de Logiciel.....	58
IV.1.1 Introduction.....	58
IV.1.2 Description générale du logiciel.....	58
IV.1.3 Démarrage du logiciel	58
IV.1.4 Environnement de travail	59
IV.2 Etude Sismique	60
IV.3 Calcul Des Actions Sismiques.....	61
IV.4 Vérification au Renversement.....	71
IV.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:.....	72
IV.6 Calcule de déplacement	73
IV.7 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	74
IV.7.1 Justification de non-effondrement.....	74
IV.7.2 Justification de limitation des dommages	74

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Ferraillage des poteaux	77
V.1.1. Introduction	77
V.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	77
V.1.3. Combinaisons d'actions	77
V.1.4. Sollicitation des poteaux	78
V.1.5. Les armatures longitudinales.....	78
V.1.6. Les armatures Transversal	83
V.1.7.Ferraillage des poteaux	85
V.2. Ferraillage de la poutre	85
V.2.1. Introduction	85
V.2.2. Combinaisons d'actions	85
V.2.3. Ferraillage longitudinal	87
V.2.4. Ferraillage transversal	88
V.3.7.Ferraillage de la poutre	89
V.3. Etude des Voile :	90
V.3.1.Evaluation de l'effort normal réduit	90
V.3.2.Evaluation de diagramme de moment de calcule	90

V.3.3.Evaluation de La hauteur h_{cr} de la zone critique	90
V.3.4.Enveloppe de diagramme du effort Tranchant	91
V.3.5.Dimensionnement de l'élément de rive	92
V.3.6.Ferraillage de L'ame	94
V.3.7.Ferraillage des éléments de rive	95
V.3.8.Vérification de la condition de ductilité locale.....	95
V.3.9.Ferraillage finale de voile.....	98

Chapitre VI : Etude de Fondation

IV.1.Introduction	100
IV.2.Différents types de fondations:.....	100
IV.2.Le choix de type de fondation	100
IV.3.Combinaison d'action	100
IV.4.Présentation de rapport de sol	100
IV.5.Vérification du chevauchement (Ss / Sb)	101
IV.7.Etude du radier	101
IV.7.3.Etude de la nervure	106
VI.7.4.Etude du débord du radier.....	110
IV.8.Ferraillage final.....	111

List de figure :

CHAPITRE I

Figure I.1 Diagramme de contrainte - déformation du béton	6
Figure 1.2 Diagramme déformation-contrainte de l'acier.	7

Chapitre II

Figure II.1 Dimension à respecter pour les poutres.....	10
Figure II.2 Caractéristique géométriques des poutrelles.....	12
Figure II.3 Plancher terrasse inaccessible.....	13
Figure II.4 Plancher étage.....	13
Figure II.5 Mur extérieur.....	14
Figure II.6 Acrotère.....	14
Figure II.7 Poteaux.....	15
Figure II.8 Poteau Central.....	16
Figure II.9 Escaliers.....	20
Figure II.10 Escaliers.....	20
Figure II.11 Charge permanente du palier de repos.....	21
Figure II.12 Charge permanente de la paillasse.....	22
Figure II.13 Balcon.....	23

CHAPITRE III

Figure III.1 Types des planchers.....	26
Figure III.2 plancher type 1.....	28
Figure III.3 Diagramme du Moment à ELU.....	30
Figure III.4 Diagramme de l'effort Tranchant à ELU.....	30
Figure III.5 Diagramme du Moment a ELS.....	31
Figure III.6 Diagramme de l'effort Tranchant à ELS.....	31
Figure III.7 schéma de la poutrelle	32
Figure III.8 Ferraillage de la table de compression.....	37
Figure III.9 Ferraillage de la poutrelle.....	37
Figure III.10 Schéma statique de l'acrotère.	39
Figure III.11.Section à ferrailler de l'acrotère.....	40
Figure III.12 Schéma de ferraillage de l'acrotère.	42
Figure III.13 Schéma statique du balcon.....	43
Figure III.14 Ferraillerie du balcon.....	44
Figure III.15 Ferraillage du balcon.....	46
Figure III.16.Schéma statique de l'escalier.....	47
Figure III.17.Schéma statique de chargement.....	48
Figure III.18 Ferraillage de l'escalier	51
Figure III.19 Schéma de la poutre à la torsion.....	54
Figure III.20 Ferraillage de la poutre palière.....	56

CHAPITRE IV

Figure IV.1 Démarrage du logiciel.....	58
Figure IV.2 Face de travail.....	59
Figure IV.4 Modèle final	67
Figure IV.6 Premier mode de vibration.....	68
Figure IV.6 Deuxième mode de vibration.....	68
Figure IV.7 Troisième mode de vibration.....	68
Figure IV.8 Distribution de la résultante des forces sismiques.....	70
Figure IV.8 Schéma de renversement.....	71
Figure IV.10 l'effet P-Δ.....	73

CHAPITRE V

Figure V.1.Schéma de la zone nodale.....	84
FigureV.2 Ferraillage des poteaux.....	85
FigureV.3 Ferraillage de de la poutre principale.....	89
FigureV.4 Ferraillage de la poutre secondaire.....	89
FigureV.5 diagramme du moment.....	91
FigureV.6 diagramme de l'effort tranchant.....	91
FigureV.7 schéma élément de rive.....	93
FigureV.8 Dimension du voile.....	94
FigureV.9 détail des armatures longitudinales	96
FigureV.9 ferraillage final de voile	98

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Schéma représentant la semelle du radier.	101
Figure VI.2 Dimensions de radier.....	102
Figure VI.3 dimension de dalle du radier.....	104
Figure VI.4 Diagramme du Moment A ELU M(KN.m)	106
Figure VI.5 Diagramme de l'effort tranchant A ELU T (KN.....	107
Figure VI.6 Diagramme du Moment à ELS M(KN.m)	107
Figure VI.7 Diagramme de l'effort tranchant à ELS T(KN)	107
Figure VI.8 Diagramme de l'effort tranchant et du Moment à ELU.....	108
Figure VI.9 Diagramme de l'effort tranchant et du Moment à ELS.....	108
Figure VI.10 : Vue en 3D du débord.....	109
Figure VI. 11 : Schéma du ferraillage du radier.....	110
Figure VI. 12 : Schéma du ferraillage de la nervure Sens X.....	111
Figure VI. 13 : Schéma du ferraillage de la nervure Sens Y.....	111

Liste des Tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1 Charges du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.2 Charges du plancher étage courant	13
Tableau II.3 Charges du mur extérieur	14
Tableau II.4 Dégradation de charges.....	16
Tableau II.5 Décente de charges poteau central.....	18
Tableau II.6 Charge permanente et surcharge d'exploitation du palier.....	21
Tableau II.7 Charge permanente et surcharge d'exploitation de la volée (paillasse).....	22
Tableau II.7 Charge permanente et surcharge d'exploitation du balcon.....	23

CHAPITRE III

Tableau III.1 Final (plancher étage)	30
Tableau III.2 Final (plancher Terrasse)	31
Tableau III.3 récapitulatif des résultats.....	34
Tableau III.4 récapitulatif des résultats du ferraillage.....	34
Tableau III.5 Sollicitations.....	44
Tableau III.6 Sollicitations.....	44
Tableau III.7 Tableau du ferraillage du balcon.....	45
Tableau III.8 Combinaison des charges.....	47
Tableau III.9.Moments et Effort Tranchants.	48
Tableau III.10 Résumé des résultats.....	49

Tableau III.11 Ferraillage de l'escalier.....	49
Tableau III.12 Données des calculs ELS.....	50
Tableau III.13 Vérification des Contraintes.....	50
Tableau III.14 Armatures de répartition.....	50
Tableau III.15 efforts de la poutre palière.....	53
Tableau III.16 Résumé des résultats.....	53
Tableau III.17 Vérification ELS.....	53
Tableau III.18 Ferraillage de la poutre palière.....	54
Tableau III.19 Ferraillage des armatures longitudinales.....	55

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 Valeur de la magnitude et de la durée de la phase.....	64
Tableau IV.2 Valeur du coefficient d'importance.....	64
Tableau IV.3 Critères de qualité.....	65
Tableau IV.4 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)	65
Tableau IV.5 Valeur de la période (T0)	66
Tableau IV.6 Poids de la structure.....	67
Tableau IV.7 Périodes et facteurs de participation massique modale.....	68
Tableau IV.8 Forces sismiques.....	72
Tableau IV.9 Vérification du renversement Sens X.....	73
Tableau IV.10 Vérification du renversement Sens Y	73
Tableau IV.11 Vérification l'effet P-Δ Direction T.....	74
Tableau IV.12 Vérification l'effet P-Δ Direction X.....	74
Tableau IV.13 Valeur limite du déplacement inter-étage.....	75

Tableau IV.14 Justification de non-effondrement.....75

Tableau IV.15 Justification de limitation des dommages Direction X.....76

Tableau IV.16 Justification de limitation des dommages Direction Y76

CHAPITRE V

Tableau V.1 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.78

Tableau V.2 Sollicitations des poteaux.....79

Tableau V.3 Ferraillage des poteaux.....84

Tableau V.4 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux.85

Tableau V.5.Sollicitations du moment de flexion des poutres.87

Tableau V.6 Armatures longitudinales de la poutre principale.....88

Tableau V.7 Armatures longitudinales de la poutre secondaire.....88

Tableau V.8 Vérification des contraintes de cisaillement des poutres.89

Tableau V.9 Armatures transversales.....90

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Résumé des méthodes de calcul.....104

Tableau VI.2 : Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).105

Tableau VI.3 Récapitulatif des résultats des armatures du radier (ELU et ELS).106

Tableau VI.4 Armatures Finales.....106

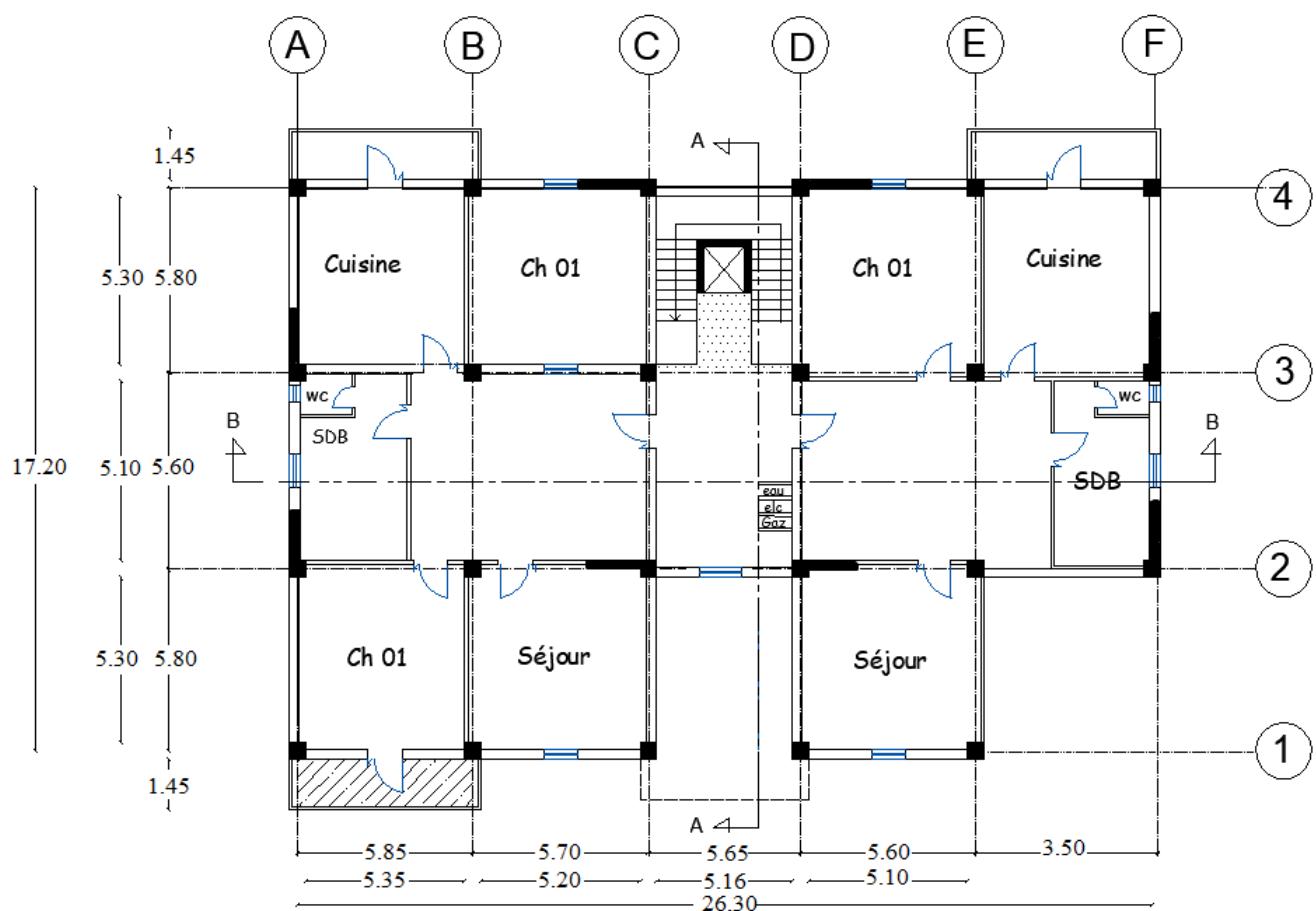
Tableau VI.5 Ferraillage de la nervure à l'ELU.....109

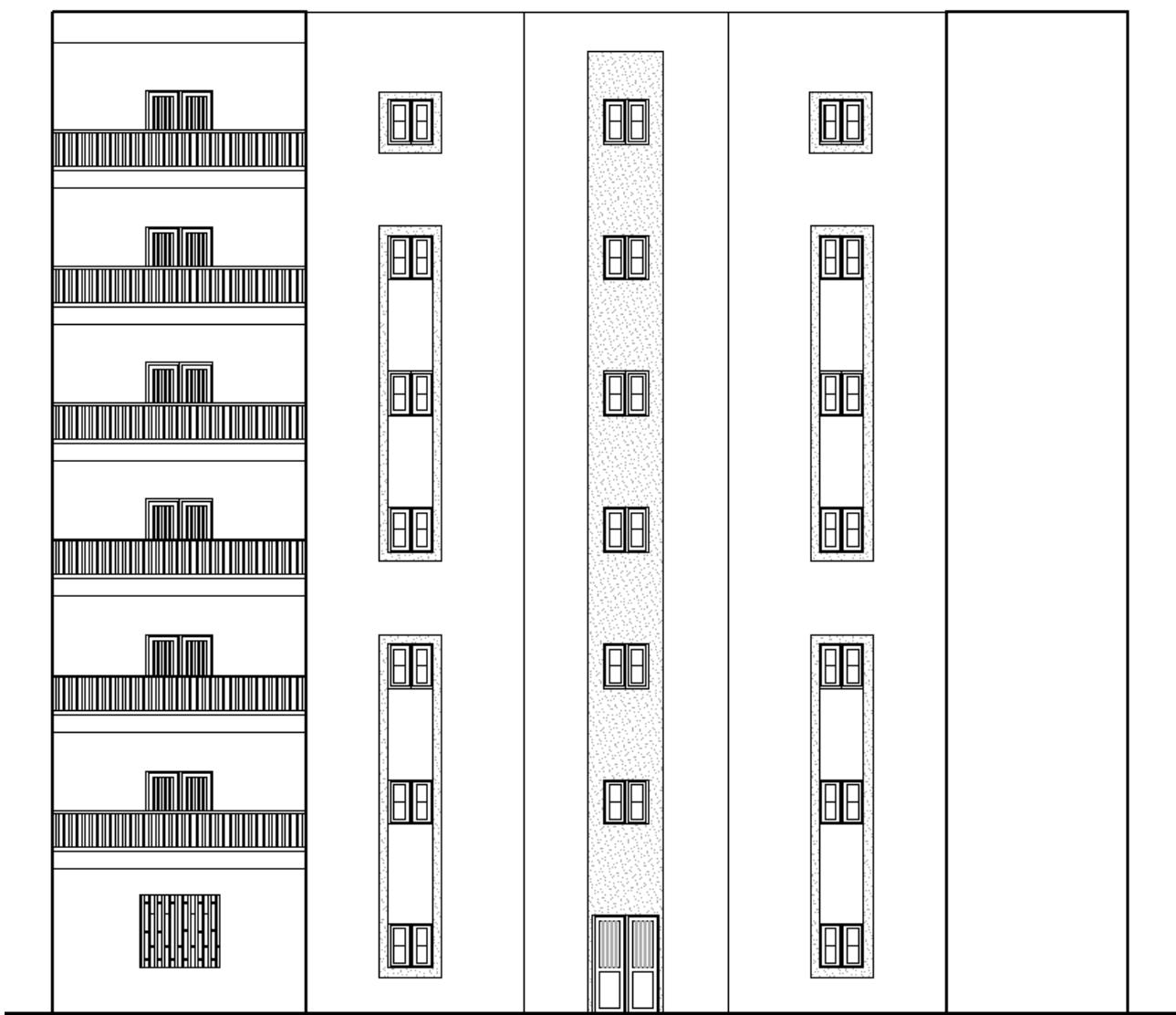
Tableau VI.6 Ferraillage de la nervure à l'ELS.....109

Tableau VI.7 Dimensions et charges du radier.....109

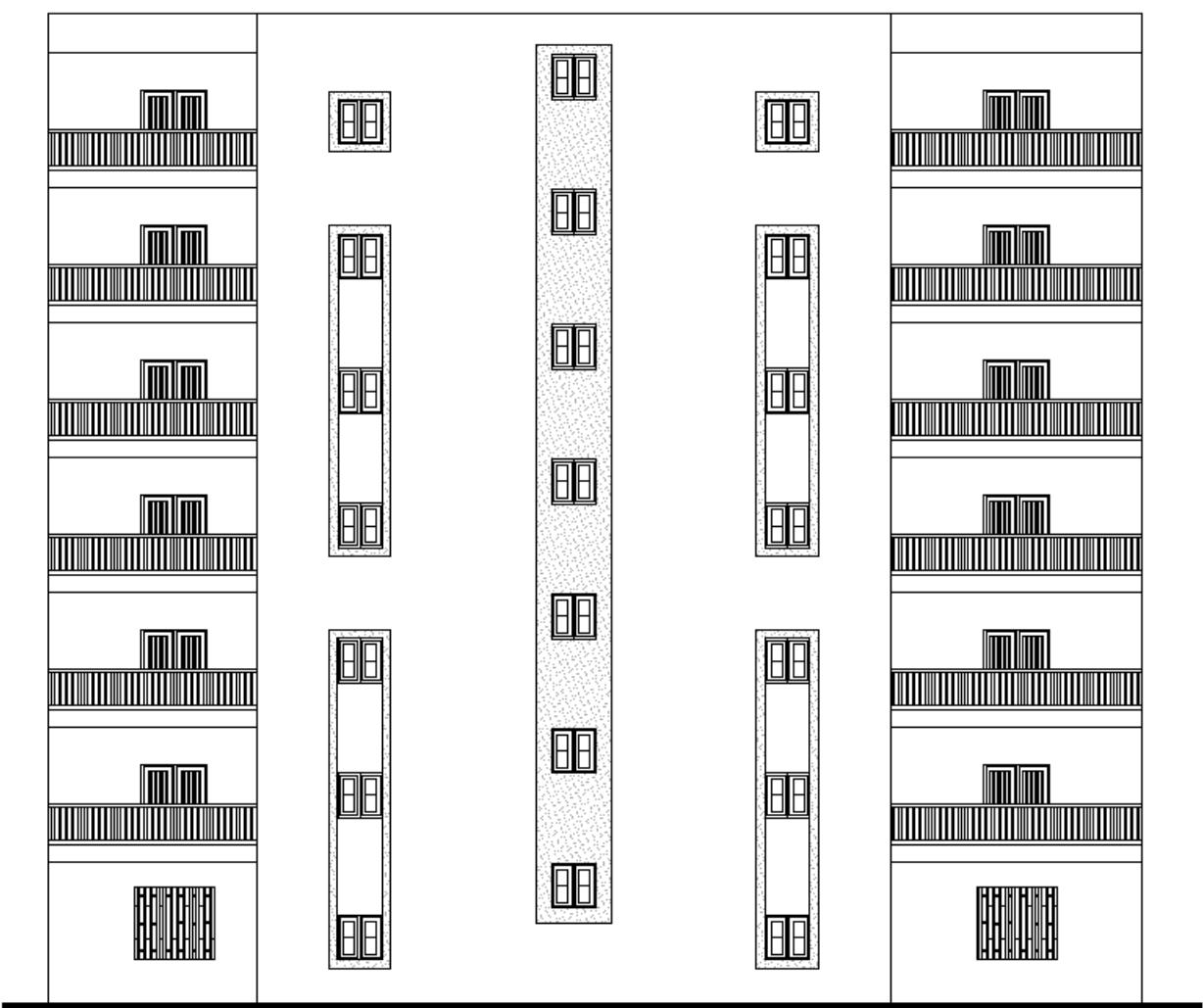
Tableau VI.8 Récapitulatif des résultats du ferraillage du débord du radier.....109

Plans

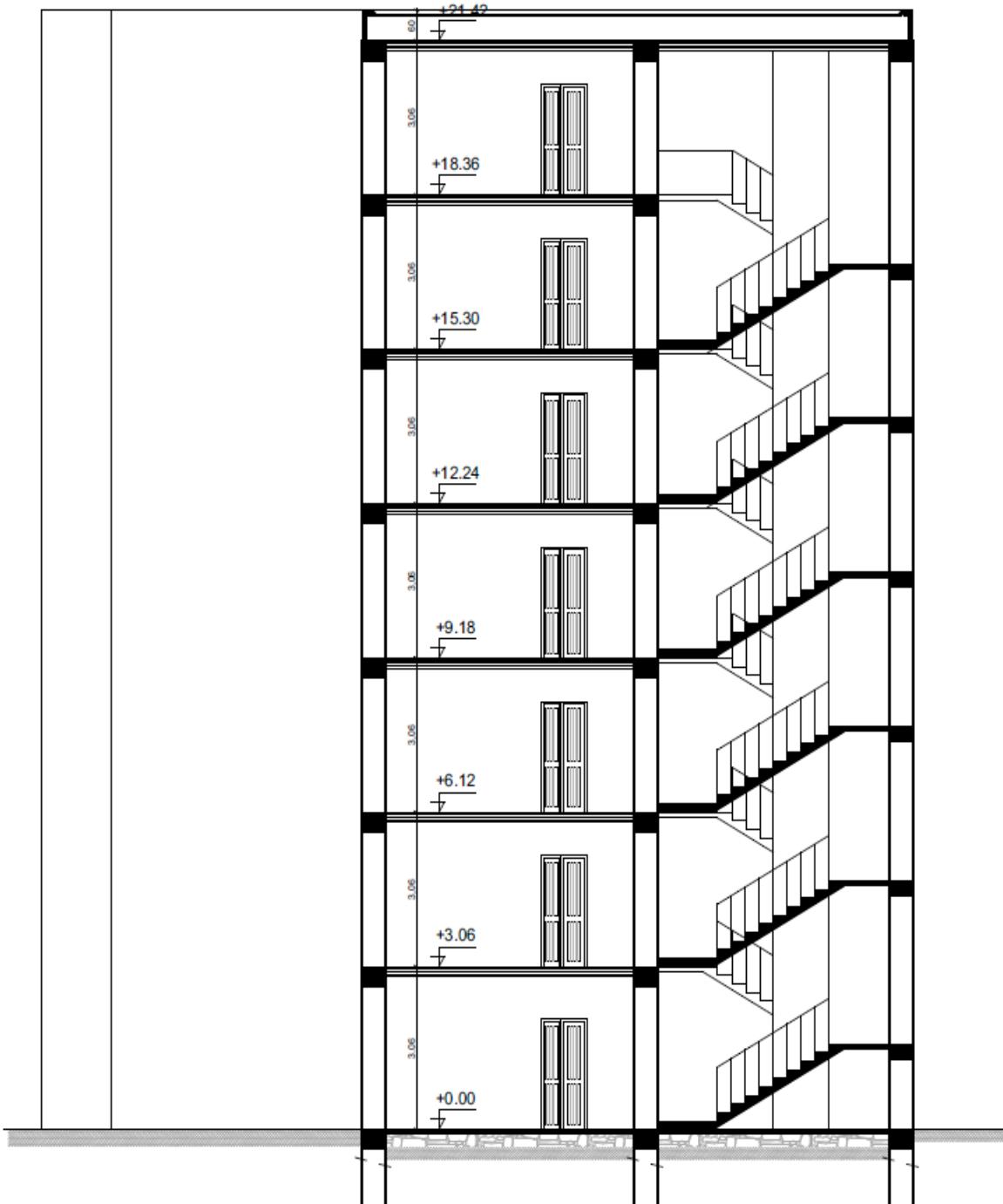




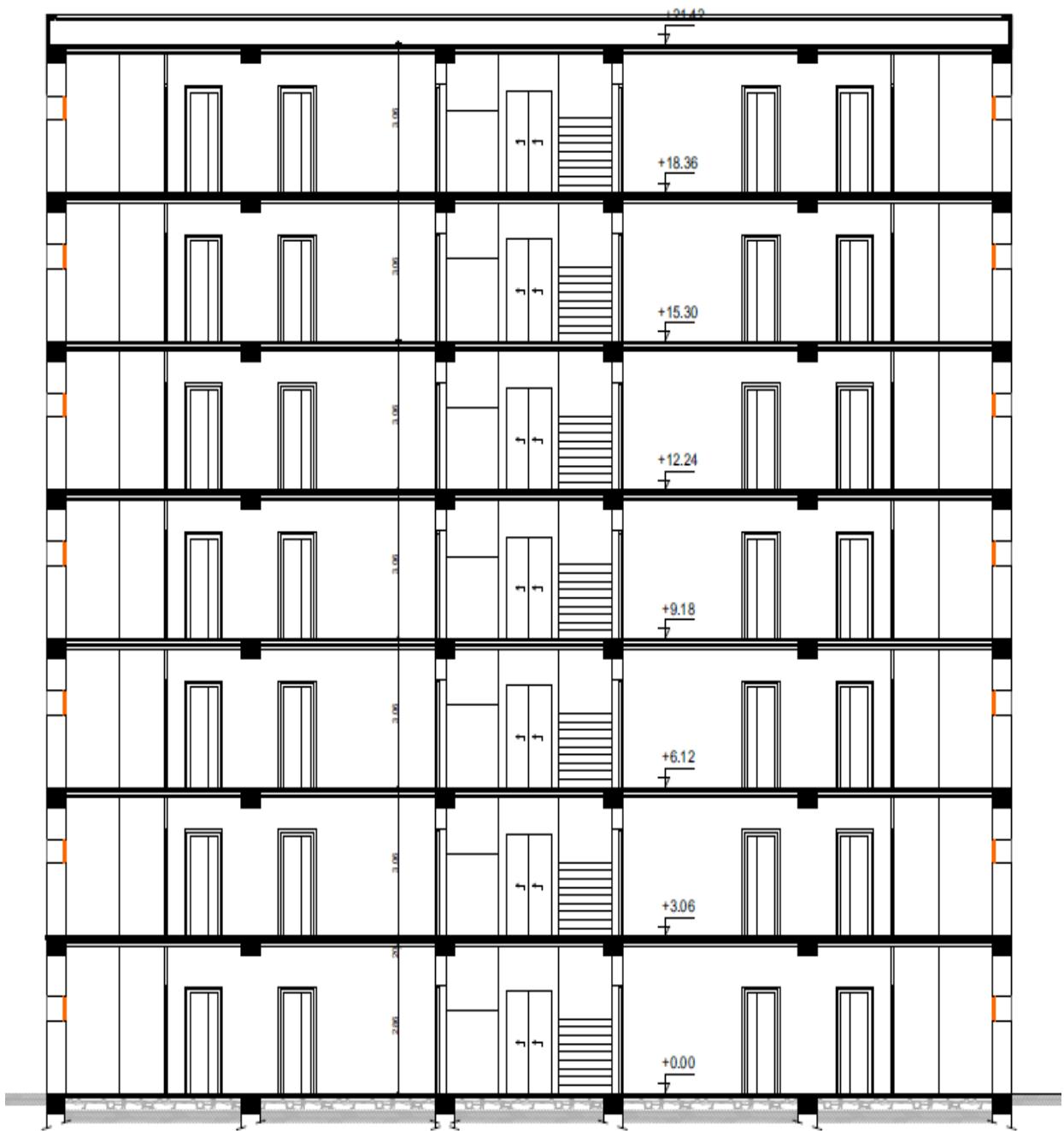
PLAN de Façade Principale



PLAN de Façade Postérieure



Coupe A-A



Coupe B-B

Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, Un procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation comportant un rez-de-chaussée et 6 étages dont le système de contreventement mixte.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, consacré aux généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré-dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction :

