

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA – BOUMERDES**

**Faculté de Technologie**



**Mémoire de fin d'étude En vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

**Filière : Génie civil.**

**Spécialité : Structures**

## **THEME**

**Influence des dispositions des voiles sur un  
comportement d'un bâtiment en R+5+sous-sol  
contreventé par des voiles porteurs**

Réalisé par :

**MAREF Sara**

**MERAH Zineb**

Suivi par :

**Mme KAB Amel**

**Promo 2024**



# Remerciements

Nous tenons à remercier en première, le bon dieu de nous avoir donné la fois, la force et le courage pour réaliser ce travail dans de bonnes conditions.

Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier vivement tous ceux qui ont contribué de près et de loin à sa réalisation, espérons qu'il sera utile pour les étudiants à venir.

Nous exprimons nos vifs remerciements à Mme KAB AMEL notre promotrice pour sa patience, sa disponibilité et ses conseils constructifs.

Un merci tout particulier à l'ingénieur AGGAD NAZIM pour avoir partagé généreusement son expérience et son savoir-faire. Grâce à lui, nous avons atteint nos objectifs et beaucoup appris.

Nous remercions tous les enseignants et le personnel Administratifs de département Génie Civil.

Nous tenons également à remercier les membres des jurys qui ont accepté de participer à l'évaluation de ce travail.



## Dédicace

À chaque fois qu'on achève une étape dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais.

Tout au long de ma vie, j'ai été entourée de personnes qui m'ont donné le meilleur d'elles-mêmes. Je crois qu'aujourd'hui, il est temps de leur dédier, du fond du cœur, cet humble travail, qui est l'accomplissement de longues années d'études. En premier lieu :

À l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir. Que Dieu te garde dans son vaste paradis, à toi, mon père Aïssa.

À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur : maman que j'adore, Baya.

À ma chère sœur Asma, qui n'a pas cessé de me conseiller, de m'encourager et de me soutenir tout au long de mes études.

À mes chers frères Rafik, Midou et Minou, qui m'ont chaleureusement soutenue et encouragée tout au long de mon parcours.

À ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour.

Sans oublier ma chère binôme Zineb pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

SARA



# Dédicace

J'ai le plaisir de dédier ce travail à:

À mes chers parents Omar et Souade, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

À mes chers frères Mouhamed et Zakaria, et ma sœur Hadjer pour leurs encouragements permanents, et leur soutien morale.

À mes cousines Meriem, Warda, Bouchra, Marwa, Roumaïssa, Lina et Ines, ma copine Nesma et à toute ma famille pour l'amour qu'ils me réservent.

Toutes les personnes qui me reconnaissent et qui m'ont aidé et contribué à la réalisation de ce travail.

À ma chère amie avant qu'elle ne soit mon binôme Sara, pour sa patience, sa compréhension et ses supports dans les moments difficiles.

ZINEB

# Résumé

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un sous-sol (parking), d'un rez-de-chaussée, et de cinq étages qui contiennent des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de BOUMERDES, classé en zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ETABS V9.7.0).

L'objectif de ce travail est de voir l'influence de changement de la disposition de voile et leur importance au comportement dynamique et assurer la stabilité et la résistance structurelle.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99 et RPA 99 version 2003, a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

# Abstract

The building studied in this thesis consists of a basement (parking), a ground floor, and five floors that contain residential units, which will be located in the wilaya of BOUMERDES, classified in zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by beams, columns, and walls. The study and analysis of this structure were carried out using the software (ETABS V9.7.0).

The objective of this work is to observe the influence of changing the wall layout and their importance on dynamic behavior to ensure stability and structural resistance.

The calculation of dimensions and reinforcement of all load-bearing elements complies with the applicable rules, namely the modified BAEL91 99 and RPA 99 version 2003, and was done manually. The building's foundation consists of a ribbed raft.

# ملخص

المبنى الذي تتم دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق سفلي وطابق ارضي وخمسة طوابق مخصصة لبنيات سكنية تم إنجازها بولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99 نسخة 2003

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة بواسطة الروافد الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج ETABS  
الهدف من هذا العمل هو رؤية تأثير تغيير أماكن الجدران واهميته للسلوك الديناميكي وضمان الاستقرار والقوة الهيكلية

تحديد الابعاد والتسليح لكل العناصر المقاومة للبناية صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر BAEL91 المعدل في 99 و RPA 99 نسخة 2003.  
نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن حصيرة .

# Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction .....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	3
I.3. Localisation de l'ouvrage .....	4
I.3. Caractéristiques géométriques .....	4
I.5. Données géotechniques du site .....	4
I.6. Éléments constituant l'ouvrage .....	5
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	6
I.8. Hypothèses de calcul .....	12
I.9. La réglementation utilisée.....	13
I.10. Outils informatiques utilisés .....	13
Chapitre II : prédimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	14
II.2. Prédimensionnement des planchers.....	14
II.3. L'acrotère .....	17
II.4. Prédimensionnement des poutres .....	17
II.5. Prédimensionnement des voiles.....	19
II.6. Prédimensionnement escaliers .....	20
II.7. Évaluation des charges .....	22
II.8. Prédimensionnement des poteaux .....	25
III.9. Conclusion.....	30
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction.....	31
III.2. Étude de l'acrotère.....	31
III.3. Étude de balcon.....	38
III.4. Étude des planchers .....	43

III.4.1. Études des poutrelles .....	43
III.5. Étude des escaliers.....	59
III.6. Etude de la poutre palière .....	66
Chapitre IV: Etude dynamique sous l'effet de la variation des dispositions des voiles	
IV.1. Introduction .....	73
IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique .....	73
IV.3. Méthode d'analyse modèle spectrale .....	73
IV.4. Modélisation des élément structuraux .....	77
IV.5. Disposition des voiles .....	78
IV.5.1. Etude de la variante 01 .....	81
IV.5.2. Etude de la variante 02 .....	85
IV.5.3. Etude de la variante 03.....	89
IV.5.4. Etude de la variante 04.....	93
IV.6. Etude comparative entre les différentes variantes.....	97
IV.7. Analyse des résultats.....	102
Chapitre V : Ferrailage des elements structuraux	
V.1. Introduction.....	106
V.2. Les poteaux.....	106
V.3. Les poutres.....	116
V.4. Les voiles.....	125
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	136
VI.2. Stabilité des fondations.....	136
VI.3. Différents types de fondations.....	136
VI.4. Choix du type de fondation.....	137
VI.5. Calcul du radier.....	137
VI.6. Étude des nervures.....	148
VI.7. Etude de voile périphérique.....	152
Conclusion générale.....	157
Bibliographie.....	158

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Caractéristiques du béton utilisé.

Tableau I.2: Caractéristiques des aciers utilisés.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Évaluation des charges dans la terrasse.

Tableau II.2 : Évaluation des charges dans les étages.

Tableau II.3 : Évaluation des charges dans le balcon.

Tableau II.4 : Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Tableau II.5 : Évaluation des charges dans le palier.

Tableau II.6 : Évaluation des charges dans la paillasse.

Tableau II.7 : Évaluation des surcharges.

Tableau II.9 : résultats de la descente de charges du poteau le plus sollicité.

Tableau II.10 : Section transversale des poteaux.

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : les efforts normaux et les moments.

Tableau III.2 : Evaluation des charges.