Les structures en béton armé ont souvent subi des dommages notables, en particulier lors de séismes majeurs, notamment celles qui possèdent des ossatures en portiques. Ces dégradations sont généralement le résultat d'une conception architecturale inadaptée du point de vue parasismique, d'un ferraillage insuffisant et d'une exécution de qualité médiocre. Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons entrepris le calcul d'un bâtiment comprenant un rez-de-chaussée et six étages destinés à un usage résidentiel, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

I.2 : Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation implanté à la wilaya Oran. Cette région est classée en zone IV, groupe d'usage 2 selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 2024). Cet ouvrage est un bâtiment composé d'un bloc à usage d'habitation, cette structure est Composée de :

- Rez de chaussée
- 6 (six) étages

I.3 : Caractéristiques géométriques

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un RDC et de 06 étages à usage d'habitation

En élévation :

Hauteur de RDC-----**3.06m**

Hauteur de l'étage courant-----**3.06m**

Hauteur de l'acrotère-----**0.60m**

Hauteur totale-----**22.02m**

En Plan :

Longueur en plan-----**26.30m**

Largueur en plan-----**17.20m**

I.4 : Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 2024 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.5 : Conception de la structure du bâtiment :

Plancher :

Le plancher du bâtiment est formé d'une dalle de compression et de corps creux. Par ailleurs, le plancher terrasse intègre une étanchéité multicouche ainsi qu'une couche de béton inclinée à 2 % pour le bon écoulement des eaux pluviales.

Acrotère :

Il s'agit d'une structure en béton armé qui encercle la terrasse inaccessible, mesurant 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

Escaliers :

Ils constituent des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre, étant conçus en béton armé coulé sur place.

Terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible

Maçonnerie :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en double parois en briques d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique. Et les murs intérieurs sont en simples parois en briques d'épaisseur 10 cm.

Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers

I.6 : Caractéristiques de matériaux

I.6.1 Béton

I.6.1.1 Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes

$$\text{Béton de résistance courante } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$\text{Bétons de haute résistance } f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$\text{Pour } j > 28 \quad f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

Les bétons à haute résistance parviennent à leurs valeurs maximales plus rapidement que les bétons conventionnels et consomment moins de ressources. Passé 28 jours, les résistances sont mesurées par des essais d'écrasement sur des éprouvettes normalisées.

I.6.1.2 Résistance caractéristique à la Traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours « j » est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.2)}$$

Pour notre projet on utilise le même dosage du béton avec une résistance caractéristique $f_{c28}=25\text{MPa}$ et à la traction $f_{tj}=2,1\text{MPa}$ [Art A.2.111 /BAEL91]

I.6.1.3 Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (A.2.1.2)

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} \text{ (MPa)} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820.93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} \text{ (MPa)} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.8 \text{ MPa}$$

I.6.1.4 Coefficient de poisson v : BAEL91 (A.2.1.3)

La déformation longitudinale s'accompagne systématiquement d'une déformation transversale. Par définition, le coefficient de Poisson, noté v , représente le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$v = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta l}{l_0}} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

ε_t : Déformation limite transversal

ε_l : Déformation limite longitudinale

$v = 0.0$ Dans ELU (pour le béton non fissuré)

$v = 0.2$ Dans ELS (pour le béton fissuré)

I.6.1.5 Contrainte limite du béton :

Il s'agit d'un état dans lequel la sécurité de l'ouvrage ou de l'un de ses composants est rigoureusement assurée. Lorsque cet état n'est plus respecté, la structure ne peut plus exercer les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

a) Etat limite ultime (E.L.U) :

Cet état représente la capacité portante maximale de la structure, et tout dépassement de cette limite conduira à l'effondrement de l'ouvrage.

Il y a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

γ_b = coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.2: \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

θ = coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$ Si duré d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0.9$ Si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0.85$ Si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

0,85 = coefficient réducteur

$$f_{bu} = \begin{cases} 18.48 \text{ MPa: action accidentales} \\ 14.17 \text{ MPa: action courantes} \end{cases}$$

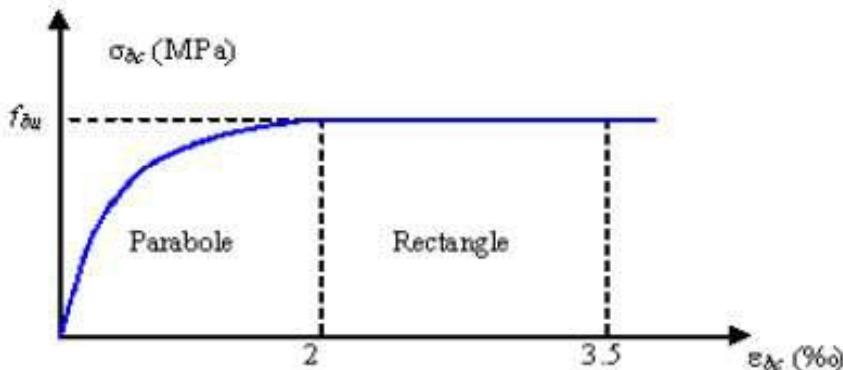


Figure I.1 Diagramme de contrainte - déformation du béton

Contrainte limite de cisaillement :

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ❖ Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
 - ❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
 - ❖ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
- $$\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$$
- ❖ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
 - ❖ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

b) Etat Limite de Service (E.L.S) :

On parle ici d'un équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations calculées, sans excéder les contraintes limites, qui, selon les hypothèses, ne franchissent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.}$$

I.6.2 Acier

Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet pour le ferraillage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.
- La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e

I.6.2.1 Contrainte limite d'acier :

a) Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

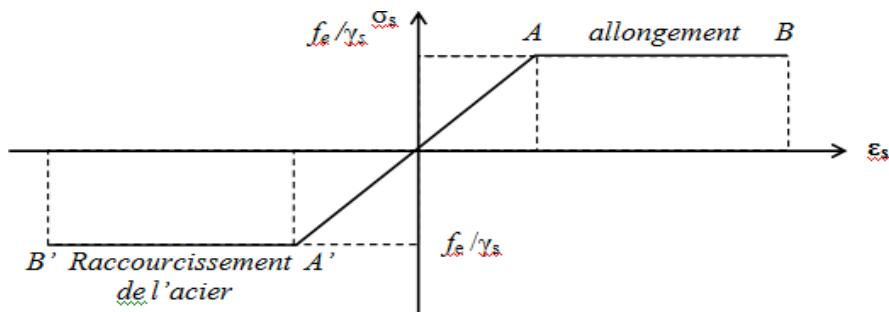


Figure 1.2 Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : Limite élastique de l'acier.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{en cas de situations accidentielles.} \end{cases}$

b) Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. **Fissuration peu nuisible** :(cas des éléments situés dans des locaux clos ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .
2. **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) [\text{MPa}]$
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) [\text{MPa}]$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1 Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement des éléments structurels est de définir les dimensions de base de ces composants, notamment les poteaux, les poutres et les dalles. Pour ce faire, nos calculs se fonderont sur les règles suivantes : **RPA 2024** et **BAEL 91**

II.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction.

Selon le *RPA 2024* (article 7.5.1) et le *BAEL 91* ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \text{ en zone I ,II et III} \\ b \geq 25\text{cm} \text{ en zone IV ,V et VI} \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4.0 \end{cases}$$

ou: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

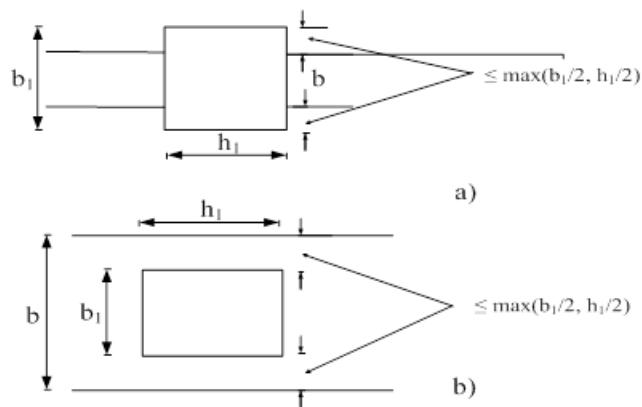


Figure II.1 Dimension à respecter pour les poutres

$$\begin{cases} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L_{\max} \\ b = (0.3 \div 0.6)h \end{cases}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre les nus.

Avec :

h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

II.2.1 Les poutres Principales :

On a $L_{\max} = 5.80\text{m}$ ou 580cm

$$\frac{580}{15} < h < \frac{580}{10} \quad 39\text{cm} < h < 58\text{cm}$$

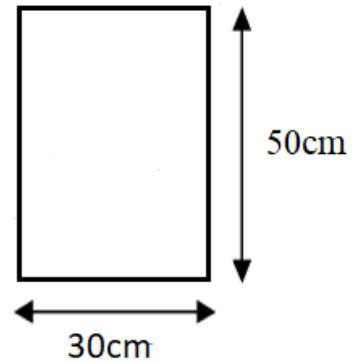
On adopte $h=50\text{ cm}$

$$b = (0.3 \div 0.6)h \Rightarrow 0.3h < b < 0.6h \Rightarrow 15 < b < 30$$

On adopte $b=30\text{ cm}$

Vérification vis-à-vis du RPA 2024 :

- $b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$ CV
- $h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$ CV
- $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.67 < 4$ CV



II.2.2 Poutres Secondaires :

On a $L_{\max} = 5.85\text{m}$ ou 585cm

$$\frac{585}{15} < h < \frac{585}{10} \quad 39\text{cm} < h < 58.5\text{cm}$$

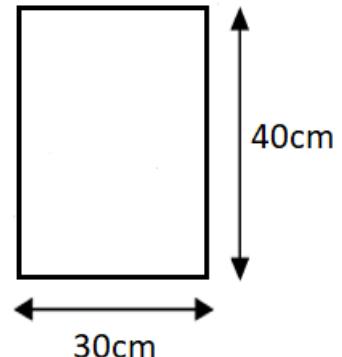
On adopte $h=40\text{ cm}$

$$b = (0.3 \div 0.6)h \Rightarrow 0.3h < b < 0.6h \Rightarrow 12 < b < 24$$

On adopte $b=30\text{ cm}$

Vérification vis-à-vis du RPA 2024 :

- $b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$ CV
- $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ CV
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ CV



II.3 Pré-dimensionnement du plancher

II.3.1 Épaisseur du plancher à corps creux :

D'après la condition de résistance à la flèche $e \geq \frac{L}{22.5}$

$$L = \min (L_{y^{max}}, L_{x^{max}}) \quad L = \min (535, 530)$$

$$L = 530 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} \cong 23.5$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

Avec

- $h = 20 \text{ cm}$ corps creux
- $h_0 = 4 \text{ cm}$ dalle de compression
- $h_t = 24 \text{ cm}$ la hauteur totale du plancher

II.3.2 Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

b : largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 14 \text{ cm}$.

$L_x = 65 - 14 = 51 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

$L_y = 530 \text{ cm}$: Longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Soit : $b_1 = 25.5 \text{ cm}$.

$$b \leq b_0 + 2 b_1 = 65 \text{ cm.}$$

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

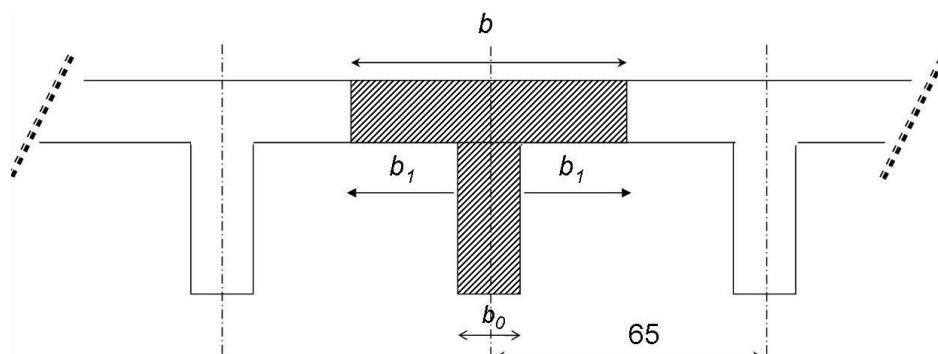


Figure II.2 Caractéristique géométrique des poutrelles

II.3.3 Descente de charges :

II.3.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

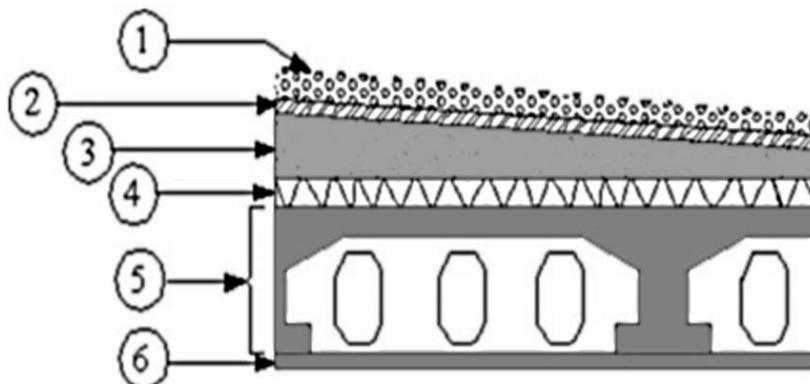


Figure II.3 Plancher terrasse inaccessible

Tableau ; charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN / m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	1.00
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente	0.10	22	2.20
4. Isolation thermique	0.14	4	0.16
5. Dalle en corps creux	(20+4)=0.24	/	3.10
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente $G = \sum G_i$		6.78 KN/m ²	

Tableau II.1 Charges du plancher terrasse inaccessible

II.3.3.2 Plancher étage courant :

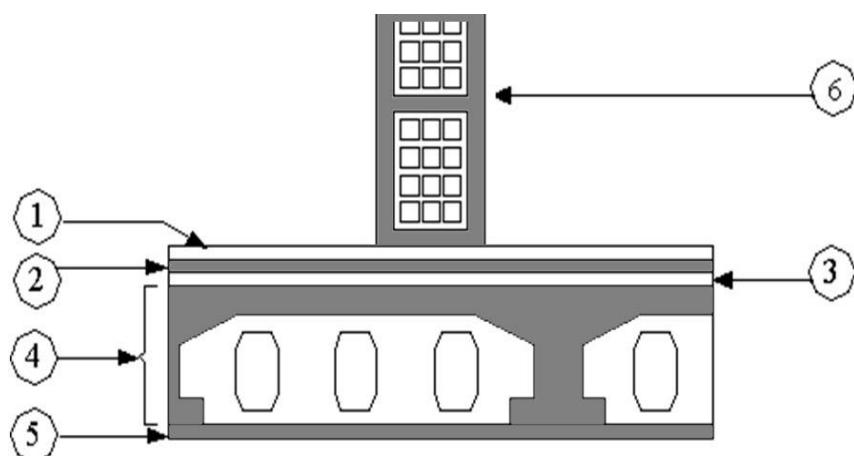


Figure II.4 Plancher étage

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kn / m ³)	G (KN/m ²)
1. Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Sable fin pour mortier	0.02	18	0.36
4. Dalle en corps creux	(20+4)=0.24	/	3.10
5. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6. Cloison	0.1	9	0.90
Charge permanente $G = \sum G_i$			5.40 KN/m ²

Tableau II.2 Charges du plancher étage-courant

III.3.3.3 Murs extérieurs :

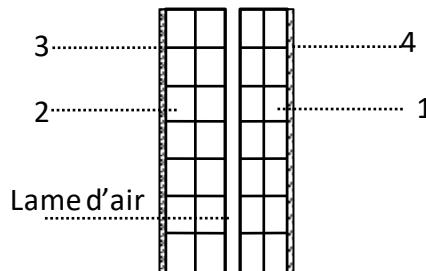


Figure II.5 Mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kn / m ³)	G (KN/m ²)
1. Brique creuse	0.10	9	0.9
2. Brique creuse	0.15	14	2.1
3. Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
4. Enduit intérieur en plâtre	0.02	12	0.24
Charge permanente $G = \sum G_i$			3.64 KN/m ²

Tableau II.3 Charges du mur extérieur

II.4 Pré-dimensionnement de l'acrotère

Surface de l'acrotère

$$ST = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charges permanentes

$$G1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

$$G2 = 1 \times (0.1 \times 0.6) \times 2 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

$$G = G1 + G2 = 1.7125 + 0.12 = 1.8325 \text{ KN/ml.}$$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

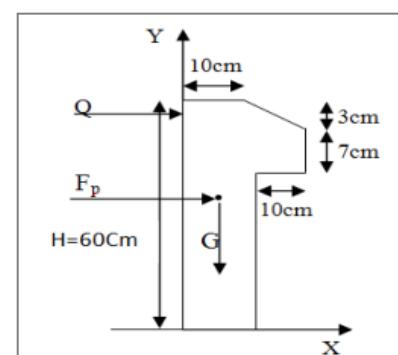


Figure II.6 Acrotère

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

Surcharge

Q : force horizontale sollicité de l'acrotère due à la main courante est 1.00 KN/m.

$$Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ KN/ml}$$

$$G=1.8325 \text{ /ml.}$$

$$Q=1.00 \text{ KN/ml.}$$

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux constituent des éléments verticaux porteurs, ayant pour fonction d'absorber les efforts générés par les charges et surcharges transmises par les poutres, puis de les transférer aux fondations. La dimension des poteaux est déterminée de la manière suivante :

On propose un poteau de section (40x45)

Selon les règles (RPA 2024) : art 7-4-1

- Min (b1 , h1) ≥ 30 cm : en zones IV, V et VI
- Min (b1 , h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ quelle que soit la zone

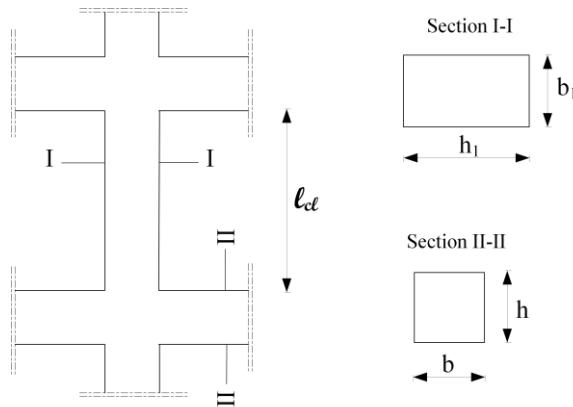
$$\text{Min (b1,h1)} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b_i=40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_e = 306-40 = 266 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b1,h1)} \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{h_e}{20} = 13.3 \quad 40 > 13.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{45} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{4} < 0.8 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend une section de (40*45) cm².


Figure II.7 Poteaux

II.5.1 Evaluation des charges :

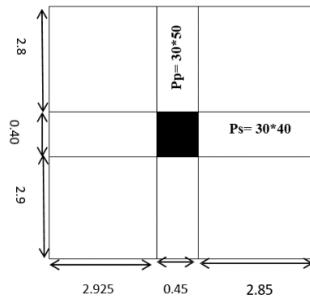
Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément. On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q. ($Q_0=1$), ($Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6=1.5$)

Niveau de plancher	Surcharge	\sum Surcharge	\sum Surcharge (KN/m ²)
T	Q_0	$\sum_0 = Q_0$	1
6	Q_1	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
5	Q_2	$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85
4	Q_3	$\sum_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
3	Q_4	$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
2	Q_5	$\sum_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00
1	Q_6	$\sum_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75

Tableau II.4 Dégradation de charge

Poteau central


Figure I.8 Poteau Central

$$\text{Surface afférente} = s_1 + s_2$$

$$S1 = (2.8+2.9) \times (2.925+2.85) = 32.9175 \text{ m}^2.$$

$$S2 = (2.8+2.9) \times 0.3 + (2.925+2.85)$$

$$\times 0.3 = 3.4425 \text{ m}^2. S_{\text{aff}} = 36.36 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G (KN)	Q(KN)
1	Plancher : $s=37.9725$ $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8+2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85+2.925) = 0.693$	$6.78 \times 37.97 = 257.44$ $0.795 \times 25 = 21.375$ $0.324 \times 25 = 17.325$	$37.9725 \times 1 = 36.36$
2	Venant N1 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	296.14 $0.551 \times 25 = 13.77$	37.9725
3	Venant N2 Plancher $S=36.36$ $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8+2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85+2.925) = 0.693$	309.91 $5.4 \times 36.36 = 197.84$ $0.795 \times 25 = 21.375$ $0.324 \times 25 = 17.325$	$36.36 \times 2.5 = 90.9$
4	Venant N3 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	546.54 $0.551 \times 25 = 13.77$	90.9
5	Venant N4 Plancher $S=36.36$ $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8+2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85+2.925) = 0.693$	560.31 $6.1 \times 36.36 = 221.796$ $0.795 \times 25 = 21.375$ $0.324 \times 25 = 17.325$	$36.36 \times 3.85 = 139.986$
6	Venant N5 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	796.88 $0.551 \times 25 = 13.77$	139.896
7	Venant N6 Plancher $S=36.36$ $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8+2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85+2.925) = 0.693$	810.65 $5.4 \times 36.36 = 221.796$ $0.795 \times 25 = 21.375$ $0.324 \times 25 = 17.325$	$36.36 \times 5.05 = 183.618$

8	Venant N7 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	1047.19 0.551 \times 25 = 13.77	183.618
9	Venant N8 Plancher S=36.36 $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8 + 2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85 + 2.925) = 0.693$	1060.96 5.4 \times 36.36 = 221.796 0.795 \times 25 = 21.375 0.324 \times 25 = 17.325	$36.36 \times 6.1 = 221.796$
10	Venant N9 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	1297.5 0.551 \times 25 = 13.77	221.796
11	Venant N10 Plancher S=36.36 $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8 + 2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85 + 2.925) = 0.693$	1311.27 5.4 \times 36.36 = 221.796 0.795 \times 25 = 21.375 0.324 \times 25 = 17.325	$36.36 \times 7 = 254.52$
12	Venant N11 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	1547.81 0.551 \times 25 = 13.77	254.52
13	Venant N12 Plancher S=36.36 $P_p = (0.3 \times 0.5) \times (2.8 + 2.9) = 0.855$ $P_s = (0.3 \times 0.4) \times (2.85 + 2.925) = 0.693$	1561.08 5.4 \times 36.36 = 221.796 0.795 \times 25 = 21.375 0.324 \times 25 = 17.325	$36.36 \times 7.75 = 281.79$
14	Venant N13 Poteau : $0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 0.551$	1800.62 0.551 \times 25 = 13.77	281.79
		1813.77	281.79

Tableau II.5 Décent de charge poteaux centrale

Vérification :

$$G = 1813.77 \text{ KN.}$$

$$Q = 281.79 \text{ KN.}$$

$$N_d = G + Q = 2095.56 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2871.27\text{KN.}$$

La section est 40×45.

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.35$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$v = \frac{2095.56 \times 10^3}{450 \times 400 \times 25} = 0.46 \leq 0.35 \dots \dots \dots \dots \text{Condition non vérifier.}$$

Donc changer la section a 500x500

$$v = \frac{2095.56 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.335 \leq 0.35 \dots \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.50) = 2.56 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} = 22.17 < 50.$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.787.$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (50-2) \times (50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \min (A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RBA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max(4U; 0.2\%B) = \left(\frac{4(50+50)}{100} = 4; \frac{0.2(50 \times 50)}{100} = 5 \right)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 1.0\%B = \frac{1(50 \times 50)}{100} = 25$$

$$A = \max (4.2; 27.5)$$

$$A = 25 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) = 0.787 \left(\frac{230400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{25 \times 400}{1.15} \right) = 3364710.14 \text{ N.}$$

$$\bar{N} = 3364.71 \text{ KN.}$$

$N_u = 2871.27 \text{ KN} \leq \bar{N} = 3364.71 \text{ KN}$ Condition vérifier.

II.6 Pré-dimensionnement de l'escalier

Un escalier est un élément de construction en béton armé constitué de gradins successifs permettant de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant. Ou autrement dit un élément qui sert à la circulation verticale.

Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, car il s'agit d'un escalier à paillasse. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

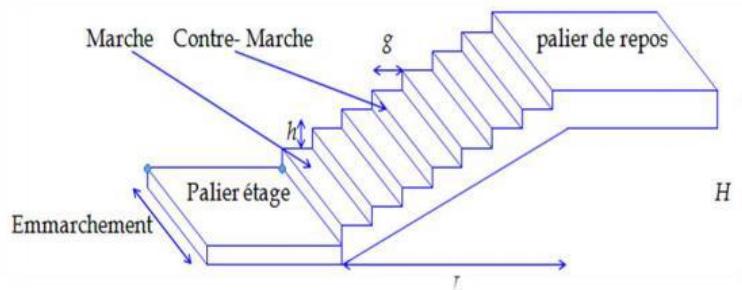


Figure II.9 Escaliers

Calcul de la hauteur et la largeur des marches et des contremarches

h: hauteur de la contre marche

g : largeur de la marche (giron)

Pratiquement :

La hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm

La largeur g : $25 < g < 32$ cm

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

La formule empirique de BJONDELI qui les lie est : $60 \leq 2h + g \leq 65$ cm

$60 \leq 2*17+30 \leq 65\text{cm}$ $60 \leq 64 \leq 65\text{cm}$ Condition vérifiée

Calcul de nombre de marches et de contremarches

Nombre de contre marche $n = \frac{H}{\Delta}$

h: hauteur de contre marche

H : hauteur de demi-étage $H/2$

n= Nombre de contre marche

$$\frac{H}{h} = \frac{1.53}{17} = 9$$

Donc le nombre de marche et $n-1=9-1=8$

Longueur de la volée

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

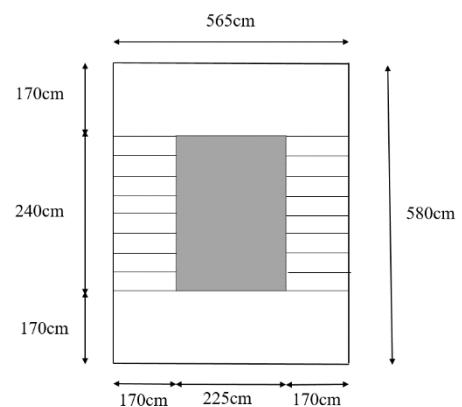


Figure II.10 Escaliers

Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = Lv + Lp$

Lv : longueur de la volée

Lp : longueur du palier d'arrivée.

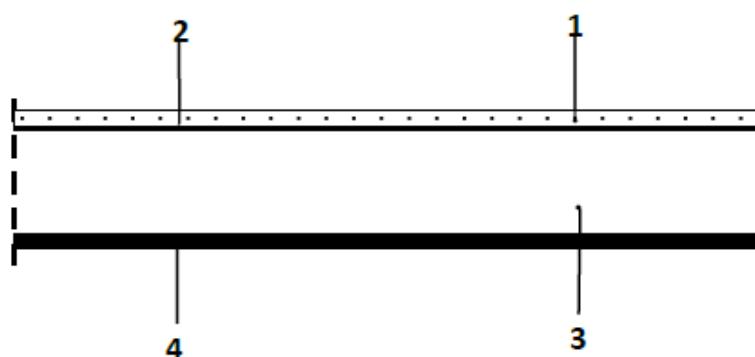
$$L = Lp + \sqrt{Lv + H^2}$$

$$L = (1.70 + 1.70) + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 6.246 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 20.85 \leq e \leq 31.23$$

On prend : $e = 25 \text{ cm.}$

II.6.2 Décente de charges



II.6.2.1 Palier

Figure II.11 Charges permanentes du palier de repos

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ³)
1	Carrelage	0.02	22	0.44

2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.25	25	6.25
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	7.29
Surcharge d'exploitation			Q	2.5

Tableau II.6 Charges permanentes et surcharges d'exploitations du palier

II.6.2.2 Paillasse :

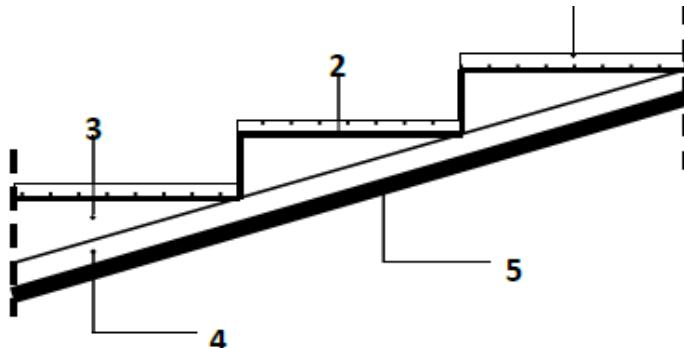


Figure II.12 Charge permanente du Paillasse

N	Composent	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	La marche	0.17 / 2	22	1.87
4	Palier	(0.25 / cos α)=0.296	25	7.42
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	10.33
Surcharge d'exploitation			Q	2.5

Tableau II.7 Charges permanentes et surcharges d'exploitations de la volée (paillasse)

II.7.Balcon :

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (art B.6.8 .424).

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$L/15 \leq e \leq L/20+7$ on a : $L = 1.45\text{m}$ avec $9.66\text{cm} \leq e \leq 14.25\text{cm}$

On prend une épaisseur de : **14cm**

II.7.1 Décent de charge

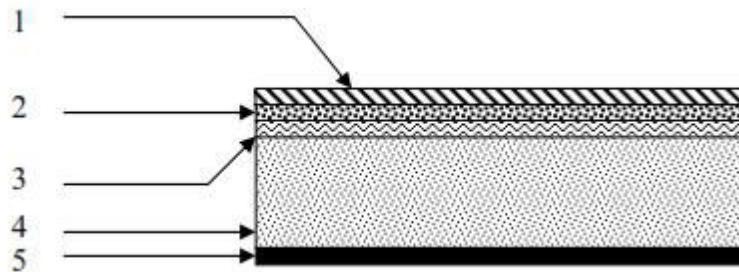


Figure II.13 Balcon

N	Composent	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ³)
1	Carrelage	0.02	0.44	0.44
2	Mortier de pose	0.02	40	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.14	25	3.50
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente			G	5.10
Surcharge d'exploitation			Q	3.5

Tableau II.7 Charges permanentes et surcharges d'exploitations du balcon

2.7 Pré-dimensionnement des voiles

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA2024 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

$$e \geq \max(15\text{cm}; \frac{h_e}{20}) = (15; \frac{(306 - 50)}{20}) = 12.8 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$

Chapitre III

Etude de l'élément secondaire

III.1 Plancher

Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (20+4) pour tous les étages :

- 20cm = corps creux
- 1cm = dalle de compression

Méthode de calcul :

Il existe plusieurs approches pouvant être utilisées pour le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment. À titre d'exemple, nous évoquerons **les méthodes Caquot minorée**. Un choix approprié de la méthode de calcul est crucial pour parvenir à des résultats fiables, notamment pour établir la section d'armature nécessaire à chaque élément secondaire.

Domaine d'utilisation BAEL91 (Art B.6.2, 210) :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

La fissuration n'est pas préjudiciable.

Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$.

Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.

Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Calcul des planchers

Charge permanente et surcharge

Plancher terrasse inaccessible

Charge permanente et surcharge :

$G = 6.78 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant

Charge permanente et surcharge :

$G = 5.4 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons d'actions :

$P_U = (1.35G + 1.5Q) 0.65$

$P_S = (G + Q) 0.65$

Types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles :

- Poutrelle repose sur 6 appuis
- Poutrelle repose sur 3 appuis
- Poutrelle repose sur 2 appuis

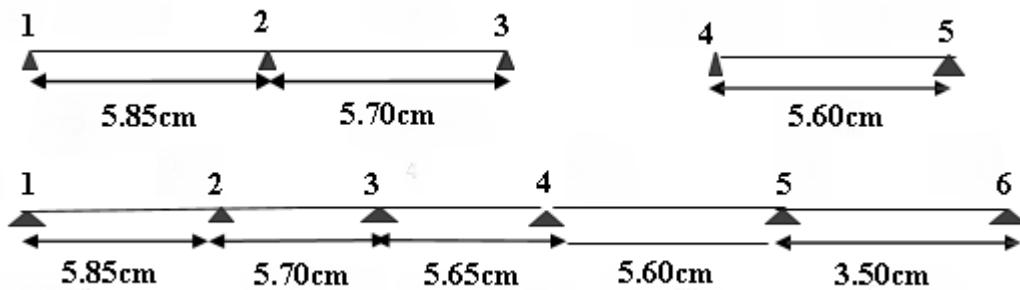


Figure III.1 Types des planchers

Détermination de la sollicitation

Etude du plancher étage courant

Vérification :

Plancher étage curant :

$$G=5.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5.4 = 10.8 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots C.V$$

$$\text{Le rapport } 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq 0.8 \leq \frac{5.85}{5.70} = 1.02, \frac{5.7}{5.65} = 1.00, \frac{5.65}{5.60} = 1.00, \frac{5.65}{3.5} = 1.6 \leq 1.25 \text{ Condition NON}$$

vérifiée on a utilisé la méthode de **Caquot** pour ce type

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{5.85}{5.7} = 1.02 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La méthode de Caquot minorée :

Principe de la méthode

La méthode consiste à calculer les moments sur appuis d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Cette méthode est donc une « méthode de continuité simplifiée ». Ainsi une poutre continue est assimilée à une série de poutres à deux travées.

Exposé de la méthode :

Moment sur appuis :

$$M_a = -\frac{q_w l'_w^3 + q_e l'_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=l$ pour une travée de rive.

$l'=0,8l$ pour une travée intermédiaire.

Moment en travée :

$$M_t = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_e + M_w}{2} + \frac{(M_e + M_w)^2}{2ql^2}$$

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

L : longueurs de travées

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Plancher étage

Combinaisons des charges :

Plancher étage

$$G = 5.4 \text{ KN/m}^2 \quad G' = 5.4 * 0.67 = 3.6 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$$

$$E.L.U \ q_u = 1,35G' + 1,5Q = 7.11 \text{ KN/ml}$$

$$E.L.S \ q_{ser} = G' + Q = 5.1 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts internes :

Type 1 :

$$q_u = 7.11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 5.1 \text{ KN/ml}$$

ELU

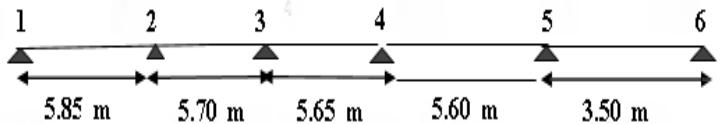


Figure III.2 plancher Type 1

Moment sur appuis :

$$M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

$$M_1 = -0.3 \times \frac{q l^2}{8} \times 0.3 \times \frac{7.11 \times 5.85^2}{8} = -9.12 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{7.11 \times 5.85^3 + 7.11 \times (0.8 \times 5.70)^3}{8.5(5.85 + 5.70)} = -23.71 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{7.11 \times (0.8 \times 5.70)^3 + 7.11 \times (0.8 \times 5.65)^3}{8.5(0.8 \times 5.70 + 0.8 \times 5.65)} = -17.24 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{7.11 \times (0.8 \times 5.65)^3 + 7.11 \times (0.8 \times 5.60)^3}{8.5(0.8 \times 5.65 + 0.8 \times 5.60)} = -16.94 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{7.11 \times 0.8 \times 5.60^3 + 7.11 \times 3.50^3}{8.5(0.8 \times 5.60 + 3.50)} = -13.92 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.3 \times \frac{q l^2}{8} = -0.3 \times \frac{7.11 \times 3.5^2}{8} = -3.27 \text{ KN.m}$$

Moment sur le traves

$$M_t = \frac{q l^2}{8} - \frac{M_e + M_w}{2} + \frac{(M_e + M_w)^2}{2 q l^2}$$

Traves 1-2

$$M_t = \frac{7.11}{8} - \frac{-23.71 - 9.12}{5.85} + \frac{(-23.71 - 9.12)^2}{2 \times 7.11 \times 5.85^2} = 24.72$$

Traves 2-3

$$M_t = \frac{7.11 \times 5.7^2}{8} - \frac{-17.24 - 23.71}{5.7} + \frac{(-17.24 - 23.71)^2}{2 \times 7.11 \times 5.7^2} = 18.34$$

Traves 3-4

$$M_t = \frac{7.11 \times 5.65^2}{8} - \frac{-16.94 - 17.24}{5.65} + \frac{(-16.94 - 17.24)^2}{2 \times 7.11 \times 5.65^2} = 20.98$$

Traves 4-5

$$M_t = \frac{7.11 \times 5.6^2}{8} - \frac{-13.92 - 16.94}{5.6} + \frac{(-13.92 - 16.94)^2}{2 \times 7.11 \times 5.6^2} = 21.98$$

Traves 5-6

$$M_t = \frac{7.11 \times 3.5^2}{8} - \frac{-13.92 - 3.27}{3.5} + \frac{(-13.92 - 3.27)^2}{2 \times 7.11 \times 3.5^2} = 6.50$$

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Traves 1-2

$$T_w = \frac{7.74 \times 5.85}{2} + \frac{-23.71 + 9.12}{5.85} = 25.82 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{7.74 \times 5.85}{2} + \frac{-23.71 + 9.12}{5.85} = -30.40 \text{ KN}$$

Traves 2-3

$$T_w = \frac{7.74 \times 5.70}{2} + \frac{-17.24 + 23.71}{5.70} = 28.32 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{7.74 \times 5.70}{2} + \frac{-17.24 + 23.71}{5.70} = -26.48 \text{ KN}$$

Traves 3-4

$$T_w = \frac{7.74 \times 5.65}{2} + \frac{-16.94 + 17.24}{5.65} = 27.00 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{7.74 \times 5.65}{2} + \frac{-16.94 + 17.24}{5.65} = -26.92 \text{ KN}$$

Traves 4-5

$$T_w = \frac{7.74 \times 5.60}{2} + \frac{-13.92 + 16.94}{5.60} = 27.25 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{7.74 \times 5.60}{2} + \frac{-13.92 + 16.94}{5.60} = -26.40 \text{ KN}$$

Traves 5-6

$$T_e = \frac{7.74 \times 3.50}{2} + \frac{-13.92 + 3.27}{3.50} = 19.94 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{7.74 \times 3.50}{2} + \frac{-13.92 + 3.27}{3.50} = -14.38 \text{ KN}$$

Une à utiliser la même méthode pour Etat limite de service

Tableau final (plancher étage)

						
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
Portée l(m)	5.85	5.7	5.65	5.60	3.50	
Charge permanente	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	
Charge d'exploitation	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
Portée fictive l ₀ (m)	5.85	4.56	4.52	4.48	3.5	
ELU 1.35g'+1.5q	7.11	7.11	7.11	7.11	7.11	
ELS g'+q	5.10	5.10	5.10	5.10	5.10	
M _a ELU	-9.12	-23.71	-17.24	-16.94	-13.92	-3.27
M _a ELS	-6.55	-17.00	-12.37	-12.15	-9.98	-2.34
M _t ELU	24.72	18.34	20.98	21.98	6.50	
M _t ELS	17.97	13.38	15.27	15.99	4.75	
Effort tranchant	25.82	28.32	27.00	27.25	19.74	
ELU		-30.40	-26.48	-26.92	-26.40	-14.38
Effort tranchant	18.67	20.48	19.53	21.70	16.41	
ELS		-21.97	-19.13	-19.47	-19.09	-10.40

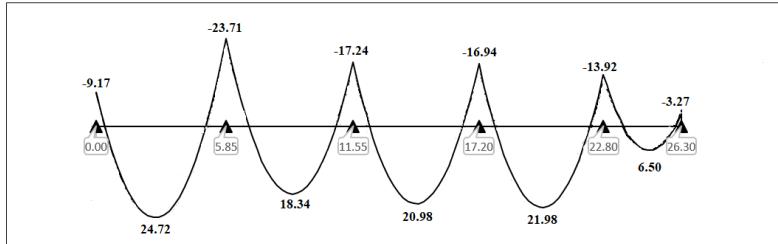
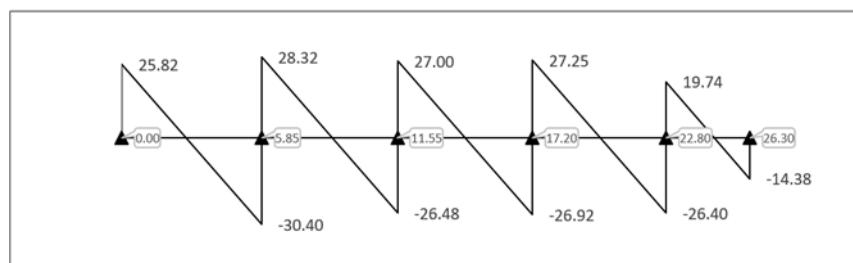


Tableau III.1 Final (plancher étage)

Figure III.3 Diagramme du Moment à ELU

Figure III.4 Diagramme de l'Effort Tranchant à ELU



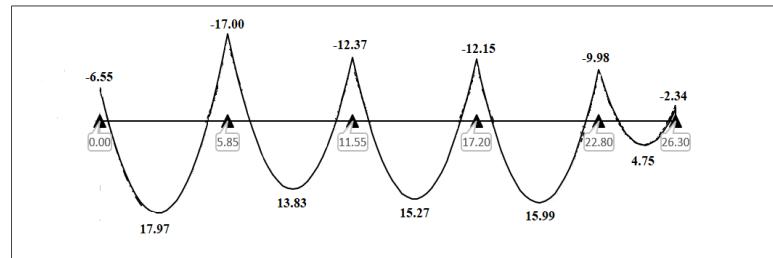


Figure III.5 Diagramme du Moment à ELS

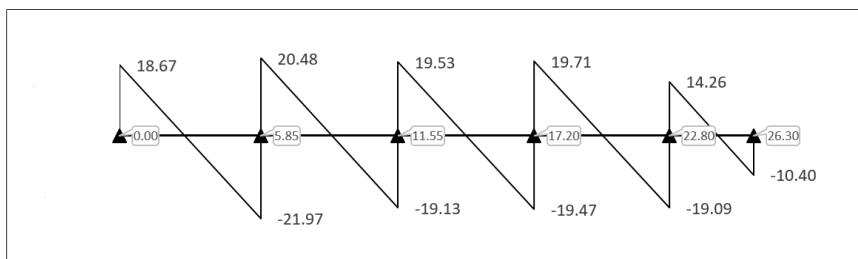


Figure III.6 Diagramme de l'Effort Tranchant à ELS

Tableau Final (plancher Terasse)

Traves		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Portée l(m)		5.85	5.7	5.65	5.60	3.50
Charge permanente		6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
Charge d'exploitation		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Portée fictive l ₀ (m)		5.85	4.56	4.52	4.48	3.5
ELU 1.35g'+1.5q		7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
ELS g'+q		5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
M _a ELU	-9.76	-25.35	-18.44	-18.11	-14.88	-3.49
M _a ELS	-7.08	-18.40	-13.39	-13.15	-10.81	-2.54
M _t ELU	28.35	21.44	24.24	25.28	7.62	
M _t ELS	20.78	15.75	17.78	18.53	5.6	
Effort tranchant	28.77	31.57	30.15	30.41	21.90	
ELU	-33.82	-29.43	-30.05	-29.41	-16.06	
Effort tranchant	21.00	23.05	22.02	22.20	15.95	
ELS	-24.69	-21.48	-21.95	-21.40	-11.73	

Tableau III.2 Final (Plancher terrasse)

Ferraillage :

Calcul des armatures longitudinales :

Moment

$$\text{ELU } M_a = -23.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 24.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS } M_a = -17.00 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 17.97 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques des poutrelles :

Enrobage

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$c_0 \geq 1 \text{ cm}$ fissuration peu préjudiciable). BAEL91. A.7.1 $c_0 = 1$

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{24}{10} = 2.4 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{3}{2} \Rightarrow c \geq 2.5$$

- $b = 65 \text{ cm}$
- $h = 24 \text{ cm}$
- $d = 21.5 \text{ cm}$
- $b_0 = 14 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $c = 2.5 \text{ cm}$

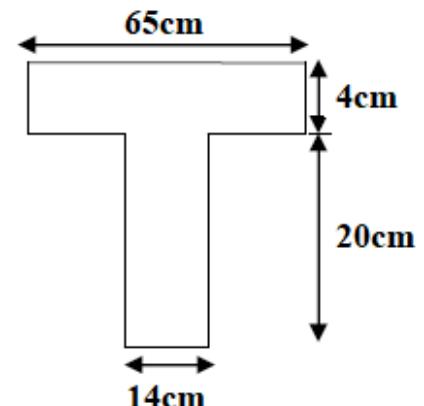


Figure III.7 Schéma de la poutrelle

Calcul des armatures longitudinales : BAEL91 (A.7.2,2)

En Travées

ELU

$$M_{t \max} = 24.72 \text{ KN.m} = 24720 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_u table)

$$M_{tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 65 \times 4 \left(21.5 - \frac{4}{2} \right) = 71994 \text{ N.m}$$

$$M_{Tmax} = 24720 \text{ N.m} < 71994 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{24720}{14.2 \times 65 \times 21.5^2} = 0.0579$$

$$\mu = 0.0579 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0746$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.970$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{24720}{348 \times 0.970 \times 21.5} = 3.40\text{cm}^2$$

ELS

D'après le BAEL9133.92

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.72}{17.97} = 1.37$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{1000} = 0.21 \text{ Condition vérifiée}$$

Sur appuis

ELU

$$M_{a \max} = -23.71 \text{ KN.m} = -23710\text{N.m} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 15 \text{ cm}$, et le calcul à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23710}{14.2 \times 14 \times 21.5^2} = 0.259.$$

$$\mu = 0.259 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.380$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.848$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{23710}{348 \times 0.848 \times 21.5} = 3.73\text{cm}^2$$

	M (KN.m)	μ	μl	α	β	A (cm²)
sur appuis	23.71	0.258	0.392	0.380	0.848	3.73
sur travée	24.72	0.0579	0.392	0.0746	0.970	3.40

Tableau III.3 Recapitulatif des résultats

Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 14 \times 21.5 \times 2.1 \div 400 = 0.36 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 21.5 \times 2.1 \div 400 = 1.68 \text{ cm}^2$.

Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En appuis : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 14 \times 30 = 0.42 \text{ cm}^2$.

En travée : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 30 = 1.95 \text{ cm}^2$.