Tableau III.3 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant RDC et étage courant à ELU.

Tableau III.4 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant RDC et étage courant à ELS.

Tableau III.5: Les efforts tranchants et les moments fléchissant terrasse inaccessible à ELU.

Tableau III.6 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant terrasse inaccessible à ELU.

Table III.7 : Calcul des sollicitations.

Tableau III.8 : vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Tableau III.9 : Ferrailage final de la poutre palière.

## Chapitre VI : Etude dynamique

Tableau IV.1: valeurs des pénalités ( $P_q$ ).

Tableau IV.2 : calcul de facteur d'amplification dynamique moyen selon x et y.

❖ Variante 01 :

Tableau IV.3 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Tableau VI.4 : Modes propres de la structure.

Tableau VI.5 : Vérification de la période fondamentale.

Tableau VI.6 : Vérification de la force sismique à la base.

Tableau VI.7 : Vérification de l'excentricité suivant X.

Tableau VI.8 : Vérification de l'excentricité suivant Y.

Tableau VI.9 : Déplacements inter-étages suivant X.

Tableau VI.10 : Déplacements inter-étages suivant Y.

Tableau VI.11 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.

Tableau VI.12 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

❖ Variante 02 :

Tableau IV.13 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Tableau VI.14 : Modes propres de la structure.

Tableau VI.15 : Vérification de la période fondamentale.

Tableau VI.16 : Vérification de la force sismique à la base.

Tableau VI.17 : Vérification de l'excentricité suivant X.

Tableau VI.18 : Vérification de l'excentricité suivant Y.

Tableau VI.19 : Déplacements inter-étages suivant X.

Tableau VI.20 : Déplacements inter-étages suivant Y.

Tableau VI.21 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.

Tableau VI.22 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

❖ Variante 03 :

Tableau IV.23 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Tableau VI.24 : Modes propres de la structure.

Tableau VI.25 : Vérification de la période fondamentale.

Tableau VI.26 : Vérification de la force sismique à la base.

Tableau VI.27 : Vérification de l'excentricité suivant X.

Tableau VI.28 : Vérification de l'excentricité suivant Y.

Tableau VI.29 : Déplacements inter-étages suivant X.

Tableau VI.30 : Déplacements inter-étages suivant Y.

Tableau VI.31 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.

Tableau VI.32 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

❖ Variante 04 :

Tableau IV.33 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Tableau VI.34 : Modes propres de la structure.

Tableau VI.35 : Vérification de la période fondamentale.

Tableau VI.36 : Vérification de la force sismique à la base.

Tableau VI.37 : Vérification de l'excentricité suivant X.  
Tableau VI.38 : Vérification de l'excentricité suivant Y.  
Tableau VI.39 : Déplacements inter-étages suivant X.  
Tableau VI.40 : Déplacements inter-étages suivant Y.  
Tableau VI.41 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.  
Tableau VI.42 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.  
Tableau IV.43 : Période fondamentale des variantes étudiées.  
Tableau IV.44 : Force sismique des variantes étudiées  
Tableaux IV.45 : L'excentricité des variantes étudiées.  
Tableau IV.46 : Déplacements relatifs des variantes étudiées  
Tableau IV.47 : Effet P-Delta des variantes étudiées  
Tableau IV.48 : Vérification de l'effort normal réduit  
Tableau IV.49 : Vérification de l'effort normal réduit  
Tableau VI.50 : calcul du moment de renversement et moment stabilisant selon X.  
Tableau VI.51 : calcul du moment de renversement et moment stabilisant selon Y

#### Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1 : contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.  
Tableau V.2 : Les sollicitations obtenues par ETABS.  
Tableau V.3. : Ferrailage maximale et minimale.  
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.  
Tableau V.5 : Choix des armatures transversales.  
Tableau V.6 : Longueur minimale des recouvrements.  
Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement.  
Tableau V.8 : Vérification des contraintes de compression.  
Tableau V.9 : Vérification de l'effort normal ultime.  
Tableau V.10 : ferrailage des poutres principales (30x50).  
Tableau V.11 : ferrailage des poutres secondaire (30x40).  
Tableau V.12 : Vérification de l'effort tranchant (PP).  
Tableau V.13 : Vérification de l'effort tranchant (PS).  
Tableau V.14 : Vérification de Contrainte d'adhérence (PP).  
Tableau V.15: Vérification de Contrainte d'adhérence (PS).  
Tableau V.16 : contrainte de compression du béton (PP).  
Tableau V.17 : contrainte de compression du béton (PS).

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.: Vérification de Contrainte ELU ELS.

Tableau VI. 2: Vérification de Contrainte  $(0,8+G\pm E)$   $(G+Q+E)$ .

Tableau IV. 3: Vérification de la stabilité au renversement.

Tableau VI. 4 : Le ferrailage à L'ELU.

Tableau VI.5 : vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.6: vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.7 : Effort internes dans les nervures.

Tableau VI.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VI.9: vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Tableau VI.10 : Moment longitudinal et transversal.

Tableau:VI.11 : Ferrailage du voile à l'ELU.

Tableau VI.12 : vérification des contraintes ELS sens X-X.

Tableau VI.13 : vérification des contraintes ELS sens Y-Y

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Façade principale du bâtiment.

Figure I.2 : Plan de situation.

Figure I.3 : contraintes - déformations du béton à l'ELU Diagramme.

Figure I.4 Diagramme Contraintes – Déformations ELS.

Figure I.5 Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1: Section plancher corps creux.

Figure II.2 : Schéma de l'acrotère.

Figure II.3 : dimensionnement de la poutre principale.

Figure II.4 : dimensionnement de la poutre secondaire.

Figure II.5 : coupe de voile.

Figure II.6: Les éléments de l'escalier.

Figure II.7 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°01.

Figure II.8 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°02.

Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité.

Figure II.10 : Section afférente de poteau sollicité.

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Les dimensions de l'acrotère

Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Figure III.3 : Schéma de ferrailage de balcon.

Figure III.4 : Dimensionnement de poutrelle.

Figure III.5 : Schéma statique de la travée la plus longue des poutrelles ELU.

Figure III.6 : Schéma statique de la travée la plus longue des poutrelles ELS.

Figure III.7 : Diagramme des moments RDC et étage courant à ELU.

Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant RDC et étage courant à ELU.

Figure III.9 : Diagramme des moments RDC et étage courant à ELS.

Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant RDC et étage courant à ELS.

Figure III.11 : Diagramme des moments terrasse inaccessible à ELU.

Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant terrasse inaccessible à ELU.

Figure III.13 : Diagramme des moments terrasse inaccessible à ELS.

Figure III.14 : Diagramme de l'effort tranchant terrasse inaccessible à ELS.

Figure III.15 : Schéma de ferrailage de poutrelle.

Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.17 : plan de ferrailage du plancher.

Figure III.18 : Diagramme des moments à l'ELU.

Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III.20 : Diagramme des moments à l'ELS.

Figure III.21 : Schéma de ferrailage de volée.

Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière.

Figure III.23 :

#### Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1 : Le spectre de réponse.

Figure IV.2 : Vue en 3D de la structure.

Figure IV.3 : Variante 01

Figure IV.4 : Variante 02

Figure IV.5 : Variante 03

Figure IV.6 : Variante 04

❖ Variante 01 :

Figure VI.7 : premier mode de déformation.