ELS

D'après le BAEL91

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23.71}{17.00} = 1.39$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{1000} = 0.445 \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau récapitulatif du ferraillage :

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A'_{\min})$$

	A_{cal}(cm²)	A_{min}(cm²)	A'_{min}(cm²)	A_{max}(cm²)	A_{adp}(cm²)
sur appuis	3.73	0.36	0.42	3.73	2HA16=4.02 cm ²
sur travée	3.40	1.68	1.95	3.40	3HA14=4.62 cm ²

Tableau III.4 Recapitulatif des résultats des ferraillages

Vérification de la contrainte limite au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d}$$

V_u^{max} : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{35080}{150 \times 200} = 1.16$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \quad \text{Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211))}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5MPa \right) \min(3.33; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 1.16 < \overline{\tau_u} = 3.33 \quad \text{Condition et vérifier.}$$

Diamètre minimal ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

ϕ_t : Diamètre minimale des armateurs longitudinaux

$$\phi_t = \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_1; \frac{100}{10}\right) = \min(8.57; 12; 10)$$

Soit $\phi_t = 8mm$

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t=2\phi 8=1.01cm^2$; de nuance FeE235

Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$St_1 \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 27; 40cm) = 24.3cm$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 15} = 39.55cm$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot F_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k \cdot 0.3 \cdot f_{t28})} \quad \text{avec} \quad k = 1 \quad \text{en flexion simple}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 1.01 \times 235}{1.15 \times 15 (1.16 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 23.81cm$$

Soit $St = \min(St_1; St_2; St_3) = 23.81cm$

On prend $St=20cm$

Effet de l'effort tranchant à proximité des appuis : BAEL91 (A.5.1,313)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times \alpha \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $\alpha = 0.9d = 0.9 \times 27 = 24.3$

$$V_u = 35080 \leq \frac{0.8 \times 15 \times 24.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 243000 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait

$$A \geq \frac{\gamma_s \times V_s}{F_{\leq e}}$$

$$A = 314 \text{ mm}^2 \geq \frac{1.15 \times 35080}{400} = 100.85 \text{ mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Table de compression : BAEL 91(B.6.8.423)

Le houdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A = \frac{4 \times L}{F_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\phi 5 = 0.79 \text{ cm}^2$

Espacement : n : nombre de barres.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A = \frac{A}{2} = \frac{0.79}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopter $3\varnothing 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

Espacement:

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

S_t=30 cm

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \frac{30}{580} = 0.05 \geq \frac{33920}{15 \times 44831} = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \frac{3.02}{65 \times 27} = 0.00172 \leq \frac{3.6}{500} = 0.009 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{30}{580} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} 0.44 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Présentation de ferraillage

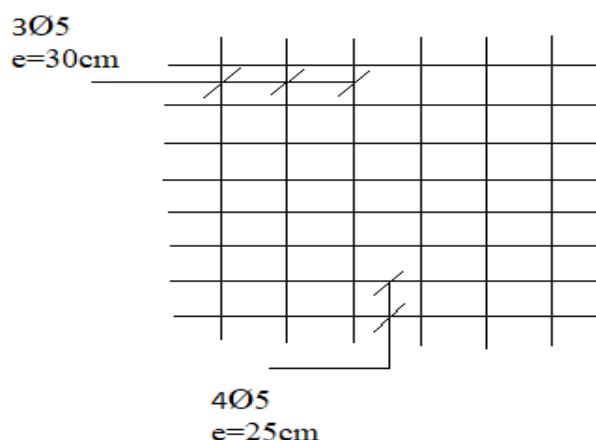


Figure III.8 Ferraillage de la table de compression

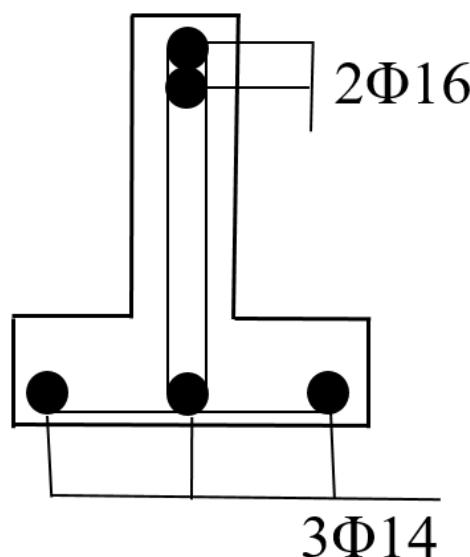


Figure III.9 Ferraillage de la poutrelle

III.2 Etude de l'acrotère

Méthode de calcul :

L'acrotère travaille comme un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base au niveau du plancher terrasse, elle soumise à l'action de :

- L'effort normal « N » due à son poids propre G
- La surcharge « Q » horizontale due à la poussée accidentelle ou la poussée éventuelle due à la main de l'ouvrier qui est appliqué à l'extrémité supérieure.

Surface

Surface de l'acrotère

$$ST = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

Les charges :

Charge Permanente

$$G1=0.0685 \times 25=1.7125 \text{ KN/ml.}$$

$$G2=1 \times (0.1 \times 0.6) \times 2 = 0.12 \text{ KN/ml.}=12 \text{ daN/ml}$$

$$G=G1+G2=1.7125+0.12=1.8325 \text{ KN/ml.}=183.25 \text{ daN/ml}$$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids du mortier de crépissage par mètre linéaire.

Charge d'exploitation

D'après le D.T.R.B.C 2.2 (charge permanente et charge d'exploitation) on peut tirer « Q » qui est utilisée notamment dans l'entretien, pour le plancher – terrasse inaccessible où $Q = 100 \text{ daN/ml.}$

D'après RPA 2024 art.6.2.3 concernant le calcul des forces horizontales « Fp » agissant sur les éléments non structuraux, elle est calculée suivant la formule :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p \left(1 + \frac{3.h_c}{H}\right) W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone ; La zone VI donc A=0.30
- I : Coefficient d'importance I=1 group 2 Bâtiments d'importance moyenne
- S : Coefficient de site Le site S2 donc S=1.30
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 Cp =0.8
- Wp : Poids de l'élément considéré W=183.25 daN/ml
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base H=21.42
- hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base hz =3.06

$$F_{pk} = (0.3 \times 1 \times 1.30) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3.06}{21.42}\right) \times 183.25 = 65.34 \text{ daN/ml}$$

$$F_{pk} = 65.34 < Q = 100 \text{ daN/ml}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F_{pk} = Q = 100 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$

Sollicitations :

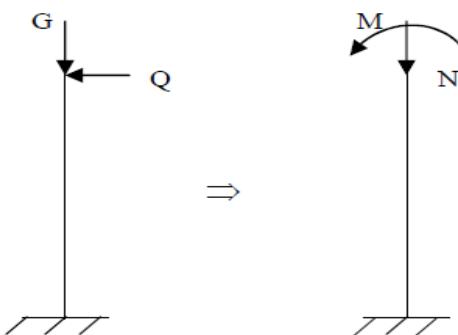


Figure III.10 Schéma statique de l'acrotère.

E.L.U :

$N_u = 1$. $G = 183,25 \text{ daN/ml}$, on ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \cdot 100 \cdot 0,6 = 90 \text{ daN/ml} \text{ (à la base)}$$

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ daN/ml} \text{ (à la base)}$$

E.L.S :

$$N_s = 183,25 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \cdot h = 100 \cdot 0,6 = 60 \text{ daN/ml} \text{ (à la base)}$$

Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

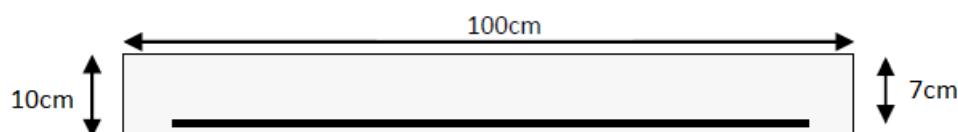


Figure III.11.Section à ferrailler de l'acrotère

Diamètre des Barres :

$$\text{Les diamètres employés sont } \phi_L \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_L \leq 10 \text{ mm} \quad (\text{A.7.2.1})$$

On prend : $\phi_L = 8 \text{ mm}$ et on prend : $\phi_L \leq \phi_L$ (A.7.2.2)

Soit : $\phi_L = 6 \text{ mm}$

Protection des armatures :

L'acrotère est élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $C = 3 \text{ cm}$ à partir De l'axe de l'armature.

Armatures longitudinales :

ELS

Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_U}{N_U} + \frac{90}{183.25} = 0.49 > \frac{h}{2} 0.05$$

L'effort normal est un effort de compression, ainsi que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_1 = M_U + N_U \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183.25[(0.05 - 0.03)] = 93.665 \text{ daN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_f = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A'' = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2 \text{ Et } A' = A_f = 0$$

$$A = A_f - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.344 \text{ cm}^2$$

ELS

$$e = \frac{M_S}{N_S} + \frac{60}{183.25} = 0.32 > \frac{h}{2} 0.05$$

L'effort normal est l'effort de compression, ainsi que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_2 = M_U + N_U \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183.25[(0.05 - 0.03)] = 63.665 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.65}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.0006 < \mu = 0.392$$

$$\mu = 0.0006 \quad \beta_1 = 0.956 \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s = 0.0095 \times 201.63 = 1.91 MPa$$

$$\sigma_b = 1.91 MPa < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \rightarrow A' = 0$$

$$A_2 = \frac{M_2}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{636.65}{201.63 \times 7 \times 0.993} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_{ser} = 0.45 - \frac{183.25}{100 \times 201.63} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_{min}) = (0.44 ; 0.34 ; 0.84) = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A = 5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures longitudinales : BAEL91 (B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{min}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_l = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$A_l = 5HA8 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A_l = (0.35 \div 0.71) \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_r = 3HA6 = 0.85\text{cm}^2.$$

Espacement des armatures :

$$A_r = 3HA6 \rightarrow S_t = 25\text{cm}.$$

Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration et préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Ferraillage de l'acrotere

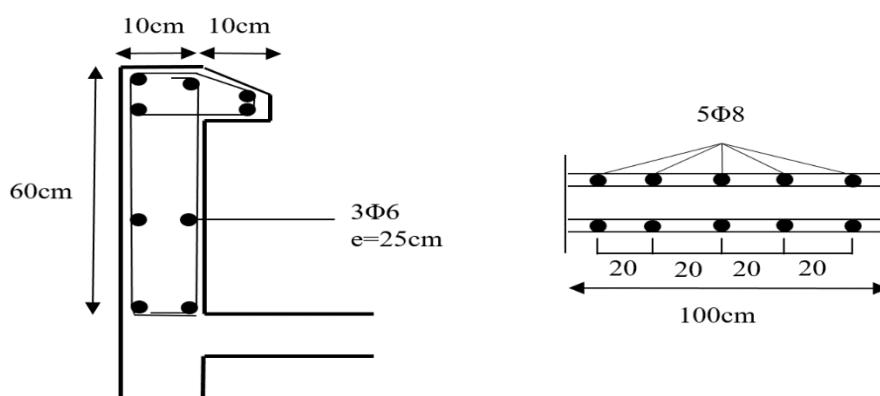


Figure III.12 Schéma du ferrailage de l'acrotère

III.3 Balcon

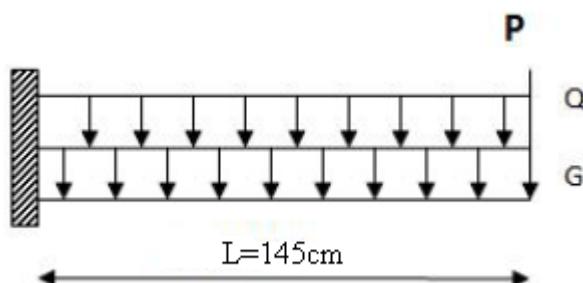


Figure III.13 Schéma statique du balcon

Méthode de calcul :

Une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère

Combinaisons des charges :

Etage courant :

On prend une bande de 1 m.

Poids propre $G = 5.1 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

Murs extérieurs $P = 1.70 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35G + 1.5 \times Q = 12.135 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 8.6 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 P = 2.295 \text{ KN}$$

$$P_s = 1.7 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{2} = \frac{5100 \times (1.45)^2}{2} = 5361.375 \text{ N.m}$$

$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{3500 \times (1.45)^2}{2} = 3679.375 \text{ N.m}$$

$$M_p = p \cdot L = 1700 \times 1.45 = 2465 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times l = 7395 \text{ N}$$

$$T_q = q \times l = 5075 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1700 \text{ N}$$

	$M_g (\text{N.m})$	$M_q (\text{N.m})$	$M_p (\text{N.m})$	$T_g (\text{N})$	$T_q (\text{N})$	$T_p (\text{N})$
Etage courant	5361.375	3679.375	2465	7395	5075	1700

Tableau III.5 Sollicitations

Combinaisons d'action

ELU

$$M_u = 1.35(M_g + M_p) + 1.5M_q$$

$$M_u = 1.35 \times (5361.375 + 2465) + 1.5 \times 3679.375$$

$$M_u = 16084.67 \text{ {N.m}}$$

$$T_u = 1.35(T_g + T_p) + 1.5T_q$$

$$T_u = 1.35 \times (7395 + 1700) + 1.5 \times 5075$$

$$T_u = 19890.75 \text{ N}$$

ELS

$$M_{ser} = 5361.375 + 2465 + 1.5 \times 3679.375$$

$$M_{ser} = 13345.44 \text{ {N.m}}$$

ELU	$M_u \text{ {N.m}}$	16084.67
	$T_u \text{ {N}}$	19890.75
ELS	$M_{ser} \text{ {N.m}}$	13345.44

Tableau III.6 Sollicitations

Calcule du ferraillage :

Armatures longitudinales

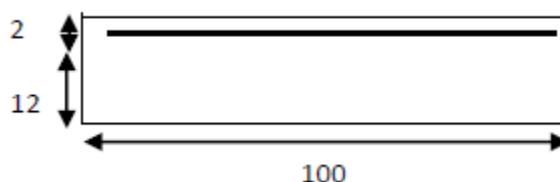


Figure III.14 Section du ferraillage du balcon

ELU

$$M_u = 16084.6$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16084.6}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0786$$

$$\mu = 0.0786 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.10244$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.959$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{16084.6}{348 \times 0.959 \times 12} = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.01 \text{ cm}^2$$

ELS

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.08}{13.34} = 1.20$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \text{ Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1 \div 400 = 1.449 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2.$$

A_u(cm²)	A_{min}(cm²)	A'_{min}(cm²)	A_{max}(cm²)	A_{adp}(cm²)
4.01	1.449	1.40	4.01	7HA10=5.49cm ²

Tableau III.7 Ferraillage du balcon

Espace : 15cm soit 7 bars par 1ml

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte limite au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d}$$

V_u^{max} : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis de E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : Hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19890.75}{1000 \times 140} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211))}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.140 < \overline{\tau_u} = 3.33 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Présentation ferraillage :

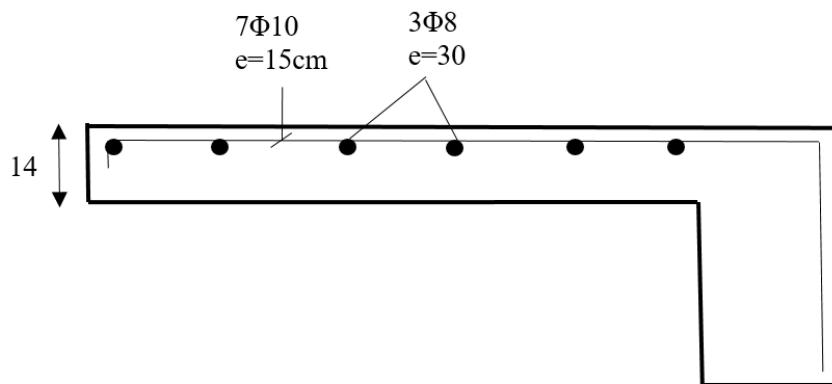


Figure III.15 Ferraillage du balcon

III.4 Escaliers

Etude des escaliers :

Ce type d'escaliers est composé de :

- Paliers d'épaisseur 25cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 25 cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

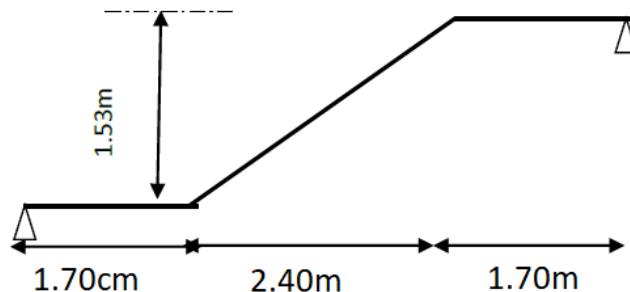


Figure III.16. Schéma statique de l'escalier

Evaluation de charge :

$$ELU : P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : P_s = G + Q$$

Elément	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
G	10.33	7.29
Q	2.5	2.5
P _u	17.60	13.58
P _s	12.83	9.78

Tableau III.8 Combinaison des charges

Charge équivalente

A ELU

$$q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{13.58(1.70) + 17.60(2.40) + 13.58(1.70)}{1.70 + 2.40 + 1.70} = 15.24$$

A ELS

$$q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3} = \frac{9.78(1.70) + 12.83(2.4) + 9.78(1.7)}{1.70 + 2.40 + 1.70} = 11.04$$

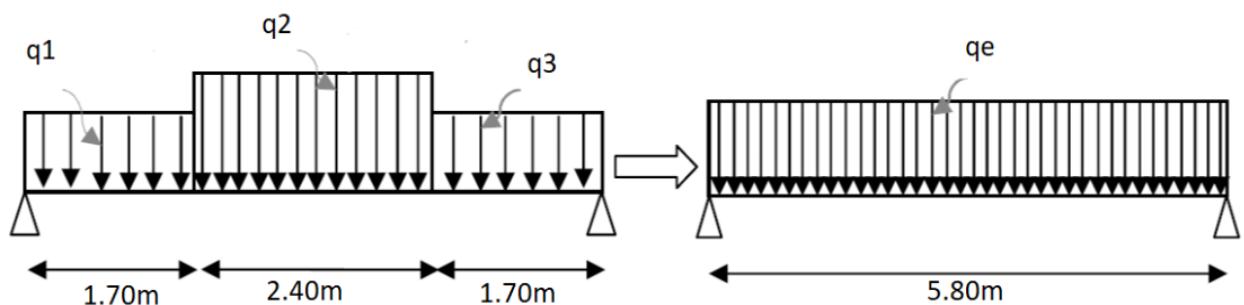


Figure III.17.Schéma statique de chargement

Moment et effort tranchant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq}l^2}{8} = \frac{15.24 \times 5.8^2}{8} = 60.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 18.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 51.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = q_{eq} \times \frac{l}{2}$$

	q _{eq} KN	M ₀ KN.m	M _a KN.m	M _t KN.m	T _u KN
ELU	15.24	60.08	18.02	51.06	44.20
ELS	11.04	46.42	13.93	39.46	32.02

Tableau III.9.Moments et Effort Tranchant.

Calcul du ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h), et calcul à la flexion

Simple

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}; C_0 \geq 1$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

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

$$d = h - c = 22 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire soumise à la

Flexion simple :

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d}$$

	M _u (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	51.06	0.0786	0.392	0.102	0.959	6.76
Appuis	18.02	0.0262	0.392	0.033	0.986	2.38

Tableau III.10 Résumé des résultats

Conditions de non fragilité :

Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2,50 \text{ cm}^2$$

	A _{calc} (cm ²)	A _{min} ¹	A _{min} ²	A _{max}	A _{adop} (cm ²)
Travée	6.76	2.65	2.50	6.76	6HA12=6.78cm ²
Appuis	2.38	2.65	2.50	2.50	4HA10=3.93cm ²

Tableau III.11 Ferraillage des escaliers

Vérification à l'ELS :

La position de l'axe neutre (y_s) :

$$by_s^2 - 30A_s(d - y_s) = 0$$

Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{by_s^3}{3} + 15A_s(d - y_s)^2$$

C	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y _s (cm)	I (cm) ⁴
Travée	39.46	6.76	5.74	33162.20
Appuis	13.93	2.50	3.70	14246.80

Tableau III.12 Données des calculs à l'ELS

La contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_s$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_s)$$

	σ_b	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	6.5	Condition Verifiee	253	Condition Verifiee
Appuis	3.61	Condition Verifiee	248	Condition Verifiee

Tableau III.13 Vérification de la contrainte

Armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

	A_l	A_t	A_{adop}
Travée	6.76	1.69	5HA8=2.51
Appuis	2.5	0.628	4HA8=1.50

Tableau III.14 Armatures de répartitions

Espacement entre les armatures : BAEL91 (8.2.42)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

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

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

Armatures transversales:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travel: } S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte tangentielle τ_u : BAEL91 (A.5.1,1)

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{44200}{1000 \times 220} = 0.201 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Présentation du ferraillage des escaliers :

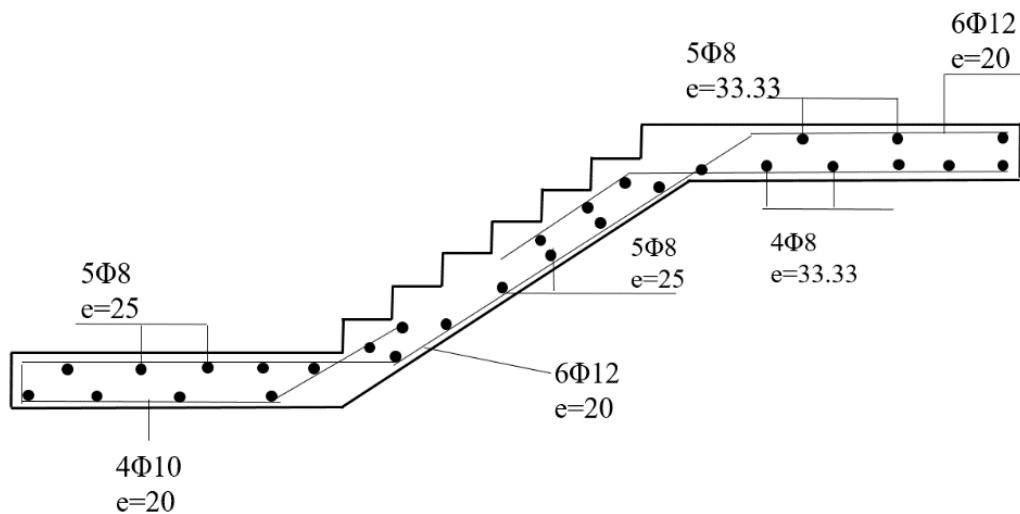


Figure III.18 Ferraillage des escaliers

III.5 Poutre Palière

Predimensionnement :

$$h \geq \left(\frac{565}{15} \div \frac{565}{10} \right)$$

$$h \geq \left(\frac{300}{15} \div \frac{300}{10} \right) \Rightarrow h \geq (37.66 \div 56.5)$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$$b = (0.3 \div 0.6)h = (13.5 \div 27)$$

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

Condition de RPA2024 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 45 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4$$

Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

Poids du mur :

$$g_m = G \times H_m = 3.64 \times [0.80 \times (3.06/2) - 0.45] = 2.81 \text{ KN/ml}$$

Poids du Palier : 7.29 KN/ml

Poids du Paillasse : 10.33 KN/ml

Réaction d'escalier au niveau du palier

$$p = \frac{P_{eq} \times l}{2} = \frac{8.84 \times 5.85}{2} = 24.97$$

$$q = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.65}{2} = 7.06$$

Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $g + p + g_m = 3.38 + 24.97 + 2.81 = 31.16$

La surcharge : $q = 7.06 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35g + 1.5q = 52.65$

ELS : $P_s = g + q = 38.22$

$$M_t = \frac{P \times l^2}{24} ; M_a = \frac{P \times l^2}{12} ; T = \frac{p \times l}{2} ; l = 4.20 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	52.65	140.06	70.03	154
ELS	38.22	101.67	50.83	111.79

Tableau III.15 Efforts de la poutre palière

Calcul du ferraillage :

ELU

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

$$d = 45 - c = 30 - 3 = 42 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d}$$

	M_u(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A_{calc} (cm²)
Travée	70.03	0.0935	0.392	0.123	0.951	5.03
Appuis	140.06	0.1189	0.392	0.160	0.936	10.07

Tableau III.16 Résumé de résultat

ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

	M_u(KN.m)	M_s(KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Travée	70.03	50.83	1.37	0.435	0.123	Condition Verifiee
Appuis	140.06	101.67	1.38	0.44	0.160	Condition Verifiee

Tableau III.17 Vérifications à l'ELS

Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 25 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : RPA2024

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 b.h = 6.75 \text{ cm}^2$$

	A _{calc} (cm ²)	A _{min} ¹	A _{min} ²	A _{min} ^{RPA}	A _{max}	A _{adop} (cm ²)
Travée	5.03	1.52	1.35	6.75	6.75	3HA14+2HA12=6.88 cm ²
Appuis	10.07	1.52	1.35	6.75	10.07	3HA16+3HA14=10.65 cm ²

Tableau III.18 Ferraillage de la poutre palière

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{154000}{300 \times 420} = 1.22 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Armatures transversales : RPA2024 (7.5.2.2)

$$A_t = 0.003Sb$$

Dans la zone nodale :

$$S = \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_l; 17.5; 6\varphi_l\right) = \text{Min}(11.25\text{cm}; 38.4\text{cm}; 9.6) = 9 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 5 \times 30 = 0.81 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4φ8 = 2.01 cm² et St = 5 cm.

✓ Dans la zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm}.$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $4\varphi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ et $St = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$T_u = Ma \text{ (Escalier)} = 18.02 \text{ KN.m.}$$

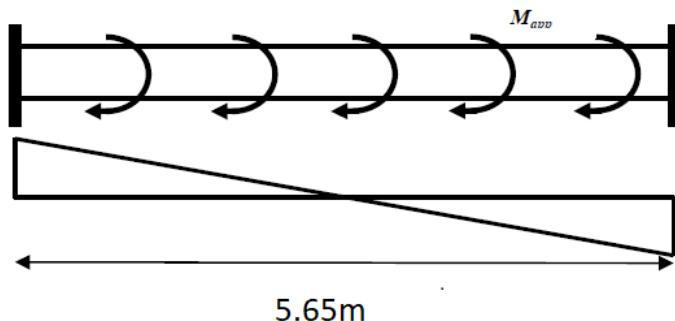


Figure III.19 Schéma de la poutre palière à la torsion

Vérification du béton :

Contrainte tangentielle due à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de la paroi " b_t " est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{18020}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 18020 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5\text{cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = (45 - 5) \times (30 - 5) = 1000 \text{cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{18020}{2 \times 1000 \times 5} = 1.802 \text{ MPa}$$

$$\Gamma_{\perp}^2 + \Gamma_{\text{yy}}^2 \leq (\bar{\Gamma}_{\text{fullim}})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau^2 + \tau^2 \equiv (1.25)^2 + (1.80)^2 \equiv 4.80$$

$$(\bar{\tau}_{\text{avg}})^2 = (2.5)^2 = 6.25$$

$4.80 \leq 6.25$ CV

Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(45 - 5) + (30 - 5)] = 130 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{130 \times 18020}{2 \times 1000 \times 348} = 3.35 \text{ cm}^2.$$

	Flexion	Torsion	A_{adop} (cm²)
Travée	6.75	3.35	$3HA14+2HA12=6.88\text{ cm}^2$
Appuis	10.07	3.35	$3HA16+2HA16=10.05\text{ cm}^2$

Tableau III.19 Ferraillage - armatures longitudinales

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{18.02 \times 10^5}{2 \times 1000 \times 10^2 \times 348} = 0.025 \text{ cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm.