Figure VI.8 : 2eme mode de déformation.

Figure VI.9 : 3eme mode de déformation.

❖ Variante 02 :

Figure VI.10 : 1<sup>er</sup> mode de déformation.

Figure VI.11 : 2<sup>eme</sup> mode de déformation.

Figure VI.12 : 3<sup>eme</sup> mode de déformation.

❖ Variante 03 :

Figure VI.13 : premier mode de déformation.

Figure VI.14 : 2eme mode de déformation.

Figure IV.15 : 3eme mode de déformation.

❖ Variante 04 :

Figure IV.16 : premier mode de déformation.

Figure IV.17 : 2eme mode de déformation.

Figure IV.18 : 3eme mode de déformation.

Figure IV.19 : Période fondamentale des variantes étudiées.

Figure IV.20 : Forces sismiques des variantes étudiées.

Figure IV.21 : L'excentricité des variantes étudiées suivant X.

Figure IV.22 : L'excentricité des variantes étudiées suivant Y.

Figure IV.23 : Déplacements relatifs des variantes étudiées sens X-X

Figure IV.24 : Déplacements relatifs des variantes étudiées sens Y-Y

Figure IV.25 : Effet P-Delta des variantes étudiées sens X-X

Figure IV.26 : Effet P-Delta des variantes étudiées sens Y-Y.

#### Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1 : ferrailage des poteaux (50×50)

Figure V.2 : ferrailage des poteaux (45×45)

Figure V.3 : Ferrailage de poutre principale non liée au voile.

Figure V.4 : Ferrailage de poutre principale liée au voile.

Figure V.5 : Ferrailage de poutre secondaire non liée au voile.

Figure V.6 : Ferrailage de poutre secondaire liée au voile.

Figure V.7 : dispositions des voiles

Figure V.8 : Ferrailage de voile.

#### Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: schéma statique de dimension de nervure et radier.

Figure VI.2 : la coupe verticale de radier avec le remblayage et la plateforme.

Figure VI.3: Diagramme Des Contraintes.

Figure IV.4 : schéma de ferrailage de dalle.

Figure IV.5: schéma dimension de nervure.

Figure IV.6 : Schéma de ferrailage des nervures sens transversal.

Figure IV.7 : Schéma de ferrailage des nervures sens longitudinale.

Figure VI.8 : schéma de ferrailage de voile périphérique.

# LISTE DES NOTATIONS

**$A_u$** : Section d'aciers à l'ELU.

**$A_t$** : Section d'armature transversale.

**$A$** : Coefficient d'accélération de zone

**$B$** : Aire d'une section de béton.

**$B_r$** : Section réduite.

**$C_t$** : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**$C_r$** : Cohésion réduite.

**$D$** : Diamètre.

**$D$** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**$ELS$** : Etat limite de service.

**$ELU$** : Etat limite ultime.

**$E$** : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

**$E_b$** : Module de déformation longitudinal de béton.

**$E_i$** : Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours).

**$E_s$** : Module d'élasticité de l'acier.

**$f$** : Force.

**$f_{c28}$** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**$f_{t28}$** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**$f$** : Coefficient de sécurité = 1.5

**$G$** : Action permanente.

**$H$** : La hauteur.

**$I$** : Moment d'inertie ( $m^4$ )

**$Q$** : Charge variable (d'exploitation).

**$Q$** : Facteur de qualité.

**$L$** : Longueur ou portée.

**$L_{max}$** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**$M$** : Moment en général.

**$M_o$** : Moment statique.

**$M_a$** : Moment sur appui.

**$M_u$** : Moment de calcul ultime.

$M_{ser}$  : Moment de calcul de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$N_s$  : Effort normal de service.

$N_u$  : Effort normal ultime

$N$  : Effort normale du aux charges verticales.

$N_{Tot}$ : Poids total transmis par la superstructure (KN).

$P$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$R$  : Coefficient de comportement global.

$S$  : Section.

$S_b$  : Surface totale du bâtiment ( $m^2$ ).

$S_t$ : Espacement des armatures.

$T$  : Effort tranchant.

$T_2$ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$V$  : Effort tranchant.

$V_u$ : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

$W$ : Poids propre de la structure.

$X$ , et  $Z$  : Coordonnées en général.

$Z$  : Coordonnée d'altitude, bras de levier

$a$  : Une dimension (en général longitudinale).

$b_0$  : Épaisseur brute de l'âme de la poutre

$d$  : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

$d'$  : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

$h_r$  : Hauteur total du radier (m).

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma_b$ : Contrainte de compression du béton.

$\sigma$ : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poison

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

$\tau$ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$ : Facteur d'amortissement

***Introduction  
générale***

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le domaine de la construction moderne, chaque bâtiment est une œuvre complexe où l'équilibre entre fonctionnalité, sécurité et performance est crucial. Parmi les nombreux aspects influençant la stabilité d'un bâtiment, la disposition des voiles joue un rôle déterminant. Ces éléments verticaux, souvent en béton armé, sont essentiels pour garantir la résistance aux forces latérales et la répartition des charges verticales.

Les voiles, en tant que composants structuraux, permettent non seulement de renforcer la rigidité globale du bâtiment mais aussi de contribuer à sa capacité à résister aux sollicitations telles que les séismes ou les vents forts. La manière dont ces voiles sont disposés et configurés peut influencer de manière significative le comportement structural de l'ensemble de l'édifice.

L'objectif de notre travail est d'étudier l'influence de la disposition des voiles sur le comportement de notre bâtiment, et trouver la disposition optimale. Pour atteindre cet objectif on a fait l'étude de plusieurs variantes.

Notre travail est regroupé en six chapitres :

Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le prédimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre l'étude dynamique sous l'effet de la variation des dispositions des voiles.

Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.

Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

# ***Chapitre I :***

***Présentation de l'ouvrage***

### I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie, et les propriétés des matériaux.

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation de type (R+5+Sous-sol), réalisé sur un sol meuble (**catégorie S3**), le bâtiment est implanté à **Aliliguia** wilaya de **Boumerdes**, classée par le règlement parasismique Algérienne **RPA99** version 2003 comme étant une zone de sismicité élevée au (**zone III**). Le contreventement du bâtiment est assuré par des **voiles porteurs**.

Le bâtiment se compose de :

- Un sous-sol (parking).
- Rez-de-chaussée et de Cinq étages à usage d'habitation, chaque étage contient 3 appartements de type F3 et le RDC contient 2 appartements de types F4 et F5.
- Une terrasse inaccessible.

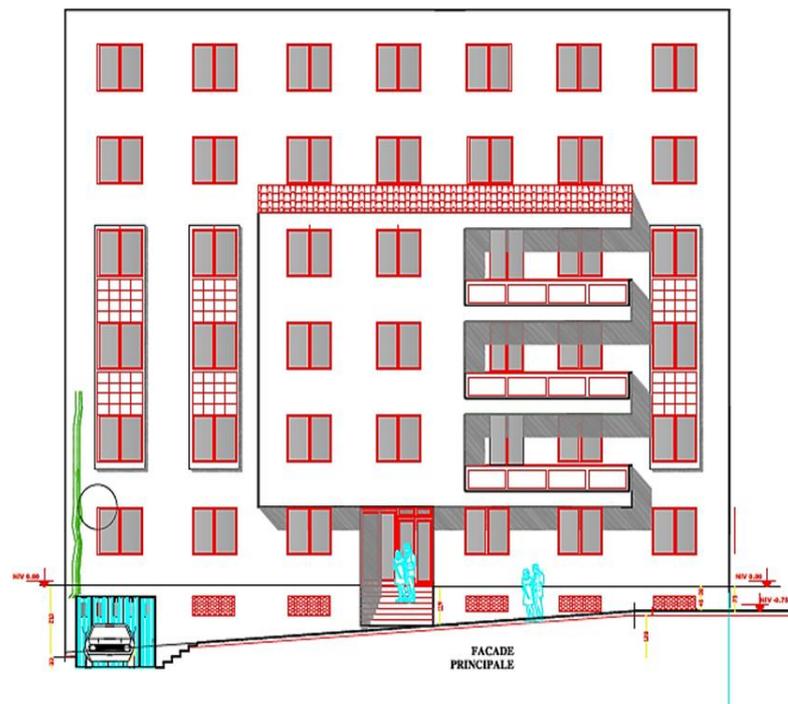


Figure I.1 : Façade principale du bâtiment.

### I.3. Localisation de l'ouvrage :

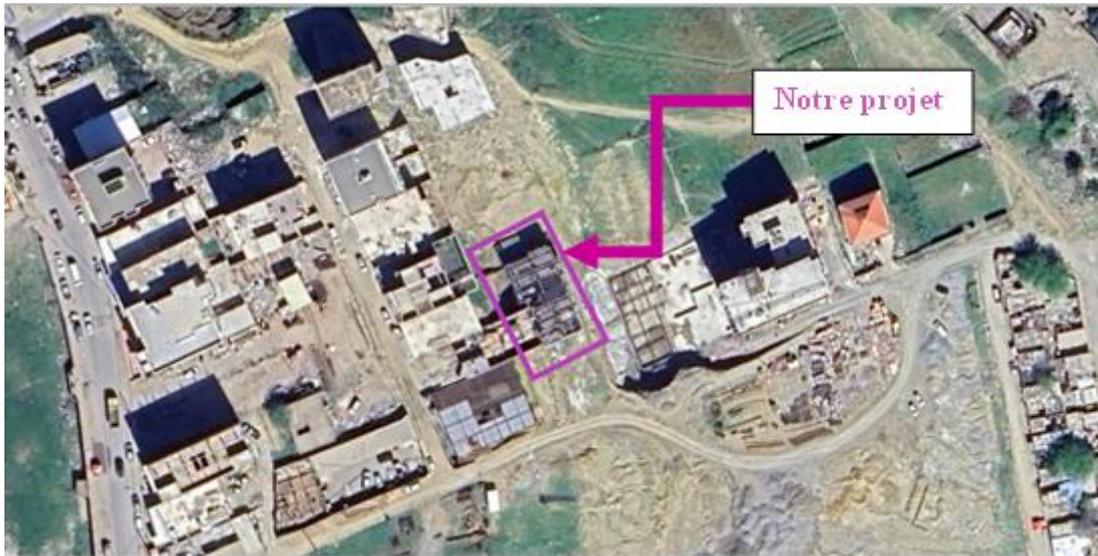


Figure I.2 : Plan de situation.

### I.3. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment étudié est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan de dimensions :

- Largeur en plan : 13.60 m.
- Longueur en plan : 23.90 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 18.36 m.
- Hauteur RDC : 3.06 m.
- Hauteur des étages courants : 3.06 m.
- Hauteur de sous-sol : 2.60 m.

### I.5. Données géotechniques du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité élevée (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.50$  bars

## I.6. Éléments constituant l'ouvrage :

### ➤ **Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm, 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### **Remarque :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.

### ➤ **L'escalier :**

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, notre structure comporte 1 type d'escalier.

- Escalier droit à deux volées.

### ➤ **Les revêtements :**

Les Revêtements horizontaux sont réalisés en :

- Carrelage pour les planchés et les escaliers.
- Enduits en plâtres pour les plafonds.

Les Revêtements verticaux :

- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

### ➤ **L'acrotère :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

### ➤ **Les balcons :**

Ce sont les parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués par une dalle pleine.

### ➤ **Les voiles :**

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le

Transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges Horizontales.

➤ **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## **I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **I.7.1 Le béton :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (Ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si nécessaire. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé.

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

- Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée.
- Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance ( $\geq 22$  MPA).
- Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux.
- Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

➤ **Résistance caractéristique à la compression : (Art 2.1.11 BAEL91)**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.3j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} < 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40MPa \end{cases} \quad (\text{Art A.2.1.11 BAEL91})$$

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ **Resistance a la traction (Art 2.1.12 BAEL91) :**

Elle est déterminée par plusieurs essais, la résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad (\text{Art 2.1.12 BAEL91})$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique a la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{t28}$  telle que :

$$f_{c28} = 25MPa \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

➤ **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91)**

Pour la fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL91})$$

Pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL91})$$

➤ **Contrainte à l'état limite ultime ELU : (Art A.4.3.41 BAEL91)**

Dans le cas d'une vérification à l'E.LU, on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de la construction.
- La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.41 BAEL91})$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante,}$$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{array} \right.$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

➤ **Contrainte a l'état limite de service ELS : (Art A.4.5.2 BAEL91)**

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 BAEL91})$$

➤ **Coefficient de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91)**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \Leftrightarrow \text{Béton fissuré à L'E.LU}$$

$$\nu = 0,2 \Leftrightarrow \text{Béton non fissuré à L'E.L.S.}$$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

❖ **Module de déformation instantané : (Art 2.1.21 BAEL91)**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure a 24heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{Art 2.1.21 BAEL91})$$

❖ **Module de déformation longitudinale différé : (Art 2.1.22 BAEL91)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé  $E_{vj}$  est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{Art 2.1.22 BAEL91})$$

➤ **Diagramme contraintes déformations :**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

❖ **L'état limite ultime :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

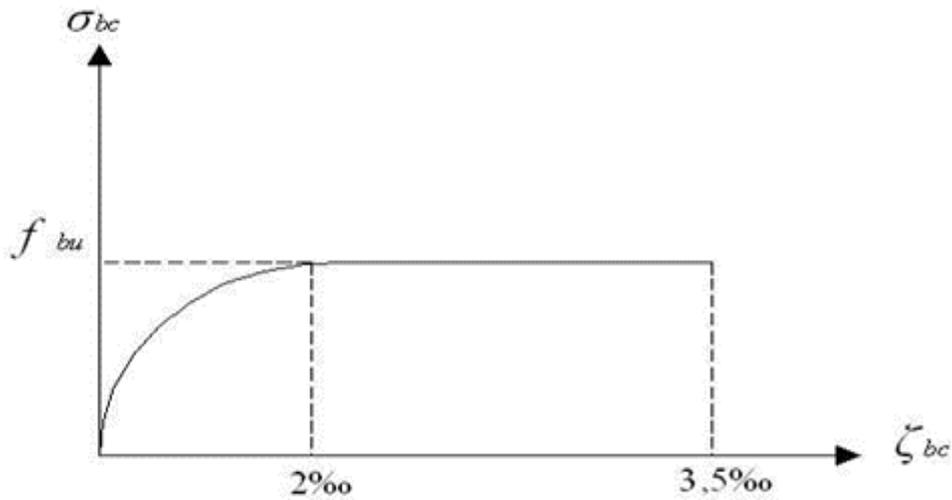


Figure I.3 : contraintes - déformations du béton à l'ELU Diagramme.