Soit : $A_t = 4\varnothing_8 = 2.01 \text{ cm}^2$. On prend les armatures transversales

Calcul à la flexion

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{556} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_{\odot}} \rightarrow \frac{3350}{565} = 0.07 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \rightarrow \frac{10.65}{30 \times 42} = 0.0084 \leq 0.01 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée

Ferraillage de poutre palière :

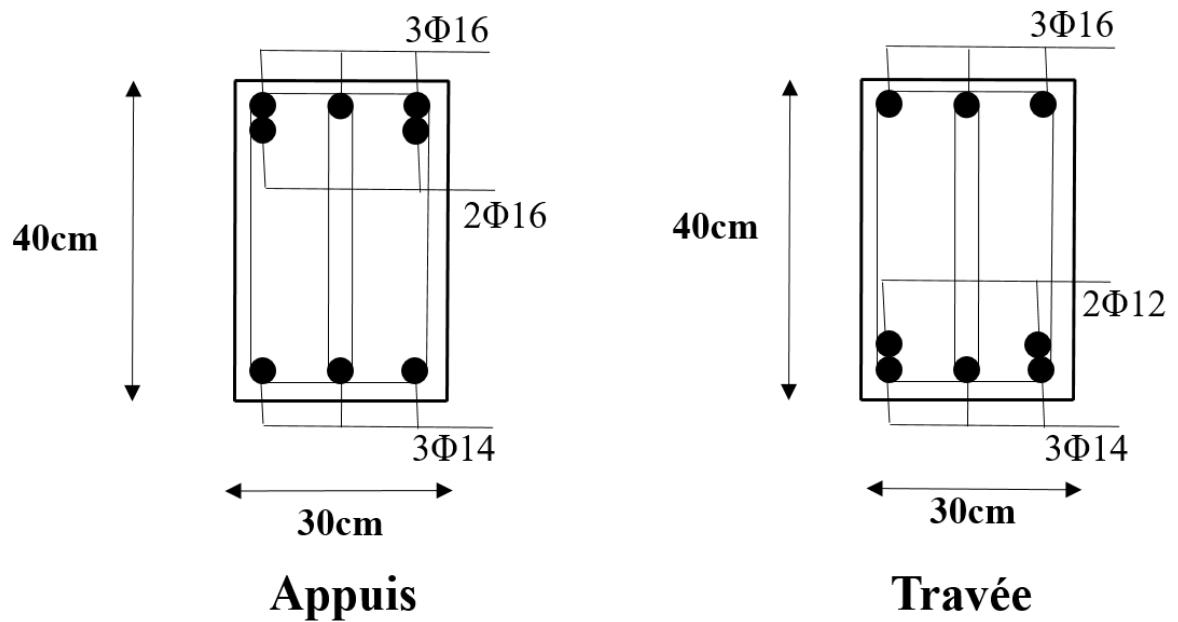


Figure III.20 Ferraillage de la poutre palière

Chapitre IV

Etude dynamique

et de

contreventement

IV. 1 Présentation générale du Logiciel

IV.1.1 Introduction

IV.1.2 Description générale du logiciel

Le système Robot constitue un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) et de dessin assisté par ordinateur (DAO) conçu pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de divers types de structures. Il permet de créer des modèles de structures, d'effectuer des calculs, de valider les résultats obtenus et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière phase gérée par le logiciel Robot est la production de la documentation relative à la structure calculée et dimensionnée.

IV.1.3 Démarrage du logiciel

Le système ROBOT est composé de plusieurs modules, chacun dédié à une étape spécifique de l'analyse de la structure, incluant la création du modèle, le calcul et le dimensionnement. Tous ces modules opèrent dans un environnement commun. Une fois le système ROBOT lancé (en cliquant sur l'icône correspondante sur le bureau ou en sélectionnant l'option adéquate dans la barre des tâches), une fenêtre s'ouvre, comme illustré ci-dessous. Dans cette interface, il est possible de définir le type de structure à analyser, d'ouvrir une structure préexistante ou de charger le module nécessaire pour le dimensionnement.

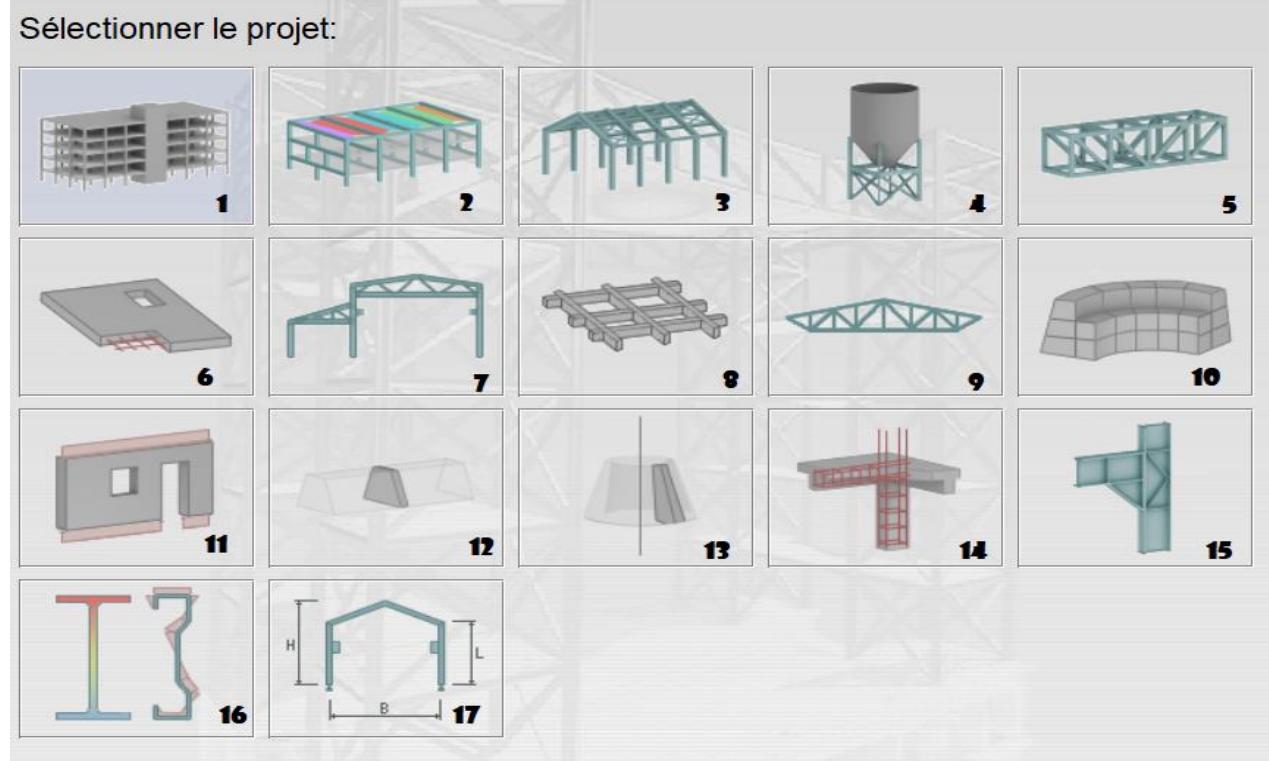


Figure IV.1 Démarrage du logiciel

- | | |
|-------------------------------|---|
| 1 Etude d'un Bâtiment | 10 Modélisation en Volumique |
| 2 Etude d'une Structure | 11 Etude d'une Contrainte Pleine |
| 3 Etude d'un Portique Spatial | 12 Etude d'une Déformation Pleine |
| 4 Etude d'un Coque | 13 Etude d'une Structure Axisymétrique |
| 5 Etude d'un Treillis Spatial | 14 Dimensionnement des éléments de structure BA |
| 6 Etude d'une Plaque | 15 Dimensionnement assemblage acier |
| 7 Etude d'un Portique | 16 Etude de profiles de barres |
| 8 Etude d'un Grillage | 17 Création d'une structure - type simple |
| 9 Etude d'un Treillis Plan | |

IV.1.4 Environnement de travail :

Après avoir choisi un type de structure, vous accédez à l'écran suivant, qui présentent plusieurs zones importantes à comprendre pour la réalisation de votre modélisation et l'analyse des résultats.

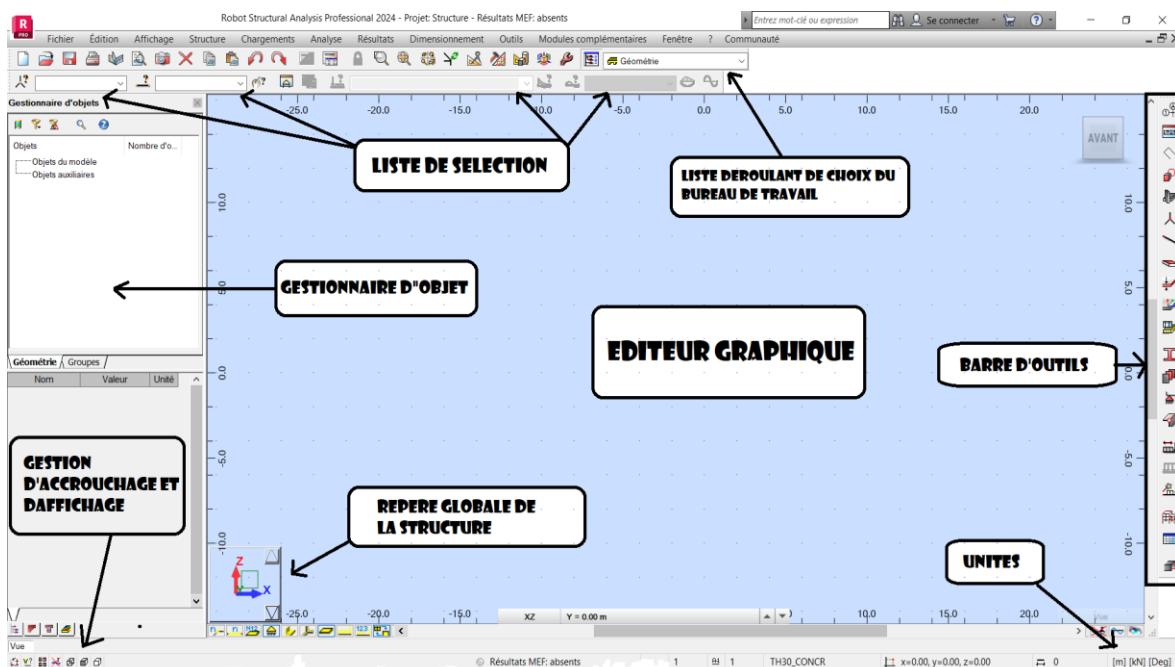


Figure IV.2 Face de travail

IV.2 Etude Sismique :

Introduction

Les séismes figurent parmi les catastrophes naturelles les plus nuisibles pour les zones urbaines, en raison de leurs effets dévastateurs. Étant donné l'impossibilité de prévoir ces événements, il est crucial de construire des infrastructures capables de résister à de telles forces, afin de protéger au mieux les vies humaines. C'est dans ce cadre que la construction parasismique a été développée, s'appuyant sur une analyse dynamique des bâtiments soumis à des secousses.

Méthode de calcul :

Selon le Règles Parasismiques Algériennes RPA99 – Version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accelerogrammes.

La méthode statique équivalente

Selon cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces dynamiques réelles résultant d'un séisme par un système de forces statiques fictives. Ces forces auront des effets similaires et seront appliquées indépendamment dans les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode vise à analyser chaque mode de vibration afin de rechercher le maximum des effets produits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse calculé. Les effets ainsi identifiés sont ensuite combinés pour obtenir la réponse finale de la structure.

La méthode d'analyse dynamique par accelerogrammes

Cette méthode peut être employée de manière individuelle par un personnel compétent, qui aura justifié au préalable le choix des séismes de calcul, des lois de comportement utilisées, ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et les critères de sécurité à respecter.

IV.3 Calcul des actions sismiques (méthode statique équivalente) : Calcul de la force sismique totale

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque Niveau $\ll i \gg$:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation $\psi = 0.2$

Détermination des paramètres du spectre de calcul :

Selon RPA2024 Article 4.2 (

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} (2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3}) \right] & \text{si: } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si: } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si: } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.15)$$

$\frac{S_{ad}}{g} (T)$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,

Q_f : Facteur de qualité cf. § 3.6

R : Coefficient de comportement de la structure - Tableau (3.17)

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

A ; Actions sismiques - Tableau (3.17)

I : Coefficients d'importance - Tableau (3.10)

S : Paramètres décrivant les spectres de réponse élastique - Tableau (3.3)

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (06) zones de séismicité croissantes, définies sur la carte des zones de séismicité :

- ZONE 0 : séismicité Très faible
- ZONE I : séismicité Faible.
- ZONE II : séismicité Faible à Moyenne
- ZONE III : séismicité Moyenne
- ZONE IV : séismicité Moyenne à Elevée
- ZONE V et VI : séismicité Elevée.

Classification de bâtiments selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage

Relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : Bâtiments d'importance vitale.
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : Ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe d'usage 2 : puisque - Bâtiments d'habitations hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents et à partir de RPA2024 on obtient

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A	Mw	T_s (sec)			
				S_1	S_2	S_3	S_4
0	Très faible	-	-	-	-	-	-
I	Faible	0.07	4.5	2.5	3.0	4.0	5.0
II	Faible à moyenne	0.10	5.0	3.5	4.0	5.0	6.0
III	Moyenne	0.15	5.5	4.5	5.0	6.5	8.0
IV	Moyenne à élevée	0.20	6.0	6.0	6.5	8.5	11.0
V	Elevée	0.25	6.3	7.0	8.0	10.5	13.0
VI	Elevée	0.30	6.5	8.5	9.5	12.0	15.0

Tableau IV.1 Valeur de la magnitude et la duree de la phase

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Tableau IV.2 Valeur du coefficient d'importance

Coefficient du comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 3.17 RPA2024 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.6 du RPA2024

Dans notre structure, on a un système de contreventement constitué par des voiles. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 4.5^b$

Coefficient (b) sont référence aux trois catégories de pondérations pour calculer le facteur de qualité

Facteur de qualité :

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

La redondance et la géométrie des éléments qui constituent la structure,

La régularité en plan et en élévation,

La valeur de Q_F est déterminée par l'équation. (3.23) :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

ou :

- P_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère(q)	P _q		
		Observé	N/observé	Condition
(b)	1-Regularité en plan	0	0.05	N/Observe
	2-Regularité en élévation	0	0.20	Observe
	2-Redondance en plan	0	0.05	Observe

Tableau IV.3 Critères de qualité

Alors à partir de tableau on trouve : $Q_F = 1.05$

Classification du site :

Selon le RPA2024 Art 3,2. Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés Mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S2).

Périodes caractéristiques (T₁ - T₂)

Caractéristiques associées à la catégorie de site RPA2024 - Tableau 3.3 :

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T1(s)	T2(s)	T3(s)
Site : S2	1.20	0.10	0.50	2.0

**Tableau IV. 4 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1
(Zones IV, V et VI)**

Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA 2024

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules

Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau. (4.4). C_T : 0.05

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N=21.42\text{m}$

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \cdot (21.42)^{3/4} = 0.497$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.55\text{s}$$

On a comparé les 2 périodes pour estimer la période T_0 selon le tableau 4.4

Cas	Période utilisé
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau IV.5 Valeur de la période (T_0)

Pour notre cas

Sens X

$$T_{\text{calcul}} \leq 1.3T_{\text{empirique}} \quad 0.65\text{s} \leq 0.65\text{s}$$

Période utilisé : $T_0 = T_{\text{calcul}}$ $T_0 = 0.65\text{s}$

Sens Y

$$T_{\text{calcul}} \leq 1.3T_{\text{empirique}} \quad 0.54\text{s} \leq 0.65\text{s}$$

Période utilisé : $T_0 = T_{\text{calcul}}$ $T_0 = 0.45\text{s}$

Poids de la structure :

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT

Nom	Masse [KN]
Etage 1	4145.42
Etage 2	4145.42
Etage 3	4145.42
Etage 4	4145.42
Etage 5	4145.42
Etage 6	4145.42
Etage 7	4145.42
Total	29017.94

Tableau IV.6 Poids de la structure

Nombre de modes à considérer :

D'après RPA2024 (Art : 4.3.3) :

- a) Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

*La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au-moins, de la masse totale de la structure.

*Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Représentations des résultats de la méthode statique équivalente.

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition finale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Variante finale :

la disposition des voiles représentée sur la figure ci-dessous sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

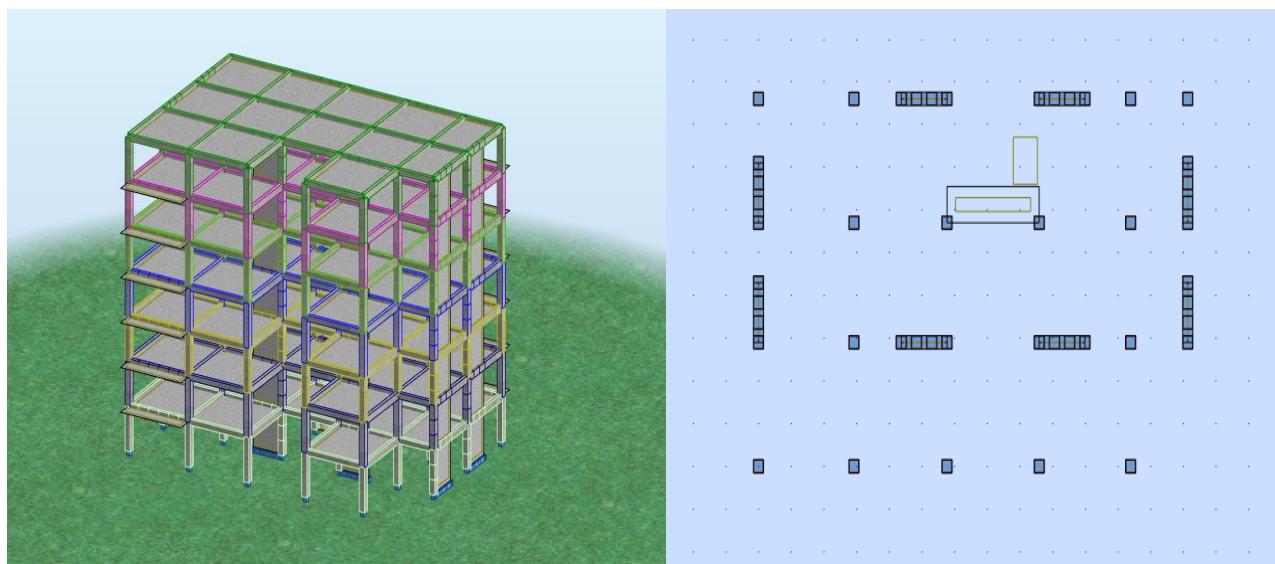
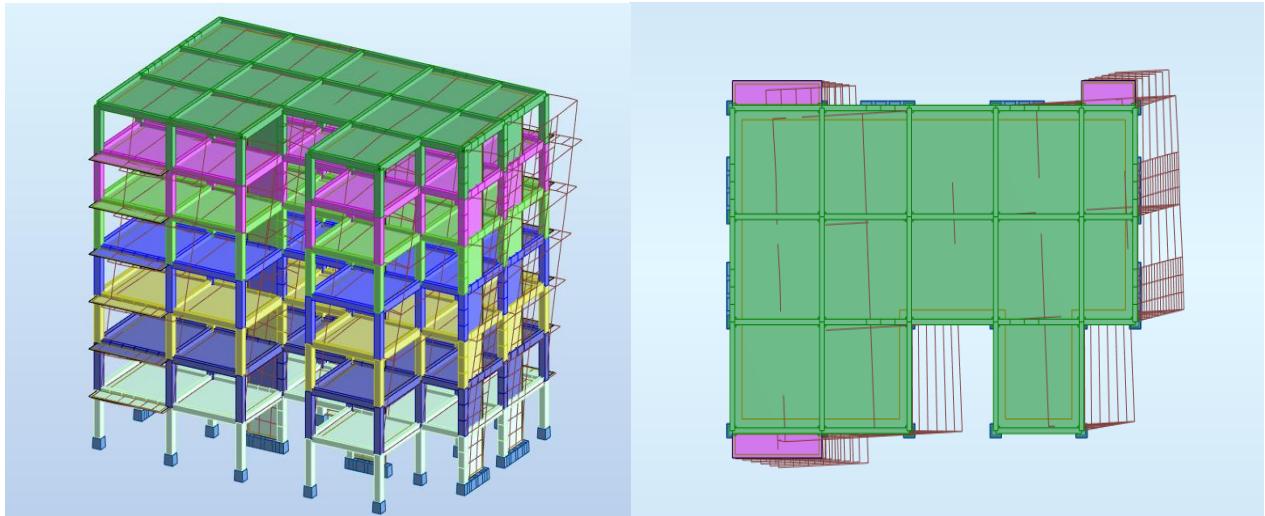


Figure IV.4 Modèle final

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période	Mass. Cumulées UX [%]	Mass. Cumulées UY [%]	Mass Modale UX [%]	Mass. Modale UY [%]
1	0.65	69.93	0.05	69.93	0.05
2	0.54	70.09	72.28	0.16	72.23
3	0.43	71.76	73.72	1.67	1.44
4	0.17	87.29	73.75	15.52	0.03
5	0.15	87.34	88.14	0.05	14.39
6	0.12	87.63	88.32	0.29	0.19
7	0.09	92.08	88.33	4.45	0.00
8	0.08	92.20	88.33	0.12	0.00
9	0.08	92.23	88.33	0.03	0.00
10	0.08	92.24	88.33	0.01	0.00
11	0.07	92.44	88.70	0.20	0.37
12	0.07	92.45	93.99	0.01	5.29
13	0.07	92.61	94.01	0.16	0.03
14	0.07	92.78	94.05	0.17	0.04
15	0.07	92.79	94.05	0.01	0.00

Tableau IV.7 Périodes et facteurs de la participation massique modale



Les schémas des trois premiers modes de vibration :

Figure IV.5 Premier mode de vibration Translation. Vue 3D et vue en plan (T1=0.65s)

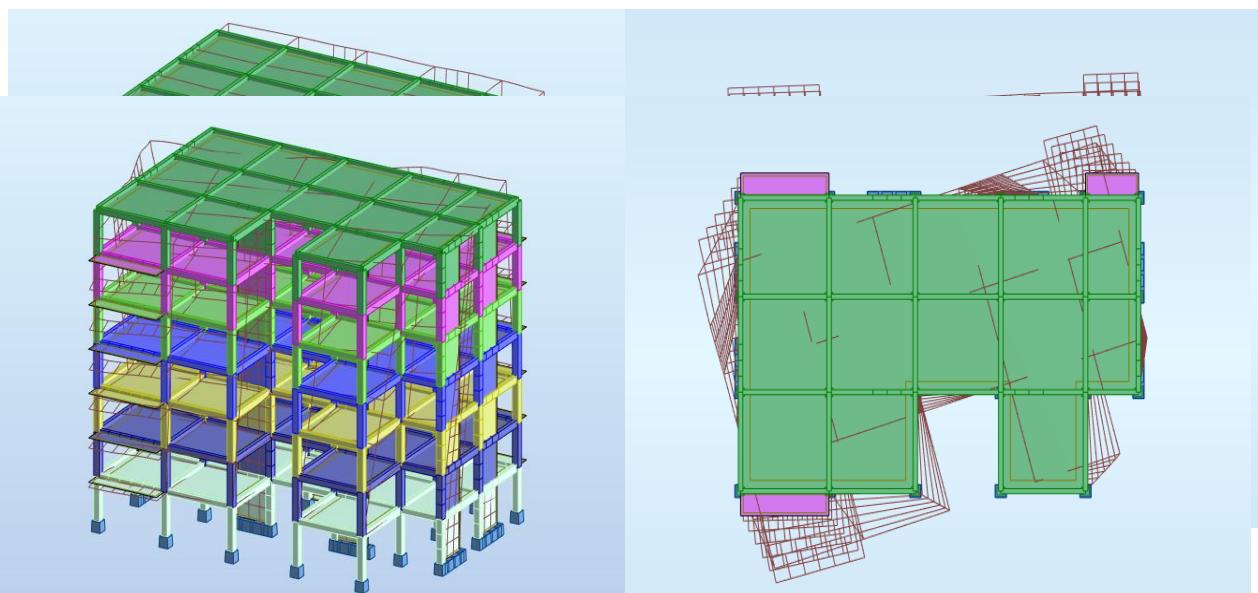
Figure IV.6 Deuxième mode de vibration Translation. Vue 3D et vue en plan. (T2=0,54s)

Figure IV.7 Troisième mode de vibration Torsion. Vue 3D et vue en plan. (T3=0,43s)

Sens X

Spectre de calcul :

$$T_2 \leq T_0 < T_3, \quad 0.5s \leq 0.65s < 2s$$



$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.30 \times 1 \times 1.20 \times \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] \times \left[\frac{0.50}{0.65} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.162$$

Calcul de la force sismique totale

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Poids total de la structure W=29017.94KN a parlé de ROBOT

$$V = 0.85 \times 0.162 \times 29017.94$$

$$V = 3995.7 \text{ KN}$$

Sens-Y

Spectre de calcul :

$$T_2 \leq T_0 < T_3, \quad 0.5s \leq 0.54s < 2s$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.30 \times 1 \times 1.20 \times \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] \times \left[\frac{0.50}{0.54} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.194$$

Calcul de la force sismique totale

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Poids total de la structure W=29017.94KN à partir de ROBOT

$$V = 0.85 \times 0.210 \times 29017.94$$

$$V = 4758.06 \text{ KN}$$

Vérification :

$$0.8 * V_{\text{statique}} < E_X (V_{\text{dynamique}})$$

$$0.8 * V_{\text{statique}} = 3196.62 < E_X (V_{\text{dynamique}}) = 3483.47 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$0.8 * V_{\text{statique}} < E_Y (V_{\text{dynamique}})$$

$$0.8 * V_{\text{statique}} = 3828.05 < E_Y (V_{\text{dynamique}}) = 4331 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base, V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les équations : (4.7) & (4.8) RPA2024:

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

La force concentrée F_t , au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: ($F_t = 0.07T_0.V$), où (T_0) est la période fondamentale de la structure (T: unité en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas (0.25V) et sera prise égale à (0 pour $T_0 \leq 0.7s$).

La partie restante de V, soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant :

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

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_t

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j, respectivement.

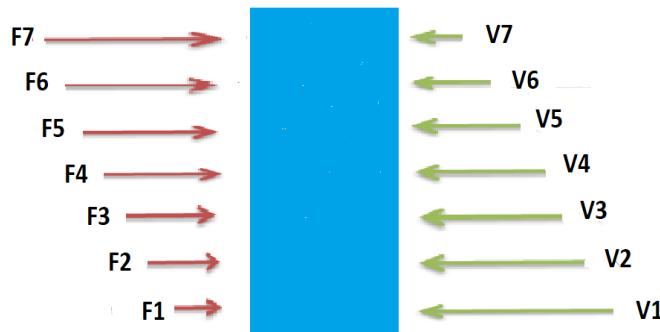


Figure IV.8 Distribution de la résultante des forces sismiques

Tableau des forces sismiques

Etage	V_x	V_y	F_x	F_y
1	3483.47	4330.91	96.95	116.05
2	3386.52	4214.86	237.19	277.03
3	3149.33	3937.83	347.81	418
4	2801.52	3519.83	447.1	548.24
5	2354.42	2971.59	562.88	718.65
6	1791.54	2252.94	744.47	961.82
7	1047.07	1291.12	1047.07	1291.12

Tableau IV.8 Forces sismiques

IV.4 Vérification au Renversement :

Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai.

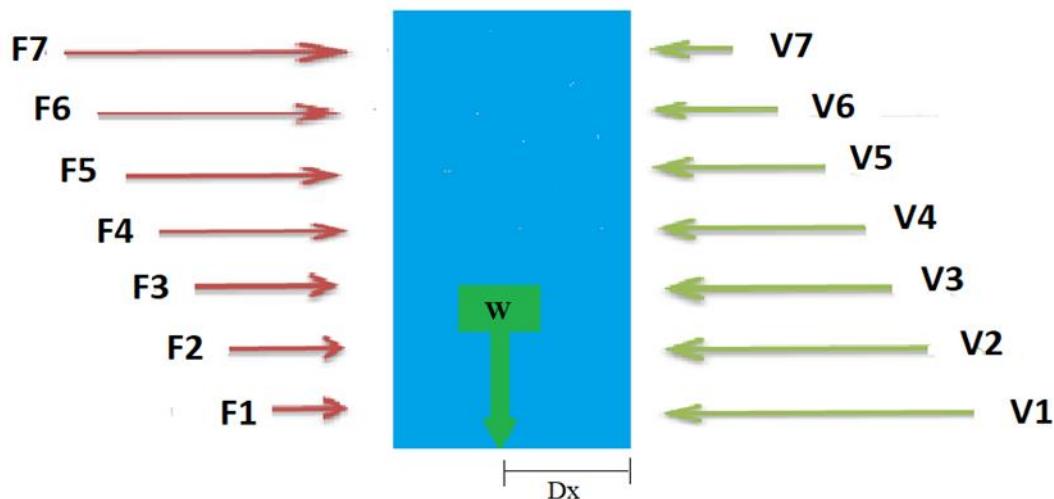


Figure IV.9 Schéma de renversement

Vérification Salon Art. 5.5 RPA2024

$$Ms = Wad \quad Mr = \sum Fi \times hi \quad K = Ms/Mr \geq 1.3$$

Avec

Ms : Moment stabilisant

W : Poids total de la structure

Dx : Position de l'axe

Mr : Moment de renversement

Sens X

ETAGE	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	96.95	3.06	29017.97	12.74	296.667	369688.9378
2	237.19	6.12			1451.6028	
3	347.81	9.18			3192.8958	
4	447.1	12.24			5472.504	
5	562.88	15.3			8612.064	
6	744.47	18.36			13668.4692	
7	1047.07	21.42			22428.2394	
SOMME				55122.4422	OK	

Tableau IV.9 Vérification de renversement Sens X

Sens-Y

ETAGE	Fy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	116.05	3.06	29017.97	9.42	355.113	273349.2774
2	277.03	6.12			1695.4236	
3	418	9.18			3837.24	
4	548.24	12.24			6710.4576	
5	718.65	15.3			10995.345	
6	961.82	18.36			17659.0152	
7	1291.12	21.42			27655.7904	
				SOMME	68908.3848	OK

Tableau IV.10 Vérification de renversement Sens Y
IV.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

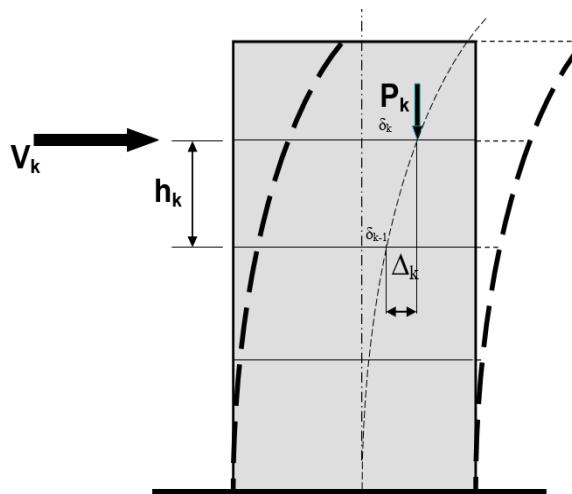
Selon ART 5.9 de RPA2024. Les effets P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Δ_k : défini comme

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

P_k ; Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau << k>>


Figure IV.10 Effet P-Δ

Direction Y ;

Etage	P(KN)	R/Q_f	Δy(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification θ≤0.1
1	-29017.97	4.29	0.43	4330.91	3.06	0.0013	OK
2	-24627.56	4.29	0.86	4214.86	3.06	0.0028	OK
3	-20528.77	4.29	0.86	3937.83	3.06	0.0029	OK
4	-16429.98	4.29	0.86	3519.83	3.06	0.0033	OK
5	-12331.20	4.29	1.29	2971.59	3.06	0.0059	OK
6	-8232.41	4.29	1.29	2252.94	3.06	0.0077	OK
7	-4138.56	4.29	1.29	1291.12	3.06	0.0135	OK

Tableau IV.11 Vérification l'effet P-Δ Direction Y

Direction X ;

Etage	P(KN)	R/Q_f	Δx(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification θ≤0.1
1	-29017.97	4.29	0.43	3483.47	3.06	0.0017	OK
2	-24627.56	4.29	1.29	3386.52	3.06	0.0051	OK
3	-20528.77	4.29	1.71	3149.33	3.06	0.0074	OK
4	-16429.98	4.29	1.71	2801.52	3.06	0.0083	OK
5	-12331.20	4.29	1.71	2354.42	3.06	0.0099	OK
6	-8232.41	4.29	1.71	1791.54	3.06	0.0130	OK
7	-4138.56	4.29	1.71	1047.07	3.06	0.0222	OK

Tableau IV.12 Vérification l'effet P-Δ Direction X

IV.6 Calcule de déplacement : ART4.5.2 RPA2024

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon l'équation suivante

$$\delta_k = \frac{R}{Q_f} \delta_{ek}$$

δ_{ek} ; Déplacements élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R ; Coefficient de comportement.

Q_f : Coefficient de qualité.

IV.7 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages ;

IV.7.1 Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous,

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Tableau IV.13 Valeur limite de déplacement inter étage

		Direction X				Direction X			
Etage	H (m)	R/Q_f	Δ_x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition X	R/Q_f	Δ_y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition Y
1	3.06	4.29	0.43	4.59	OK	4.29	0.43	4.59	OK
2	3.06	4.29	1.29	4.59	OK	4.29	0.86	4.59	OK
3	3.06	4.29	1.71	4.59	OK	4.29	0.86	4.59	OK
4	3.06	4.29	1.71	4.59	OK	4.29	0.86	4.59	OK
5	3.06	4.29	1.71	4.59	OK	4.29	1.29	4.59	OK
6	3.06	4.29	1.71	4.59	OK	4.29	1.29	4.59	OK
7	3.06	4.29	1.71	4.59	OK	4.29	1.29	4.59	OK

Tablue IV.14 Justification de non-effondrement

IV.7.2 Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous,

$$V_A \cdot \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure

$$V_A \cdot \Delta_k \leq 0.015 h_k$$

Direction X

Etage	H (m)	R/Q_f	Δ_x(cm)	$V_k \cdot \Delta_k$	$\bar{\Delta}_k$(cm)	Condition X
1	3.06	4.29	0.43	0.21	2.30	OK
2	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK
3	3.06	4.29	1.29	0.64	2.30	OK
4	3.06	4.29	1.29	0.64	2.30	OK
5	3.06	4.29	1.71	0.86	2.30	OK
6	3.06	4.29	1.71	0.86	2.30	OK
7	3.06	4.29	1.29	0.64	2.30	OK

Tableau IV.15 Justification de limitation des dommages Direction X

Direction Y

Etage	H (m)	R/Q_f	Δ_y(cm)	$V_k \cdot \Delta_k$	$\bar{\Delta}_k$(cm)	Condition Y
1	3.06	4.29	0.43	0.21	2.30	OK
2	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK
3	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK
4	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK
5	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK
6	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK
7	3.06	4.29	0.86	0.43	2.30	OK

Table IV.16 Justification de limitation des dommages Direction Y

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Ferraillage des poteaux :

V.1.1. Introduction :

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

V.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

	Béton			Acier (FE 400)		
Situation	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	σ_b	γ_s	$Fe(\text{MPa})$	σ_s
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentel	1.2	25	17.2	1	400	400

Tableau V.1 Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

Evaluation de l'effort normal réduit :

$$\nu_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

ν_d : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : Section du Poteaux

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

$N_d = 2128.57 \text{ KN}$

$B_c = 50 \times 50 = 448000 \text{ mm}^2$

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

$$\nu_d = \frac{2128.57}{2500 \times 25} \times 10^2 = 0.34 \leq 0.35$$

V.1.3. Combinaisons d'actions :

➤ **Selon BAEL 91 :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$ (N_{\max} ; M_{cor})
- ELS : $G + Q$ (N_{\max} ; M_{cor})

➤ **Selon RPA 2024 ART 5.2.1**

- $G + \psi Q + E_1$ (M_{\max} ; N_{cor})
- $G + \psi Q + E_2$ (N_{\min} ; M_{cor})

Avec

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et
 $E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$

$$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$$

V.1.4. Sollicitations des poteaux :

	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
Cas n1	ELU (1.35G+1.5Q) (Nmax ; Mcor)	2699.12	3.26
Cas n2	ELA (G+ Ψ Q+E ₁) (Mmax ; Ncor)	120.80	-190.66
Cas n3	ELA (G+ Ψ Q+E ₂) (Nmin ; Mcor)	14.92	143.29
Cas n4	ELS (G+Q) (Nmax ; Mcor)	1963.72	2.37

Tableau V.2 Sollicitation des poteaux

V.1.5. Armatures longitudinales

Cas N°1 ELU (1.35G+1.5Q)

ELU

$$N_{max}=2699.12 \text{ KN} \quad M_{cor}=3.26 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e=e_1+e_2$$

$$e_1=e_0+e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.26}{2699.12} = 0.0012m = 0.12cm$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max(2cm; 1.2cm) = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.12 + 2 = 2.12cm$$

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.141m$$

$$Si \frac{L_f}{h} < \max(15; \frac{20 \times e_1}{h})$$

h : Hauteur de la section du poteau

$$\frac{2.141}{0.50} < \max(15; \frac{20 \times 0.00212}{0.50})$$

$$4.282 < \max(15; 0.08) = 15 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.141}{0.50} = 14.83 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2(14.83/35)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f}{10^4 \times h} (2 + a\emptyset)$$

\emptyset : Généralement on prend ($\emptyset=2$).

$$e_2 = \frac{3 \times L_f}{10^4 \times h} (2 + a\emptyset) = \frac{3 \times 2.14}{10^4 \times 50} (1 + 0.82 \times 2) = 0.47$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.12 + 0.47 = 2.59 \text{ cm}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 2699.12 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\max} \times e = 2699.12 \times 0.0259 = 69.91 \text{ KN.m} = 69910 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 541.91 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 69.91 + 2699.12 \times \left(0.47 - \frac{0.5}{2} \right) = 663.71 \text{ KN.M}$$

$$B = 2699.12(0.47 - 0.03) - 663.71 = 523. \text{ KN.M}$$

$$A = 541.91 \text{ KN.m} > B = 523. \text{ KN.M}$$

$A > B$ Donc La section sera partiellement comprimée.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{663.71}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{663710}{14.2 \times 50 \times 47^2} = 0.0345$$

$$\mu = 0.0345 < \mu l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.982$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{663710}{348 \times 0.970 \times 47} = 43.93 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 43.93 - \frac{2699.12 \times 10^3}{100 \times 348} = -33.63 \text{ cm}^2$$

Puisque A est négative, il faut prévoir des armatures minimales.

ELS :

Compression simple, donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

Cas N°2 Combinaison (G+ψQ+E₁)

ELU

$$M_{max} = 190.66 \text{ KN.m} \quad N_{cor} = 120.80 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{190.66}{120.80} = 1.57 \text{ m} = 157 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 157 + 2 = 159 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.47$$

$$e = e_1 + e_2 = 159 + 0.47 = 159.47 \text{ cm} = 1.5947 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{min} = 120.80 \text{ KN}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{min} \times e = 120.80 \times 1.5947 = 192.64 \text{ KN.m} = 192640 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.50 \times 18.5 \times 10^3$$

$$A = 666.925 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 192.64 + 120.80 \times \left(0.47 - \frac{0.5}{2} \right) = 219.21 \text{ KN.M}$$

$$B = 120.80(0.47 - 0.03) - 219.21 = 166.058 \text{ KN.M}$$

Donc : La section est partiellement tendue.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 17.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\text{Mu}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{192640}{17.2 \times 50 \times 47^2} = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.123$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.951$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{192640}{400 \times 0.951 \times 47} = 11.25 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 11.25 - \frac{120.80 \times 10^3}{100 \times 348} = 7.84 \text{ cm}^2$$

ELS :

Compression simple, donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

Cas N°3 Combinaison (G+ψQ+E₁)

ELU

$$M_{max} = 143.29 \text{ KN.m} \quad N_{cor} = 14.92 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{143.29}{14.92} = 9.60 \text{ m} = 960 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 960 + 2 = 962 \text{ cm}$$

$$e_2 = 0.47$$

$$e = e_1 + e_2 = 159 + 0.47 = 962.47 \text{ cm} = 9.6247 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{min}=14.92 \text{ KN}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{min} \times e = 14.92 \times 9.6247 = 143.6 \text{ KN.m} = 143600 \text{ N.m}$$

$$A = 666.925 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 143.6 + 14.92 \times \left(0.47 - \frac{0.5}{2} \right) = 146.88 \text{ KN.M}$$

$$B = 14.92(0.47 - 0.03) - 146.88 = -140.31 \text{ KN.M}$$

Donc : La section est partiellement tendue.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 17.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{143600}{17.2 \times 50 \times 47^2} = 0.07$$

$$\mu = 0.07 < \mu l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.091$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.963$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{143600}{400 \times 0.963 \times 47} = 8.28 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures à la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 8.28 - \frac{14.92 \times 10^3}{100 \times 400} = 7.9 \text{ cm}^2$$

ELS :

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

Vérification des sections selon le RPA2024

Le RPA2024 exige une section minimale :

$$A_{s min} = 1\% (b \cdot h) \text{ (zone VI).}$$

$$A_{s min} = 1\% (b \cdot h) = 0.01 \times 50 \times 50 = 25 \text{ cm}^2.$$

Leur pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 8\% (b \times h) = 0.08 \times 50 \times 50 = 200 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 ART A.4.2 :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 50 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 2.83$$

Section	A_{st1} (cm ²)	A_{st2} (cm ²)	A_{st3} (cm ²)	A_{st4} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix	A_{cor} (cm ²)
50 × 50	0	7.84	7.9	0	25	2.83	25	4HA20+8HA16	28.56

Tableau V.3 Ferraillage de poteaux

V.1.6. Armatures Transversales :

D'après Le RPA2024 les armatures transversales sont calculées selon la formule suivante

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

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

t : espacement des armatures transversales.

Dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varphi \right)$$

Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{b_0}{3}; 10cm; 60\varphi \right)$$

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

b_0 : dimension minimale du noyau béton

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75 \quad A_t \geq 0.3\%tb_1 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

ALORES

Dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 0.15 \times 84930}{0.50 \times 400}$$

Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 0.10 \times 84930}{0.50 \times 400}$$

Zone	Tmax (KN)	ρ_a	t (cm)	At calcul (cm ²)	At choisie (cm ²)
ZN	84.93	3.75	10	1.59	4φ10 = 3.14
ZC			15	2.38	4φ10 = 3.14

Tableau V.4 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux.

Longueur de recouvrement : (RPA2024)

$$L_r = 60\varphi_L = 90 \text{ cm.}$$

Détermination de la zone nodale :

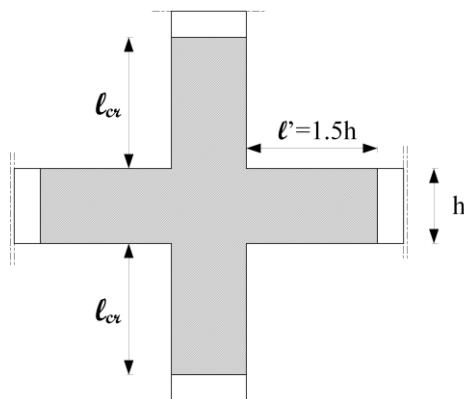


Figure V.1.Schéma de la zone nodale

$$l_{cr} = \max(1.5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 60 \text{ cm})$$

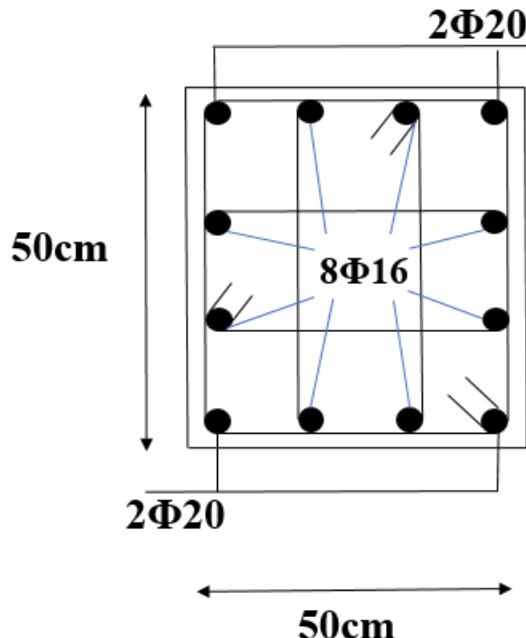
$$l_{cr} = \max(75; 42.67; 60) = 75 \text{ cm}$$

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau

l_{cl} : la longueur libre du poteau

$$l' = 1.5h = 75 \text{ cm}$$

V.1.7.Ferraillage des poteaux :



FigureV.2 Ferraillage des poteaux

V.2. Ferraillage de la poutre :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des structures horizontales qui ont pour fonction de relayer les charges des dalles aux poteaux. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

V.2.2. Combinaisons d'actions :

➤ **Selon BAEL 91 :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

➤ **Selon RPA 2024 ART 5.2.1**

- $G + \psi Q + E_1$
- $G + \psi Q + E_2$

	PP		PS	
	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)
ELU	192.23	88.59	62.52	43.82
ACC	208.53	89.72	157.47	78.73
ELS	139.40	84.22	44.80	31.08

Tableau V.5.Sollicitations du moment de flexion des poutres.

Recommandations des règlements : (RPA2024)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60Ø (zone VI).
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Méthode de calcul :

D’après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d}$$

ELS :

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \text{Avec} \quad \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutre Principale : $A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 47 \times 2.1 \div 400 = 1.70 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1 \div 400 = 1.34 \text{ cm}^2$.

Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

Poutre Principale : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$.

Pourcentage RPA 2024

Poutre Principale : $A_{\min} \geq 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A_{\min} \geq 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

V.2.3. Ferraillage longitudinal :

V.2.3.1. Poutre principale (30×50) :

Éléments	Position	A_{cal} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	$A_{\text{s adopté}}$ (cm^2)	Choix
Appuis	ELU	13.3	7.5	1.70	1.5	13.3	3HA20+3HA14
	ELA	12.2					
Travées	ELU	5.7				8.29	3HA16+2HA14
	ELA	3.5					

Tableau V.6 Armatures longitudinales de la poutre principale

V.2.3.2. Poutre secondaire (30×40) :

Éléments	Position	A_{cal} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	$A_{\text{s adopté}}$ (cm^2)	Choix
Appuis	ELU	5.2	6	1.20	1.34	12.06	6HA16
	ELA	12.01					
Travées	ELU	3.5				6	3HA16
	ELA	5.6					

Tableau V.7 Armatures longitudinales de la poutre secondaire

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Elements	T _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u
PP	186.91	1.41	4.35	c.v
PS	69.58	1.11	4.35	c.v

Tableau V.8 Vérification des contraintes de cisaillement des poutres.

V.2.4. Ferraillage transversal :

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA2024 (7.5.2) :

Le diamètre φ_t des armatures, à haute adhérence, de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm

La quantile d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0.003Sb$$

- $S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17.5; 6\varphi_l \right)$ Dans les zones critiques

Avec :

φ_t: Diamètre des armatures de confinement.

φ_l: Diamètre minimal des barres longitudinales.

- $S' \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodal

Avec :

$$S' = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) \text{ Si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

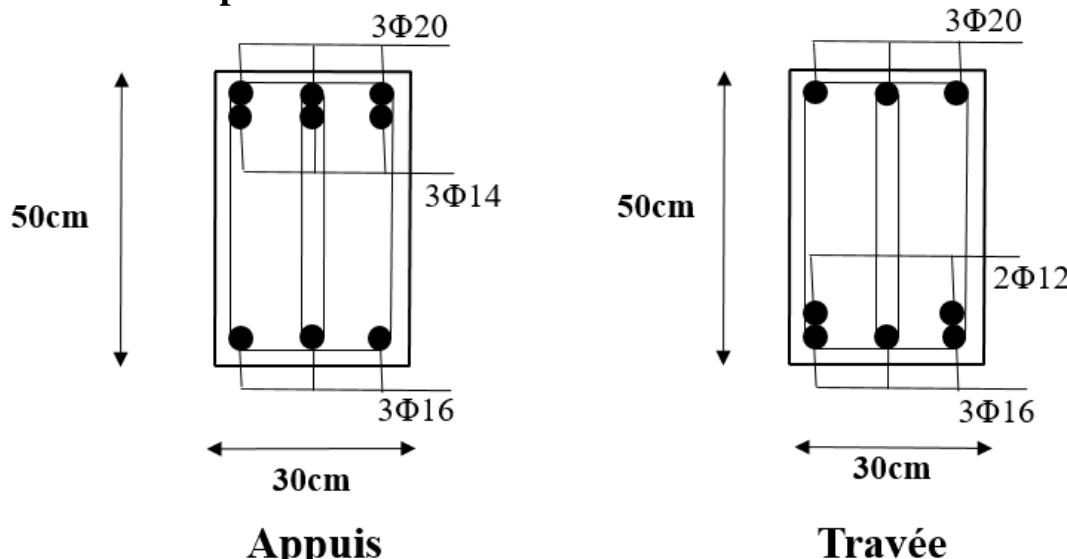
Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Elements	RPA 2024			S _t et A _t adopté		
	S _t (zc) (cm)	S _t (zn) (cm)	A _t (cm ²)	S _t (zn) (cm)	S _t (zc) (cm)	A _t (cm ²)
PP	25	15	1.48	15	10	4φ8=2.01
PS	20	10	1.14	15	10	4φ8=2.01

Tableau V.9 Armatures transversales

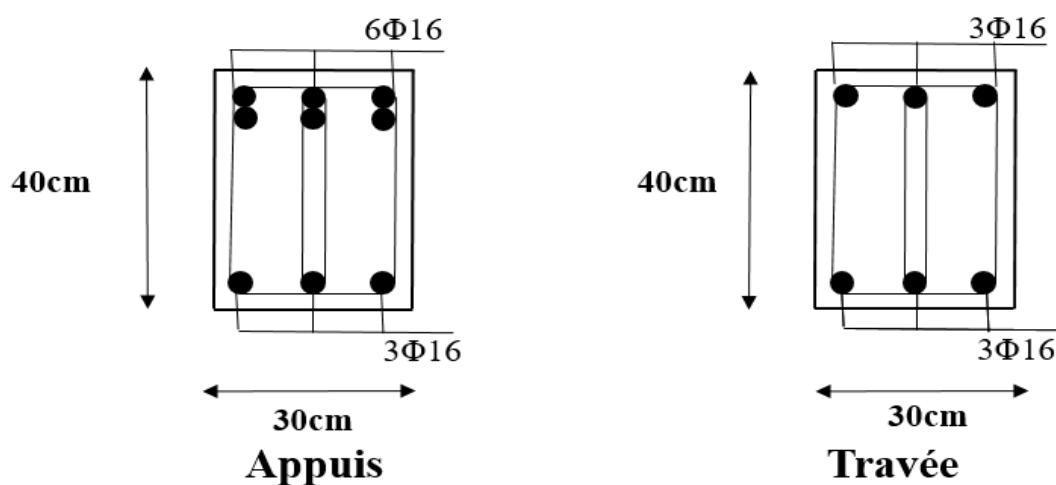
V.3.7.Ferraillage de la poutre :

Poutre Principale :



FigureV.3 Ferraillage de la poutre principale

Poutre Secondaire :



FigureV.4 Ferraillage de la poutre secondaire

V.3. Etude des Voiles :

V.3.1. Evaluation de l'effort normal réduit :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

v_d : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : Section du Voile en

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

$N_d = 1026.58 \text{ KN}$

$$B_c = 2800 \times 160 = 448000 \text{ mm}^2$$

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

$$v_d = \frac{1026.56}{448000 \times 25} \times 10^3 = 0.09 \leq 0.40$$

V.3.2. Evaluation du diagramme du moment de calcul :

Les voiles élancés correspondent à ($\frac{h_w}{l_w} > 2$) le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$h_w = 21.42 \text{ m} \quad l_w = 2.8 \text{ m} \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{21.42}{2.80} > 2$$

Donc le voile est élancé.