❖ **L'état limite de service :**

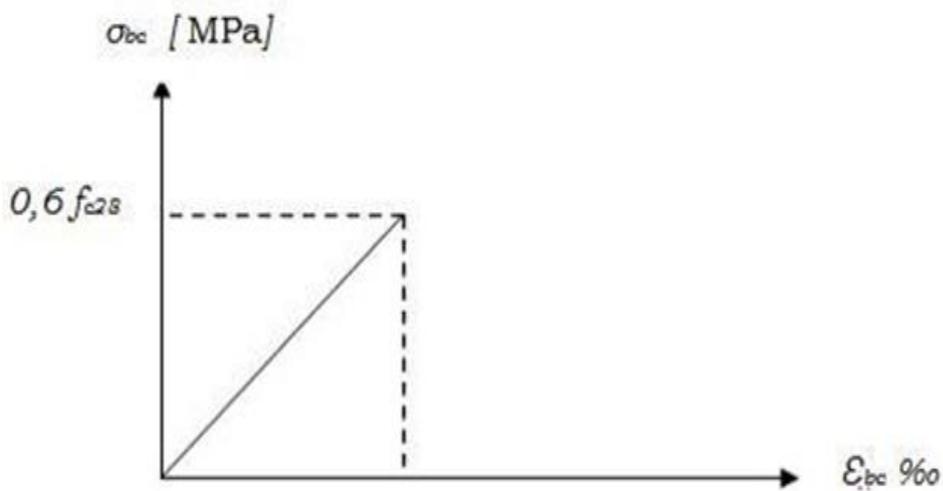


Figure I.4 Diagramme Contraintes – Déformations ELS.

Paramètre	Formule	Valeur	Unité
Résistance à la compression	$f_{c28}$	<b>25</b>	MPa
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	<b>2.1</b>	MPa
Contrainte à l'état limite ultime	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	<b>14.2</b>	MPa
Contrainte à l'état accidentelle	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	<b>21.74</b>	MPa
Contrainte à l'état de service	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$	<b>15</b>	MPa
Contrainte de cisaillement (FPP)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$	<b>3.33</b>	MPa
Contrainte de cisaillement (FTP)	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	<b>2.5</b>	MPa
Module de déformation longitudinale instantané	$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$	<b>32164.20</b>	MPa
Module de déformation longitudinale différé	$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3}$	<b>10818.86</b>	MPa
Coefficient de poisson à ELU	$\nu$	<b>0</b>	/
Coefficient de poisson à ELS	$\nu$	<b>0.2</b>	/

Tableau I.1: Caractéristiques du béton utilisé.

### I.7.2 L'acier :

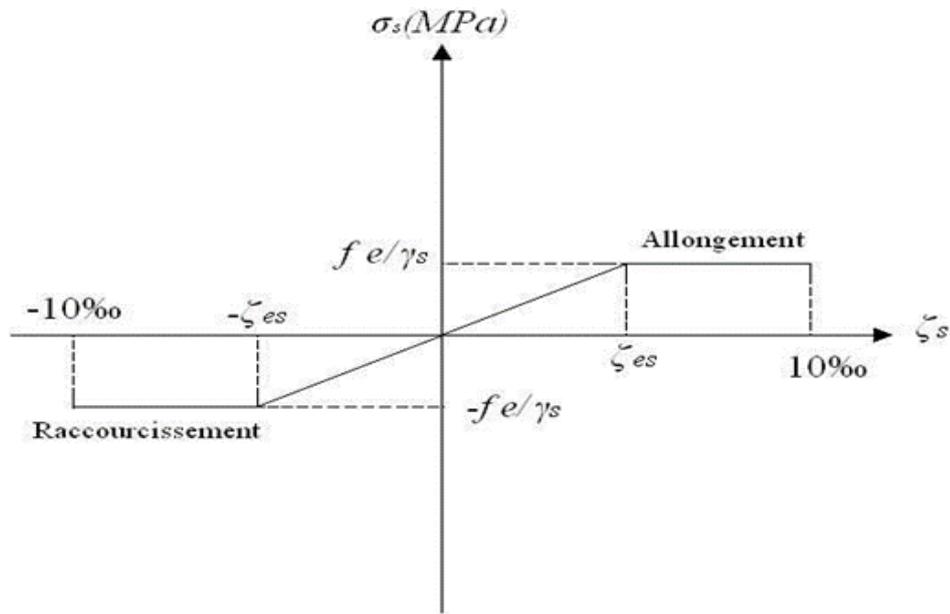
Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit  $\geq 5\%$  hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses.

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

➤ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure 1.5 Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.**

Paramètres		Formule	Résultats	Unités
Limite d'élasticité garantie		$f_e$	<b>400</b>	MPa
Module d'élasticité longitudinale		$E_s$	<b>200 000</b>	MPa
Contrainte limite ultime à l'ELU	SD	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	<b>347.83</b>	MPa
	SA	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	<b>400</b>	
Contrainte limite service à l'ELS	FPP	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	<b>347.83</b>	MPa
	FP	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	<b>201.63</b>	
	FTP	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	<b>133.33</b>	

**Tableau I.2: Caractéristiques des aciers utilisés.**

Avec :

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

➤ **Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**I.8. Hypothèses de calcul :**

◆ **ELS :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

◆ **ELU :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.

- Les déformations des sections sont limitées à :

$\varepsilon_{bc} = 3.5\%$  en flexion simple et  $\varepsilon_{bc} = 2\%$  en compression simple. L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $\varepsilon_s = 10\%$ .

On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.

### **I.9. La réglementation utilisée :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.
- BAEL 91révisé99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

### **I.10. Outils informatiques utilisés :**

- **AUTOCAD 2015** : Dessin et conception des plans.
- **ETABS** : Analyse de la structure. Calcul des efforts internes.
- **SKETCH UP 2018** : Dessin 3D.
- **WORD 2019** : Traitement de texte.
- **EXCEL 2019** : Calcul des masses et des rigidités.
- **SOCOTEC, EXPERT 2010**: Calcul de ferrailage et vérifications.

## ***Chapitre II :***

***Pré-dimensionnement des éléments***

## II.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments porteurs (les planchers, les poutres, les poteaux, voiles) est une étape régie par les lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, de poutrelles, poutres et poteaux ... etc. et finalement transmise au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91 et R.P.A99V2003

## II.2. Prédimensionnement des planchers :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...). Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de

Ils sont constitués de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.

Treillis soudé.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

$$h_t \geq \min (L_{x \max} ; L_{y \max}) / 22,5$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \min (3.55 ; 6) / 22,5$$

$$L_{\max} = 355\text{cm}$$

$$h_t \geq 355/22.5 = 15.78\text{cm}$$

Donc on prend  $h_t = (16+4) \text{ cm}$

- Résistance au feu :

D'après [BEAL 91]:

- $e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$  pour un coupe-feu de quatre heures

On admet que :  $e = 16$  cm

- Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux côtés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ .
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable) Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :  $L = 355$ cm

- Condition de flèche :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

- Isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à : 16cm.