V.3.3. Evaluation de la hauteur h_{cr} de la zone critique :

$$h_{cr} = \max \left(l_w; \frac{h_w}{6} \right) \quad (7.22)$$

Et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \times h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.23)$$

$$l_w = 2.80 \text{ m} \quad h_e = 3.06 \text{ m} \quad h_w = 21.42 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \max \left(l_w; \frac{h_w}{6} \right) \max(2.80; 3.53) = 3.53 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 5.6 \\ 6.12 \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 3.53 \text{ m} < 5.6 \text{ m} \rightarrow h_{cr} = 3.53 \text{ m}$$

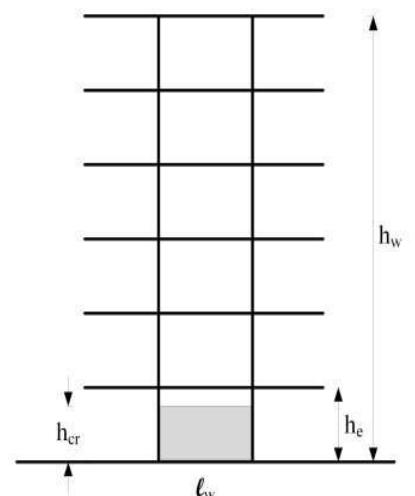
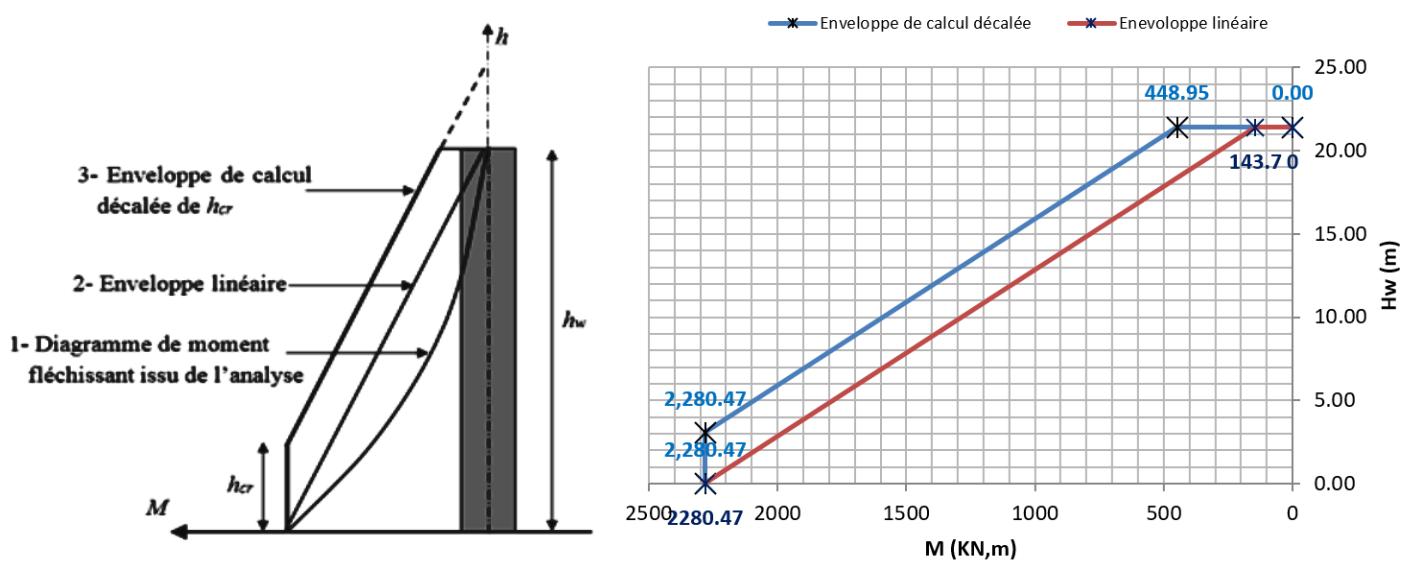


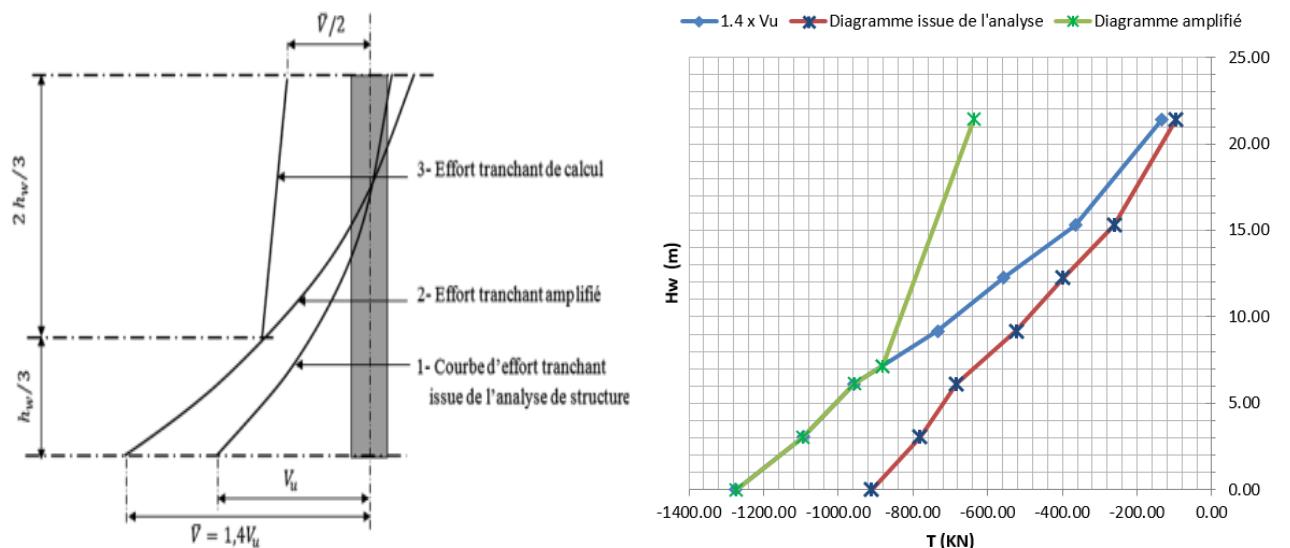
Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

Enveloppe de diagramme du moment fléchissant :



FigureV.5 diagramme du moment

V.3.4. Enveloppe de diagramme de l'effort Tranchant :



FigureV.6 diagramme de l'effort tranchant

V.3.5.Dimensionnement de l'élément de rive :

Conditions géométriques :

- Longueur confinée (l_c) :

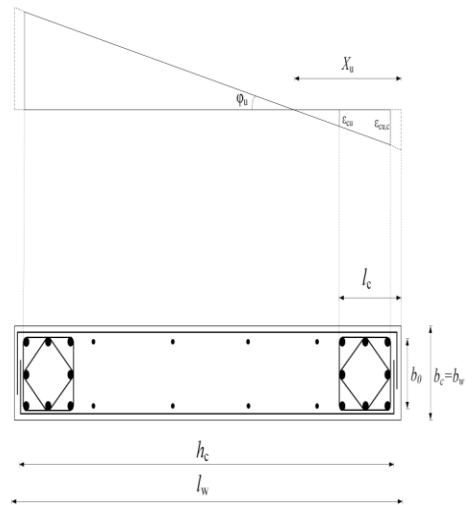
$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

l_w : Longueur du voile

b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15 \times 2.8; 1.5 \times 0.16)$$

$l_c \geq 0.42m$ On adopte $l_c=0.42m$



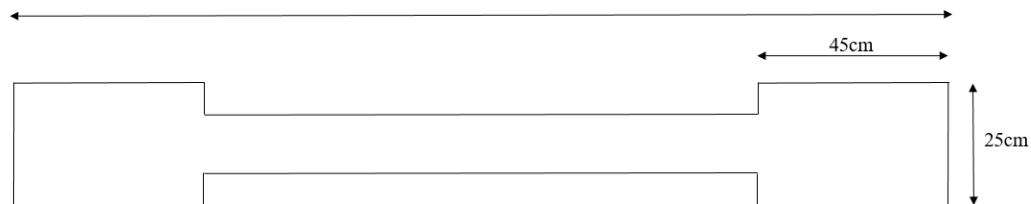
FigureV.7 Schéma de l'élément de rive

- Longueur confinée (b_c)

$$l_c = 0.45 \leq \max(0.2l_w; 2b_w) = \max(0.56; 0.32) = 0.56$$

$$b_c = 25cm \geq \frac{h_e}{15} = \frac{306}{15} = 20.4cm$$

LW=280cm



FigureV.8 Dimensions du voile

Calcul du ferraillage

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_{max}=2280.47\text{KN.m} \quad N_{cor}=1026.58 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2280.47}{1026.58} = 2.22 \text{ m} = 222 \text{ cm}$$

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.\sigma_b = (0.337 \times 3.06 - 0.81 \times 0.02) \times 0.16 \times 2.80 \times 18.5 \times 10^3$$

$$A = 8412.48 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - c') + M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2280.47 + 1026.58 \times \left(278 - \frac{280}{2} \right) = 3697.15 \text{ KN.M}$$

$$B = 120.80(0.47 - 0.03) + 219.21 = 6809.51 \text{ KN.M}$$

Donc : La section est partiellement tendue.

Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 17.2 \text{ MPa}$$

$$Ma = N_u(d - c') + M_{ua} = 3697.15 + 1026.58 \times \left(278 - \frac{280}{2} \right) = 5112.45$$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5112.45}{17.2 \times 16 \times 278^2} = 0.240$$

$$\mu = 0.240 < \mu l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.348$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.872$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5112450}{400 \times 0.872 \times 278} = 52.72 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 52.72 - \frac{1026.52}{100 \times 400} = 27.057 \text{ cm}^2$$

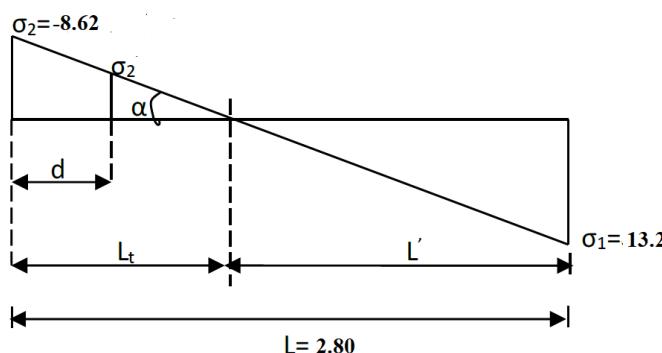
$$A_s = 27.057 \text{ cm}^2$$

Armature verticale minimale :

L'élément le plus sollicitée (Voile du RDC) :

$$M_{max} = 2280.47 \text{ KN.m}$$

$$N_{cor} = 1026.38 \text{ KN.}$$



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}V = \frac{1026.38 \times 10^{-3}}{0.16} + \frac{2280.47 \times 10^{-3}}{0.29} \times 1.4 = 13.2 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I}V = \frac{1026.38 \times 10^{-3}}{0.16} - \frac{2280.47 \times 10^{-3}}{0.29} \times 1.4 = -8.62 \text{ MPa} < 0$$

$$L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.10m$$

$$L' = L - Lt = 2.8 - 1.10 = 1.70m$$

$$\text{Alors } A_{min}^{RPA} = 0.005 \times Lt \times a = 0.005 \times 110 \times 16 = 8.8cm^2$$

V.3.6.Ferraillage de l'âme :

V.3.6.1.Aciers verticaux :

Diamètre minimal :

$$8mm \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8mm \leq \phi_{max} \leq 20mm$$

Choix $\phi = 12mm$

Espacement maximal :

$$S_{t\ max} \leq \min(250mm; 25\phi_{min})$$

$$S_{t\ max} \leq \min(250mm; 300mm)$$

$$S_{t\ max} = 25cm$$

S_t adopté = 15cm

SOIT 2 × 12HA12

V.3.6.2.Aciers horizontaux :

Résistance à l'effort tranchant :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

S : espacement des cours d'armatures transversales

\bar{V} : Effort tranchant de calcul,

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

F_e = 400 MPa; z = 235 cm; S = 15 cm, V = 910.64 KN

$$\bar{V} = 1.4 \times V = 1.4 \times 910.64 = 1247.9KN$$

$$A_h \geq \frac{S \times \bar{V}}{z \times f_e} = \frac{15 \times 1247.9}{235 \times 400} \times 10 = 1.99cm^2$$

$$A_h = 2HA12 = 2.26cm^2$$

V.3.7.Ferraillage des éléments de rive :

V.3.7.1.Pourcentage minimal longitudinal :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$A_{v\ min} \geq 0.5\%(l_c \times b_c) = 0.005(42 \times 25) = 5.25cm^2$$

Espacement vertical des armatures de confinement (St) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 12.5cm; 6\phi_t \right) \text{ avec } \phi_t \geq 12mm$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{25}{3}; 12.5cm; 6 \times 12 \right)$$

$$S_t \leq 7.2 \quad S_t = 7mm$$

Section minimale des armatures de confinement :

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.09 \times S \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0.3 \times S \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

b_0 : Représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive

(A_g/A_c) : Représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

S ; Espacement vertical armatures confinement

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.09 \times 5 \times 16 \times \frac{25}{400} \\ 0.3 \times 5 \times 16 \times \left(\frac{25 \times 45}{23 \times 43} - 1 \right) \times \frac{25}{400} \end{cases}$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.70 \\ 0.32 \end{cases} \quad A_t \geq 0.70 \text{ SOIT } 2 \times 2HA8 \text{ (2 cadre)}$$

Ferraillage final du voile :

Pour le ferraillage final, choisir l'armature minimale selon le RPA

Pour le Rive (zone d'about) Soit 8HA12 pour seul Face St=7cm

Pour le Lame (zone courante) Soit 15HA12 pour seul Face St=15cm

V.3.8. Vérification de la condition de ductilité locale

Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive, $l_{c.calul}$ est comparé avec la longueur critique choisie $l_c=65$ cm

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armateur de confinement } f_{yd}}{\text{volume de noyau en beton } f_{cd}}$$

$$\text{Avec: } \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \cdot \frac{1.20}{1.00} = 19.2$$

$$A_{s1} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 12^2}{4} = 113.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s = n_b A_{s1} = 16 \times 113.04 = 1808.64$$

$$A_f = b_0 h_0 = (b_c - (d_w + 2 \cdot e)) \cdot (h_c - (d_{bw} + 2 \cdot e))$$

$$A_f = (250 - (8 + 2 \times 20)) \cdot (450 - (8 + 2 \times 20)) = 81204$$

Donc :

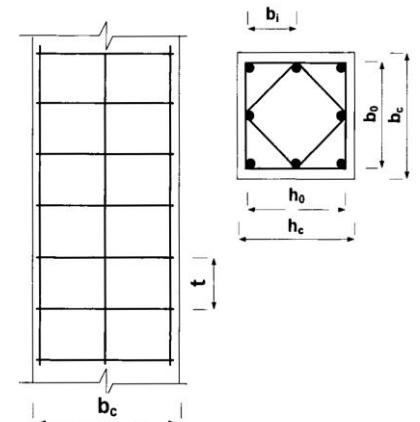
$$\omega_{wd} = \frac{1808.64}{81204} \times 19.2 = 0.32 > 0.12$$

Calcul α

α : Coefficient d'efficacité du confinement, égal à ($\alpha_n \cdot \alpha_s$), avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2 \times h_0} \right) \end{cases}$$

n : Nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingle ;
 b_i : distance entre des barres maintenues consécutives
 b_0, h_0, t : grandeurs géométriques



FigureV.9 détails d'armatures longitudinales

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_n = 1 - \frac{2 \times (5 \times 100^2 + 3 \times 100^2)}{6 \times 246 \times 410} = 0.73 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{100}{246}\right) \left(1 - \frac{100}{2 \times 410}\right) = 0.52 \end{array} \right.$$

Donc $\alpha = 0.73 \times 0.52 = 0.38$

$$\alpha \times \omega_{wd} = 0.38 \times 0.32 = 0.12$$

Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes de voile

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2 \cdot l_c)b_c} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_{s1} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 12^2}{4} = 113.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s = n_b A_{s1} = 20 \times 113.04 = 2260.8 \text{ mm}^2$$

$$\omega_v = \frac{2260.8}{(2800 - 2 \times 420) \times 250} \times 19.2 = 0.08$$

A_{sv} : section de ferraillage correspondant à la section de l'ame du voile

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

Calcul du coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ

Le coefficient de ductilité en courbure (μ_ϕ) peut être déterminé selon l'équation (7.36), en fonction de la période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/QF) et du rapport (MED/MRD).

On a $T_0=0.65$ s; $T_2=0.50$ s; $R=4.5$; $Q_f=1.05$; $Med=2280.47$ KN.m, et $MRD=4880$ KN.m

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & . si T_0 > T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} & si T_0 < T_2 \end{cases}$$

$$\mu_\phi = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4.5}{1.05} \cdot \frac{2280.47}{4880} \right) - 1 = 3 \text{ pour } T_0 > T_2$$

Calcul de la déformation à la limite élastique de la valeur d'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{20000} = 0.002$$

Donc

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.12 > 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0.12 > 30 \times 3 \times (0.09 + 0.08) \times 0.002 \frac{250}{246} - 0.035 = 0.034$$

Calcul de la position de l'axe neutre

$$\chi_u = (v_d + w_v) \times \frac{l_w b_c}{b_0}$$

$$\chi_u = (0.09 + 0.08) \times \frac{2800 \times 250}{242} = 491.73 \text{ mm}$$

Calcul de la limite à la rupture

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.32 = 0.0355$$

Calcul de la longueur comprimée des parties de rive $l_{c,calcul}$

$$l_{calcul} = \chi_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right)$$

$$l_{calcul} = 491.53 \left(1 - \frac{0.0035}{0.0355} \right) = 443.07 \text{ mm}$$

V.3.9.Ferraillage final du voile

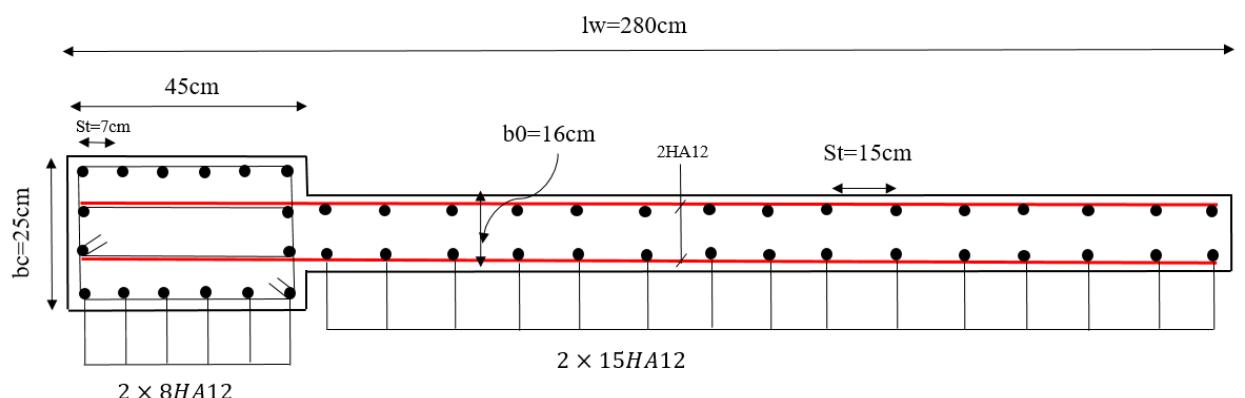


Figure V.9 Schéma du ferraillage du voile

Chapitre VI

Etude de Fondations

IV.1.Introduction :

Les fondations d'une structure sont formées par les éléments de l'ouvrage en contact avec le sol, sur lequel elles transfèrent les charges de la superstructure. Elles représentent ainsi un élément crucial de l'ouvrage, car une conception et une exécution adéquates garantissent la stabilité de l'ensemble.

IV.2.Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

IV.2.Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- Nature et l'homogénéité du bon sol.
- Capacité portante du terrain de fondation.
- Raison économique.
- Facilité de réalisation.

IV.3.Combinaisons d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferraillage.
- Accidentelle ($G+\Psi Q\pm1.4E_1$; $G+\Psi Q\pm1.4E_2$) pour la vérification.

IV.4.Présentation du rapport de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la Zone VI les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$ pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S2 selon le RPA 2024 (meuble).
- Anchorage des fondations : $d = 1.5 \text{ m}$.

IV.5.Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

S_s / S_b < 50 % c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

S_s / S_b > 50 % c'est-à-dire : il-y a un radié général comme type de fondations.

S_b : Surface totale du bâtiment.

S_s : Surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et des voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 32250.66 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{32250.66}{200} = 161.25 \text{ m}^2$$

S semelles = A × B (semelle carrée A = B)

$$A^2 = 161.25 \text{ m}^2 \quad A = 12.69m$$

$$S_{semelle}^{total} = n \times A = 23 \times 12.69 = 291.87 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : S_b = 399.29 m²

Vérification

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{291.87}{399.25} = 0.73 = 73\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, Pour cela on a opté pour un **radier général** comme type de fondations.

IV.7.Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

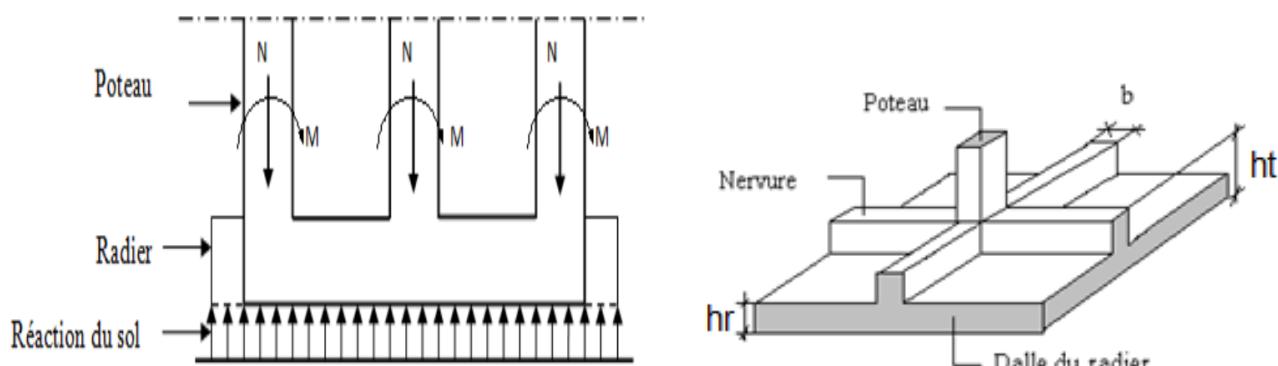


Figure VI.1 : Schéma représentant la semelle du radier.

IV.7.1.Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

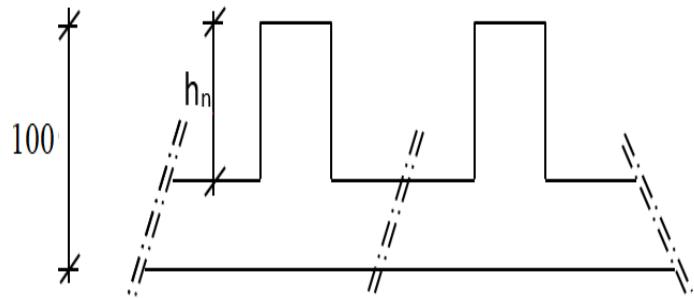
Condition forfaitaire :

$$\text{Dalle : } h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$$L_{\max} = 5.85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } h > 29.25 \text{ cm}$$



$$\text{Nervure : } h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Figure VI.2 Dimension de radier

$$\text{Donc : } h > 58.5 \text{ cm.}$$

Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

Condition de rigidité :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi L_e}{2}$$

E : Module d'élasticité du béton E=3182093 t/mm²

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à (K=4100 t/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 5.85 \text{ m} , \quad E = 3182093 \text{ t/m}^2 , \quad K = 4100 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.896 \text{ m}$$

Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (100 \text{ cm}, 25 \text{ cm}, 50 \text{ cm})$$

On prend : hr = 100 cm.

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 60 \text{ cm}$ Pour le nervure

$h = 40 \text{ cm}$ Dalle de radier

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

Détermination des efforts :

$$\text{ELU} : N_u = 44231.11 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = 32250.66 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{44231.11}{200} = 221.15 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32250.66}{200} = 161.25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 399.29 \text{ m}^2 > \max(S_1; S_2) = 221.15 \text{ m}^2$$

Calcul du débord D :

$$D \geq \text{Max}(h_r / 2 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Où} : h_r = 100 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max}(50 ; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

$D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 399.25 + 0.5 \times 2(26.30 + 17.20) = 422.75 \text{ m}^2$$

Poids du radier :

$$G = (422.75 \times 0.90 \times 25) = 8931.80 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 69722.36 + 1.35 (8931.80) = 81780.29 \text{ KN}$$

$$N_s = 51138.48 + 6698.82 = 58395.57 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}. \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \text{ h} = 100 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} \Rightarrow T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{44231.11}{422.75} \times \frac{5.85}{2} = 306.03$$

$$\tau_u = \frac{306.03 \times 10^3}{1000 \times 900} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7.2.Ferraillage du radier :

IV.7.2.1.Méthodes de calcul :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau VI.1 : Résumé des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91.

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable

IV.7.2.2.Evaluation des charges :

Poids du radier :

ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} \times 1ml = \frac{44231.11}{422.75} = 104.62 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} \times 1ml = \frac{32250.66}{422.75} = 76.28 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.00×5.30) m².