### II.2.1 Les poutrelles :

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :  $h_t = 20$  cm ;  $h_0 = 4$  cm ;  $b_0 = 10$  cm

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

$$L_y = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(27.5 ; 32.5) \text{ cm avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 65 \text{ cm}$$

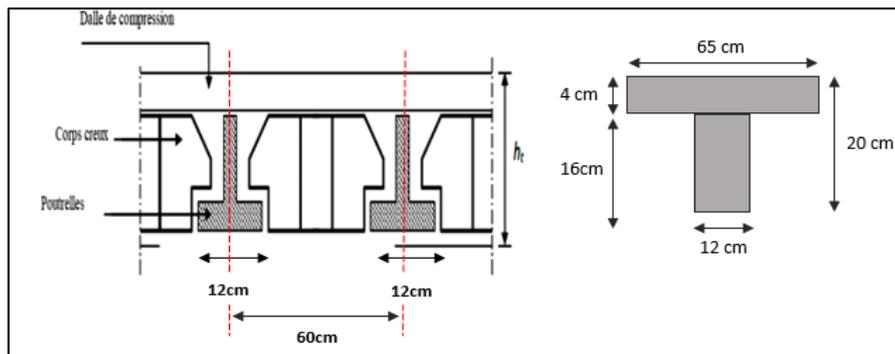


Figure II.1: Section plancher corps creux.

### II.2.3. Dalle pleine en console :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable,

Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

#### a- Condition de flèche :

- $e \leq Lx/20$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles
- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$  : Pour une dalle sur quatre appuis avec  $\rho < 0,4$
- $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$  : Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis  $\rho \geq 0,4$

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$$Lx = 3,50 \text{ m} = 350 \text{ cm. } \rho = 0,31 < 0,4$$

La dalle pleine :

$$10,00 < e < 11,67$$

$$e_1 = 15 \text{ cm.}$$

#### b-Condition de résistance au feu :

- Pour 1 heure de coupe-feu :  $e = 7 \text{ cm.}$
- Pour 2 heures de coupe-feu :  $e = 11 \text{ cm.}$
- Pour 3 heures de coupe-feu :  $e = 14 \text{ cm.}$

$$\text{D'où : } e_2 = 15 \text{ cm} > e = 14 \text{ cm}$$

#### c- Isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à :  $e_3 = 13 \text{ cm}$ .

Alors on adopte :  $e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$ .

### II.3. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique réalisé en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

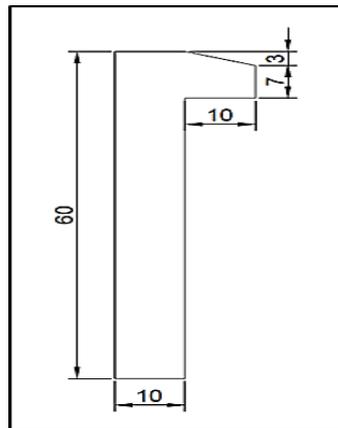


Figure II.2 : Schéma de l'acrotère.

### II.4. Prédimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

#### II.4.1. Poutres principales :

D'après le règlement B.A.E.L :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

$L_{max}$ : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

h : hauteur de la poutre principale.

b : largeur de la poutre

$$L_{\max} = 600 \text{ cm}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \quad 40 \leq h \leq 60 \quad \text{On adopte } h=50 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \quad 15 \leq b \leq 35 \quad \text{On adopte } b=30 \text{ cm}$$

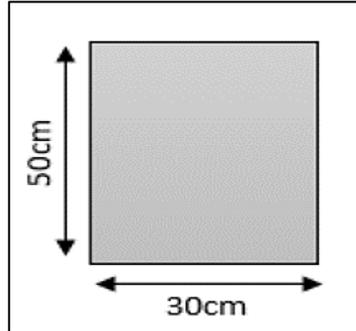


Figure II.3 : dimensionnement de la poutre principale.

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ 50/30 = 1.67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**II.4.1. Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

D'après le règlement B.A.E.L :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires.

h : hauteur de la poutre secondaire.

b : largeur de la poutre

$$L_{\max} = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \quad 23.67 \leq h \leq 35.5 \quad \text{On adopte } h = 35\text{cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On adopte } b = 30\text{cm}$$

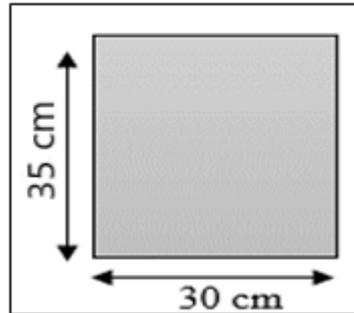


Figure II.4 : dimensionnement de la poutre secondaire.

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} \geq 20 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ 35/30 = 1,17 \leq 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**II.5. Prédimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a$$

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

Avec:

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur des voiles ( $a_{\min} = 15\text{ cm}$ )
- $h_e$  : hauteur libre d'étage

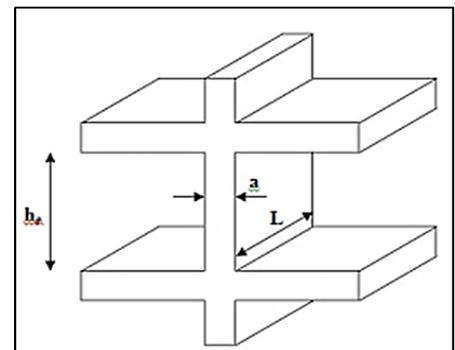


Figure II.5 : coupe de voile.

$$h_e = 306\text{ cm} - 20\text{ cm} = 286\text{ cm} \rightarrow a \geq 286/25 = 11,44\text{ cm}$$

Donc on adopte :  $a = 20\text{ cm}$  Avec :  $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20\text{ cm} = 80\text{ cm}$ .

## II.6. Prédimensionnement escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.
- 6 → épaisseur.

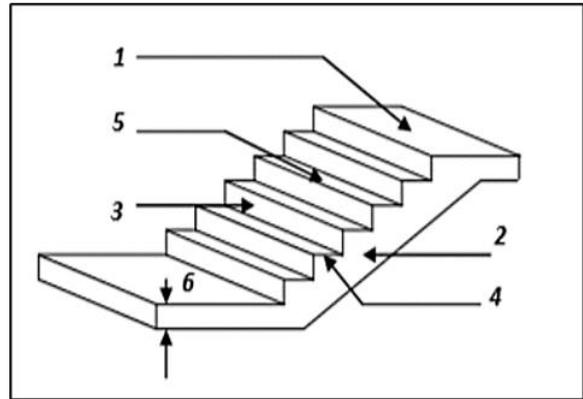


Figure II.6: Les éléments de l'escalier.

Dans notre cas les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place. On a un seul type d'escalier : Escalier à deux volées parallèles.

### ➤ Calcul du nombre de marches et de contres marches :

La longueur de la marche et la Hauteur du contre marche doivent vérifier la condition de « BLONDEL ».

$$59 < (g+2h) < 66$$

Formule de BLONDEL :

$$\begin{cases} 14 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{cases}$$

On prend :

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad g = 30 \text{ cm.}$$

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 66 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$n_{c.m} = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow 9 \text{ contre marches pour chaque volée.}$$

$$n_m = 9 - 1 = 8 \rightarrow 8 \text{ marches pour chaque volée.}$$

### ➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

➤ La longueur de la paillasse :

$$L_{inc} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 32.52^\circ} = 285 \text{ cm.}$$

➤ L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20}$$

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20}$$

$$9.5 \leq e \leq 14.25$$

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

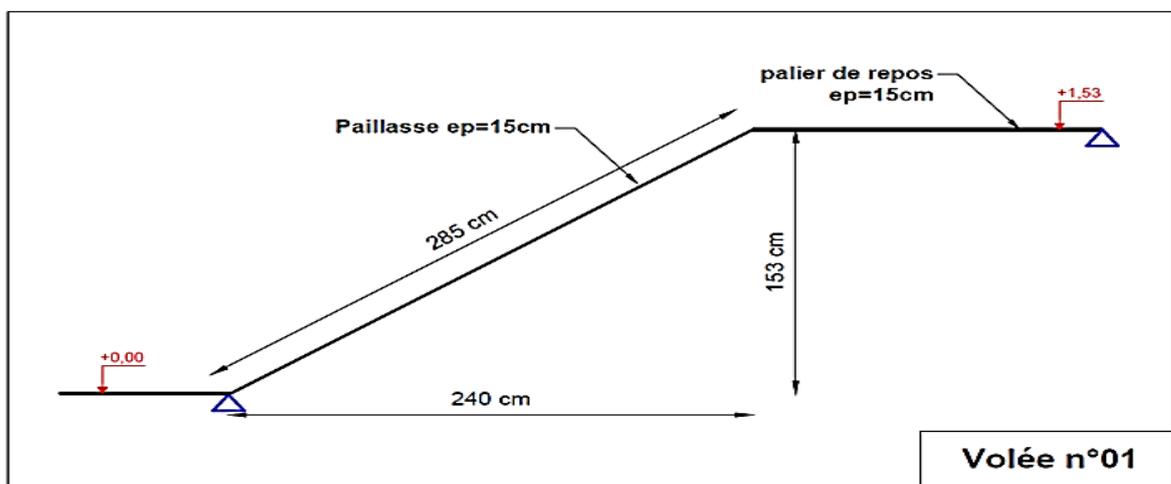


Figure II.7 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°01.

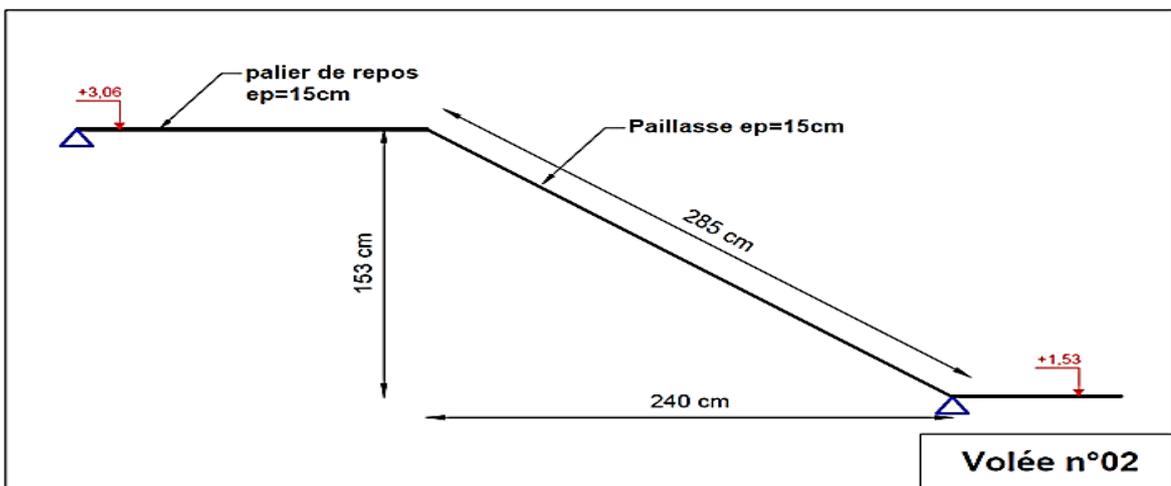


Figure II.8 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°02.

## II.7. Évaluation des charges :

### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
Protection en gravillon	5	21	1.05
Étanchéité multicouche	/	/	0.12
Forme de pente	10	20	2
Isolation thermique en liégé	4	4	0.16
Dalle de compression +corps creux	16+4	14.25	2.85
Enduit plâtre	2	10	0.20
			<b>6.38</b>

**Tableau II.1 : Évaluation des charges dans la terrasse.**

### ➤ Plancher étage :

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	2	20	0.44
Mortier de pos	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle de compression +corps creux	16+4	14.25	2.85
Cloison de distribution	10	10	1
Enduit plâtre	2	10	0.20
			<b>5.25</b>

**Tableau II.2 : Évaluation des charges dans les étages.**

➤ **Balcon :**

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en B A	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.4
			<b>5.35</b>

**Tableau II.3 : Évaluation des charges dans le balcon.**

➤ **Murs extérieurs :**

Matériaux	Épaisseur en cm	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment	2	20	0.4
Brique creux extérieur	15	10	1.5
L'âme d'air	5	0	0
Brique creux intérieur	10	10	1
Enduit de plâtre	2	10	0.2
			<b>3.06</b>

**Tableau II.4 : Évaluation des charges dans les murs extérieurs.**

➤ **Murs intérieurs :**

Matériaux	Épaisseur en cm	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment	2	20	0.4
Brique creux	10	10	1
Enduit de plâtre	2	10	0.2
			<b>1.6</b>

**Tableau II.5 : Évaluation des charges dans les murs intérieurs.**

➤ **Le palier :**

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	15	25	3.75
Couche de plâtre	2	10	0.36
			<b>5.15</b>

**Tableau II.6 : Évaluation des charges dans le palier.**

➤ **La paillasse :**

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids surfacique KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	H /2	22	1.87
Paillasse	15	25	3.75
Couche de plâtre	2	10	0.2
Gardes corps	/	/	0.2
			<b>7.02</b>

**Tableau II.7 : Évaluation des charges dans la paillasse.**

➤ **Les surcharges :**

Nature des locaux	Surcharges KN/m <sup>2</sup>
Planche terrasse inaccessible	<b>1.00</b>
Plancher courant	<b>1.5</b>
Escalier	<b>2.5</b>
Acrotère	<b>1.00</b>
Balcon	<b>3.50</b>

**Tableau II.8 : Évaluation des surcharges.**

## II.8. Prédimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de « 1cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

### ❖ Principe :

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple. On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité.
- Déterminer la surface de plancher prise par le poteau
- La surface est majorée de 15% si c'est un poteau central de 10% si c'est un poteau voisin de rive.
- Déterminer l'effort normal provenant de la charge permanente  $N_G = S * G$ .
- Déterminer l'effort normal provenant de la charge d'exploitation  $N_Q = S * Q$
- Calculer l'effort normal à l'état limite ultime soit  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$
- L'effort normal  $N_u$  doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité [BAEL91B.8.1, 1].

On mènera le calcul à l'ELU (BAEL91) et la vérification d'après [RPA99/V2003 Art 7.4.1]

### ❖ 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 : Charge d'exploitation

### Remarque :

La Charge d'exploitation sous-sol :  $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$ .