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.35}{5.3} = 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{L'ELU : } v = 0 ; q_u = 104.62 \text{ KN/ml} \quad \mu_x = 0.0368 \quad \mu_y = 1$$

$$\text{L'ELS : } v = 0.2 ; q_{ser} = 76.28 \text{ KN/ml} \quad \mu_x = 0.0441 \quad \mu_y = 1$$

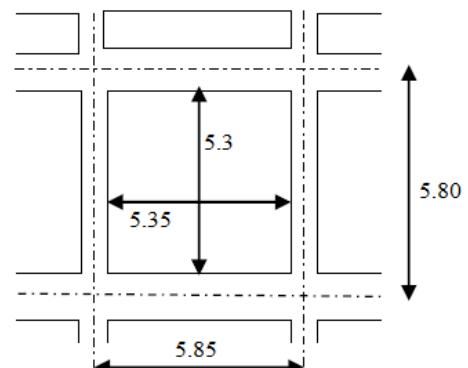


Figure VI.3 Dimension de la dalle du radier

VI.7.2.3. Calcul des moments fléchissant :

Résultats des moments

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	Max KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	May KN.m
ELU	0.0368	110.19	93.66	33.057	1.0000	110.19	93.66	33.057
ELS	0.0441	95.35	81.04	28.6	1.0000	95.35	81.04	28.6

Tableau VI.2 : Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

VI.7.2.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{ELU : } \bar{\sigma}_s = 348 \quad \bar{\sigma}_b = 14.2$$

$$\text{ELS: } \bar{\sigma}_s = 0.6f_{c28} = 15MPa \quad BAEL 91 \qquad \qquad \text{FE400}$$

$$\sigma_s = \min\left\{\left(\frac{2}{3}\right)f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$$

$$\sigma_s = \min\left\{\left(\frac{2}{3}\right)400; 110\sqrt{16 \times 2.1}\right\} \quad \sigma_s = 201.63MPa$$

$$b = 100cm \quad \emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi}{2} = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm} \quad d_y = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 29 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)

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

Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{min}^t = 0.1\%(b \cdot h)$$

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
	Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
M (KN.m)	33.057	93.66	33.057	93.66	28.60	81.04	28.60	81.04
As (cm ² /mℓ)	4.4	6.8	4.4	6.8	4.4	6.2	4.4	6.2
A _{s min} (cm ² /mℓ)	3.985	3.985	3.502	3.502	3.985	3.985	3.502	3.502
A ¹ _{min} (cm ² /mℓ)	4	4	4	4	4	4	4	4

Tableau VI.3 Récapitulatif des résultats d'armatures du radier (ELU et ELS).

	sens (x-x)		sens (y-y)		
	Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée
Le choix	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _{s adp} (cm ² /mℓ)	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	20	20	20	20	20

Tableau VI.4 Armatures finales

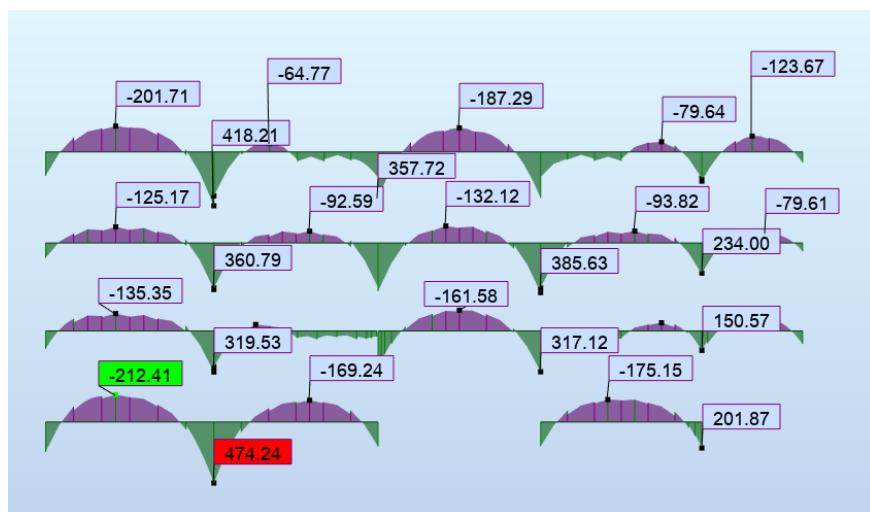
IV.7.3.Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

b = 50 cm; c = 5 cm.

h = 60 cm; d = 54 cm.

Sens X



ELU

Figure VI.4 Diagramme du moment à ELU M(KN.m)

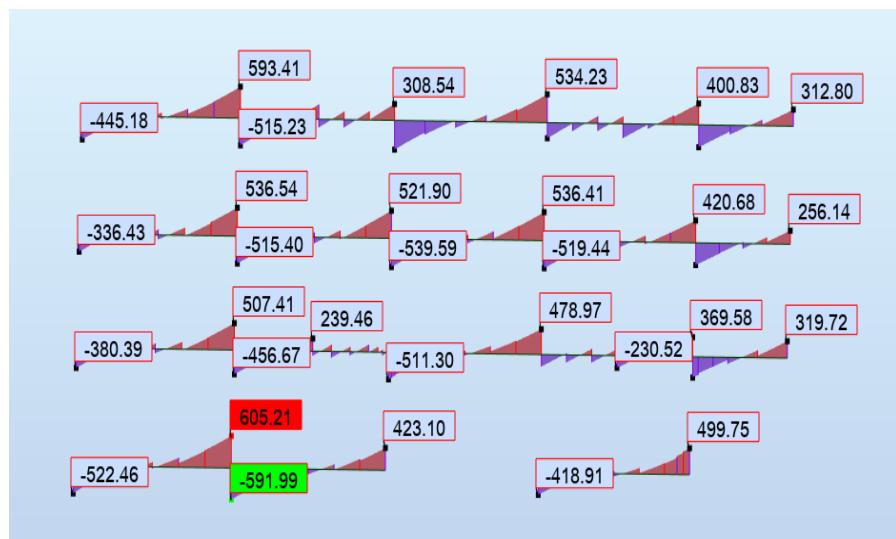
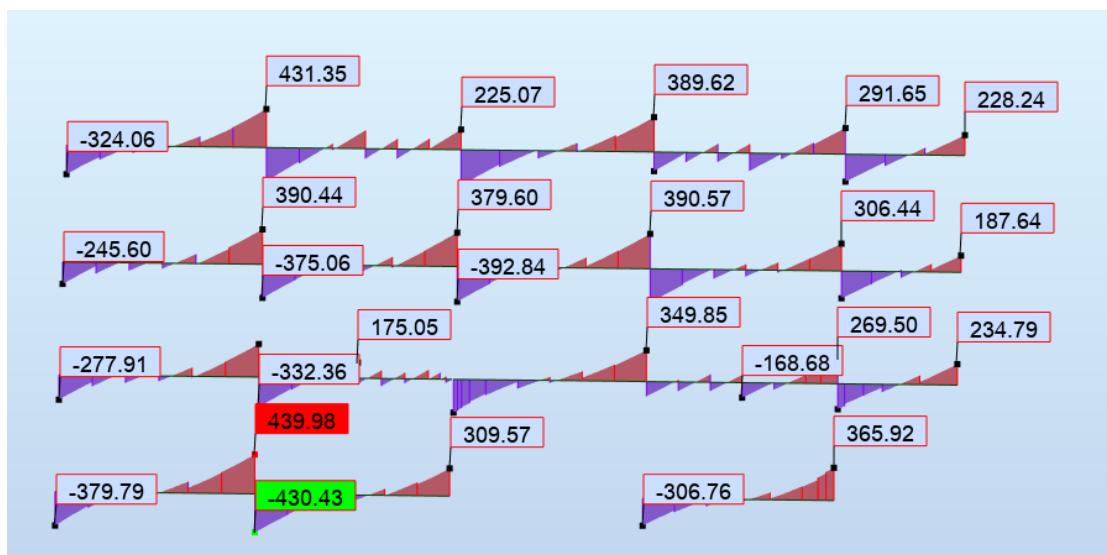
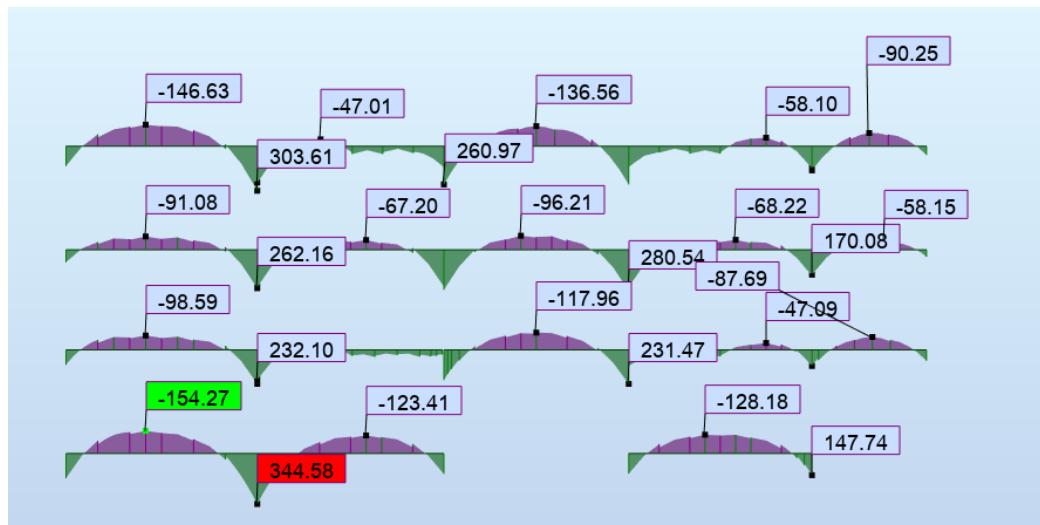


Figure VI.5 Diagramme de l'effort tranchant A ELU T(KN)



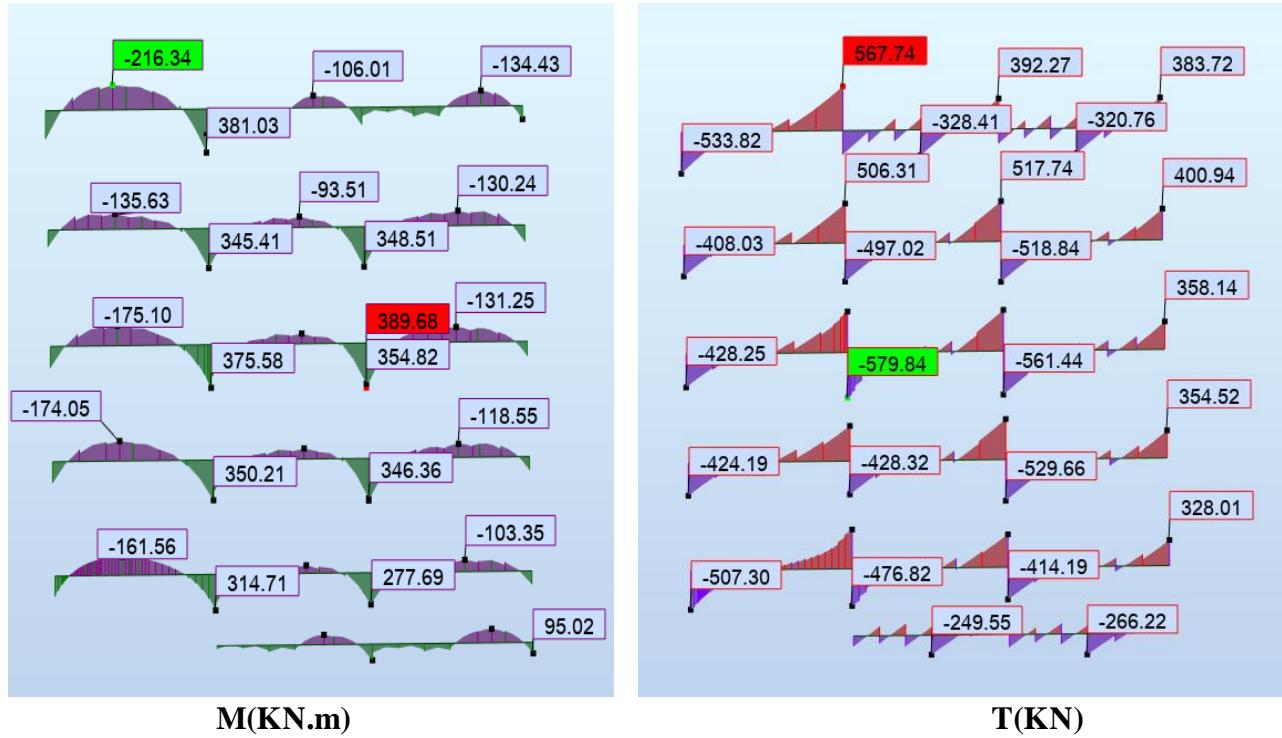
ELS

Figure VI.6 Diagramme du moment à ELS M(KN.m)

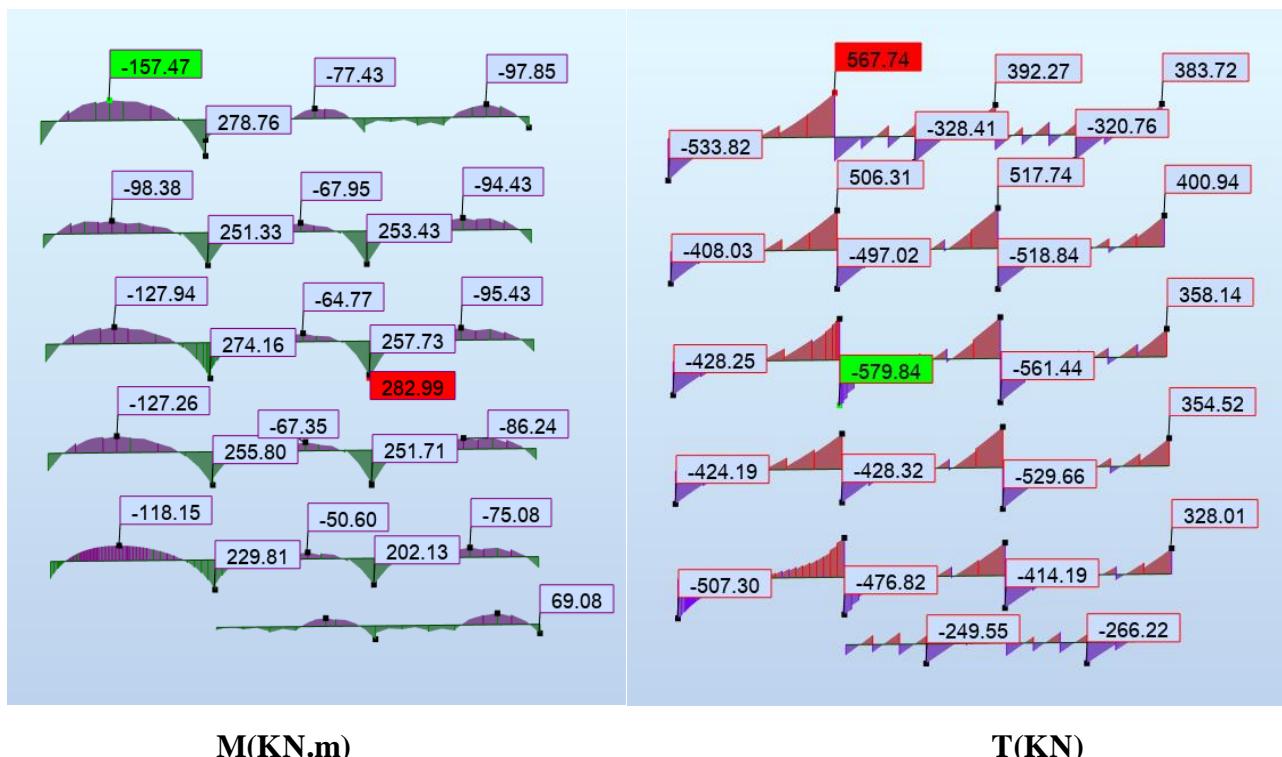
Figure VI.7 Diagramme de l'effort tranchant à ELS T(KN)

Sens-Y

ELU



ELS



Nous résumons les résultats maximaux comme suit :

$$ELU \begin{cases} (X - X): M_t = 212.04 KN.m; M_a = 474.24 KN.m \\ (Y - Y): M_t = 216.34 KN.m; M_a = 398.68 KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X): M_t = 154.27 KN.m; M_a = 344.56 KN.m \\ (Y - Y): M_t = 157.47 KN.m; M_a = 282.99 KN.m \end{cases}$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 50 \times 54 \times 2.1 \div 400 = 13.04 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 50 \times 60 = 3 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage RPA 2024

$$A_{\min} \geq 0,005 \times 50 \times 60 = 15 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage de la nervure à l'ELU :

ELU	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appuis	Sur travée	Sur appuis	Sur travée
Mu	474.24	212.04	398.68	216.34
Acal	28.4	11.7	23.3	11.9
As min	15	15	15	15
Choix de barre	4HA25+4HA20	4HA25	4HA20+4HA20	4HA25
A adopté	32.30	19.63	25.13	19.63

Tableau VI.5 Ferraillage de la nervure à l'ELU

Ferraillage de la nervure à l'ELS :

ELS	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appuis	Sur travée	Sur appuis	Sur travée
Ms	344.56	154.28	282.99	157.47
Acal	19.15	8.4	15.9	8.6
Asmin	15	15	15	15
Choix de barre	4HA25	4HA25	4HA25	4HA25
A adopté	19.63	19.63	19.63	19.63

Tableau VI.6 Ferraillage de la nervure à l'ELS

VI.7.4. Etude du débord du radier :

VI.7.4.1 Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

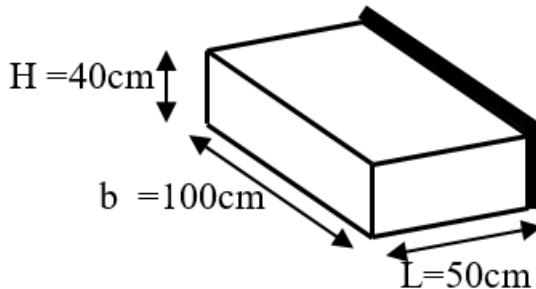


Figure VI.10: Vue en 3D du débord.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)	q_u KN/m	q_s KN/m
100	40	42	50	310.96	216.3

Tableau VI.7 dimensions et charges du radier

Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times 100 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1 \div 400 = 5.51 \text{ cm}^2.$$

	M(KN.m)	A_s(cm²)	A_{Smin}(cm²)	A_{BAEL}(cm²)	A_{max}(cm²)
ELU	38.87	2.50	5.51	10	10
ELS	27.03	2.99	5.51	10	10

Tableau VI.8 Récapitulatif des résultats du ferraillage du débord du radier.

Donc on choisit $A = 10 = 6HA16 / m\ell$ avec un espacement **15 cm**.

VI.7.4.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 310.96 \times 0.5 = 155.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \frac{155.48 \times 10^3}{1000 \times 420} = 0.369 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.369 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa...C.V.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI..7.4.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 6HA10 = 4.71 cm² avec un espacement 15 cm.

IV.8.Ferraillage final

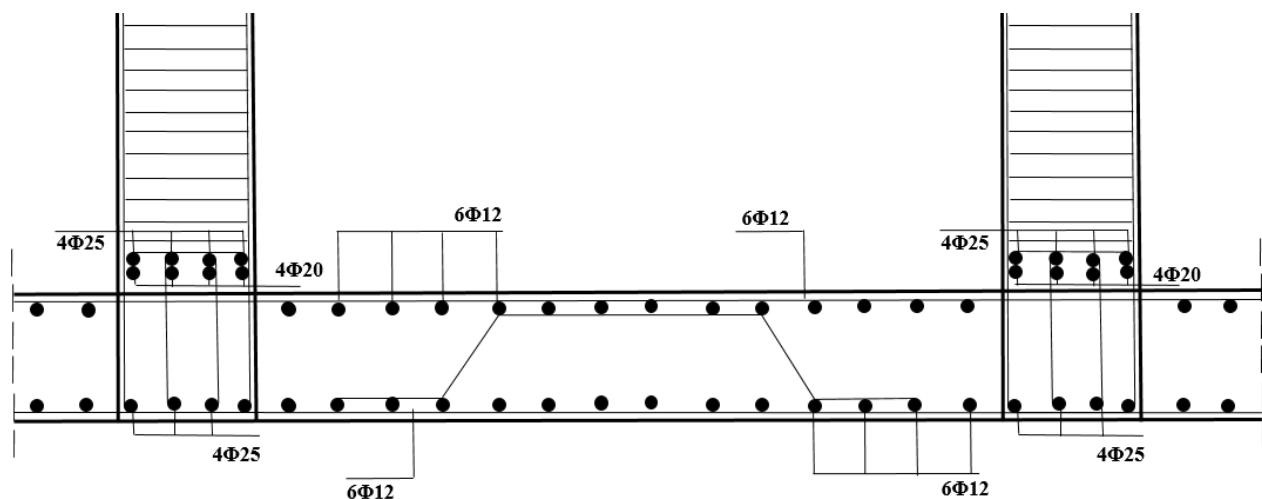


Figure VI.11: Schéma du ferraillage du radier.

Nervure Sens X

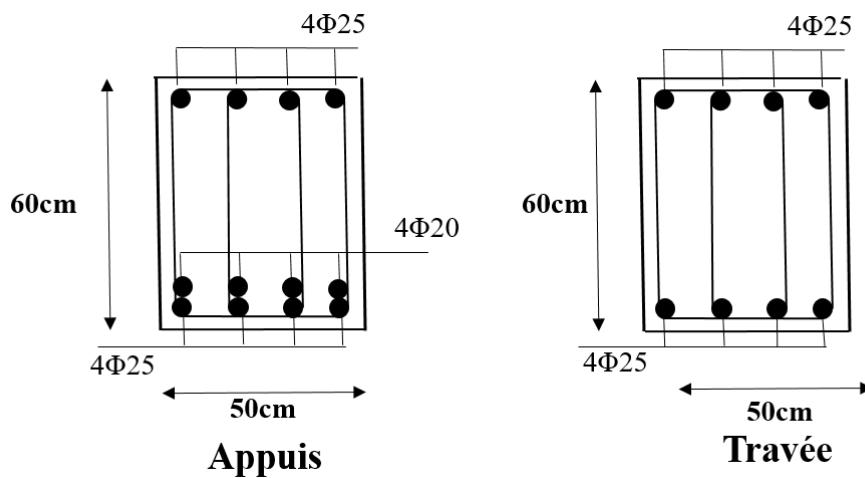


Figure VI.12 : Schéma du ferraillage du Nervure Sens X

Nervure Sens Y

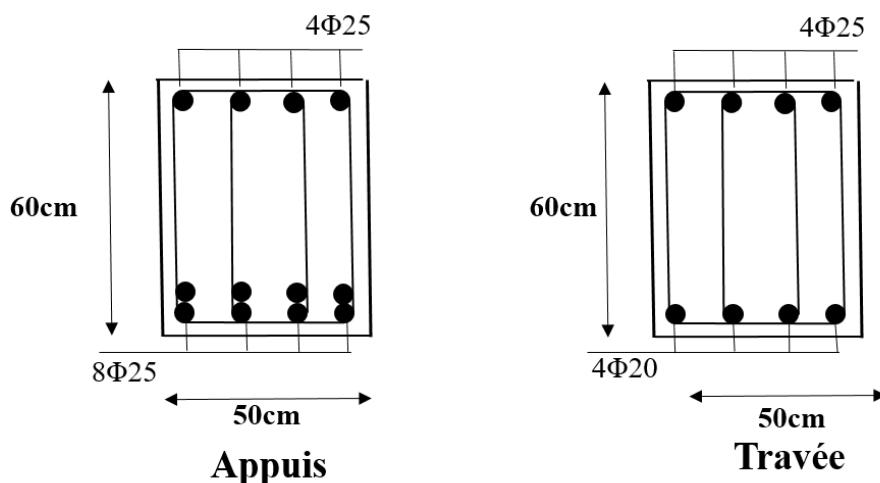


Figure VI.13 : Schéma du ferraillage du Nervure Sent Y

Conclusion générale

La présente étude nous a offert l'opportunité de consolider et d'approfondir nos connaissances relatives aux différentes étapes de calcul d'une structure, en nous appuyant principalement sur le logiciel de calcul « Robot Structural Analysis Professional », ainsi que sur les normes et réglementations en vigueur dans le domaine du bâtiment, régissant les principes de conception et de dimensionnement des ouvrages.

Dans le cadre de ce travail, nous avons privilégié l'utilisation des logiciels spécialisés dans le but d'automatiser, autant que possible, les procédures de calculs. Cette approche nous a permis de consacrer davantage de temps à l'analyse critique, à la réflexion conceptuelle et à l'optimisation des choix techniques.

Il convient toutefois de souligner que les outils de calculs, bien qu'indispensables, ne permettent pas à eux seuls de résoudre l'ensemble des problématiques rencontrées. Le recours au raisonnement logique, à l'esprit d'analyse et au discernement propre à l'ingénieur s'est avéré essentiel pour aboutir à des solutions structurelles pertinentes et adaptées aux exigences du projet.

Le travail présenté constitue ainsi l'aboutissement de cinq années de formation, et nous a permis de mobiliser l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre cursus universitaire, dans un cadre pratique et professionnalisant.

Nous formulons enfin l'espérance que cette modeste contribution pourra servir de support utile aux futures promotions, en tant que référence pédagogique comportant un socle d'informations essentielles à la conduite d'études similaires.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements :

- Règlement parasismique algérienne **RPA2024**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91 modifié99**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional 2024 (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

Microsoft Office :

- EXCEL (Calcul).
- WORD (Traitement du texte).

RPA 2024 Integrator :

Pour ajouter Le Spectre de calcule sur le Robot.

Robot Expert et Sacotec :

Pour Calculer et vérifier le ferraillage.