### ❖ Dégression des charges d'exploitations :

Terrasse :  $Q_0$

5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

$$4^{\text{eme}} \text{ étage} : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$3^{\text{eme}} \text{ étage} : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$2^{\text{eme}} \text{ étage} : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$1^{\text{eme}} \text{ étage} : Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\text{S/SOL} : Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

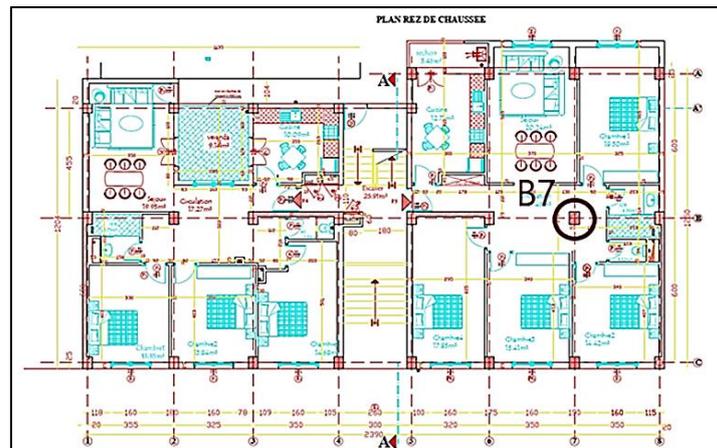


Figure II.9 : Le poteau le plus sollicité.

La surface revenant au poteau le plus sollicité est :

$$S = (1,60 + 1,60) \times (2,85 + 2,85) = 18,24 \text{ m}^2$$

$$S' = 1.1 \times 18.24 = 20.06$$

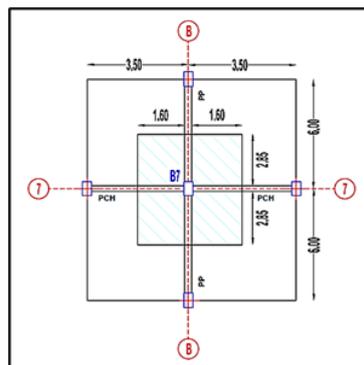


Figure II.10 : Section afférente de poteau sollicité.

### II.8.1. Calcul des charges permanentes :

- Plancher terrasse :  $G_t = 6.38 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant :  $G_t = 5.25 \text{ KN/m}^2$

- Plancher RDC :  $G_t = 5.25 \text{ KN/m}^2$

➤ **Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher  $P = G \times S$ .

**Plancher terrasse :**

$$P = 6.38 \times 20.064 = 128.09 \text{ KN.}$$

**Plancher étage et RDC :**

$$P = 5.25 \times 20.064 = 105.34 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre revenant à chaque poutre :**

**Poutres principales :**

$$P = (0.30 \times 0.50 \times 6) \times 25 = 22.5 \text{ KN.}$$

**Poutres secondaires :**

$$P = (0.30 \times 0.35 \times 3.55) \times 25 = 9,32 \text{ KN.}$$

D'où le poids total :

$$P = 22,5 + 9,32 \text{ Ce qui donne : } P = \mathbf{31,82 \text{ KN.}}$$

➤ **Poids propre des poteaux :**

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du **RPA** préconisé pour la zone **III** à savoir  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  :

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

➤ **Poids des poteaux :**

$$G = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN.}$$

**II.8.2. Calcul des charges d'exploitation :**

NIV	Surcharge	$\sum$ décharges	$\sum$ décharges (KN.m <sup>2</sup> )	S'(m <sup>2</sup> )	Nq (KN)
Terrasse	Q0	Q0	1	20.064	20.064
5	Q1=Q	Q0+Q	2,5	20.064	50.16
4	Q2=Q	Q0+0.95(Q+Q)	3,85	20.064	77.25
3	Q3=Q	Q0+0.9(Q)3	5,05	20.064	101.32
2	Q4=Q	Q0+0.85(Q)4	6,1	20.064	122.39
1	Q5=Q	Q0+0.80(Q)5	7	20.064	140.45
RDC	Q6=Q	Q0+0.75(Q)6	7.75	20.064	155.5
S/sol	Q7=Q	Q0+0.714(Q)7	9.21	20.064	184.79

**Tableau II.9: Digression des charges d'exploitation.**

Niveau	Element	Section (m <sup>2</sup> )	Poids propres G(KN)
Terrasse	Plancher	20.06	128.09
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	/
<b>Total</b>			<b>159,91</b>
5 <sup>eme</sup> étage	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>
4 <sup>eme</sup> étage	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>
3 <sup>eme</sup> étage	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>
2 <sup>eme</sup> étage	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>
1 <sup>er</sup> étage	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>
RDC	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>
Sous-sol	Plancher	20.06	105.34
	Poutres	/	31,82
	Poteau	0.40×0.40	12,24
<b>Total</b>			<b>149,4</b>

**Tableau II.10 : résultats de la descente de charges du poteau le plus sollicité.**

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1)** nous exige de majorer l'effort **Nu** comme suit :

- 10% poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- 15% poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le poteau a plus de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 10%

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

On fait les calculs à l'ELU et on le vérifie avec RPA99/V2003.

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 f_{ed}}{100}}$$

$B_r$  : la section réduite de béton

On fixe  $\lambda=35$  pour faire participer toutes les armatures à la résistance,

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2 \\ k = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad ; B_r = 0.64 N_u (\text{cm}^2)$$

On optera pour des poteaux carrés :  $B_r = (a-2) \times (b-2)$  on  $a=b$  ; Donc :  $a = \sqrt{B_r + 2}$

NIV	NG(KN)	NG cumulé (KN)	Nq (KN)	Nu*(KN)	1,1 Nu*(KN)	Br(cm2)	a = b(cm)	On prend (cm)
Terrasse	159,91	159,91	20.064	245,9745	270,57195	173,166048	15,1592571	40×40
5	149,4	309,31	50.16	492,8085	542,08935	346,937184	20,6262499	40×40
4	149,4	453,71	77.25	728,3835	801,22185	512,781984	24,644469	40×40
3	149,4	608,11	101.32	972,9285	1070,22135	684,941664	28,1713902	40×40
2	149,4	757,51	122.39	1206,2235	1326,84585	849,181344	31,1407163	40×40
1	149,4	906,91	140.45	1435,0035	1578,50385	1010,24246	33,7843116	40×40
RDC	149,4	1056,31	155.5	1659,2685	1825,19535	1168,12502	36,1778441	40×40
S/SOL	149,4	1205,71	184.79	1904,8935	2095,38285	1341,04502	38,6202816	40×40

Tableau II.11 : Section transversale des poteaux.

**II.8.3. Vérifications :**➤ **Vérification des exigences du RPA (Art7.4.1) :**

$$\min(a: b) \geq 30\text{cm} \rightarrow \min(40: 40) \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\min(a: b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \min(40: 40) \geq 15,3 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des poteaux au flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35 \quad ; \quad l_f = 0.7 \times h = 214.2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.55\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{11.55} = 18.54 < 35 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**III.9. Conclusion :**

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivants :

- ✓ Poutre principales (30×50) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutre secondaire (30×35) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux sous-sol, RDC, les étages (40×40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Plancher en corps creux (16+4) cm
- ✓ Épaisseur dalle balcon e = 15 cm
- ✓ Épaisseur de volée escalier e = 15 cm
- ✓ Épaisseur voile e = 20 cm

# ***Chapitre III :***

***Étude des éléments  
secondaires***

### III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement BAEL 91 modifié 99 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

### III.2. Etude de l'acrotère :

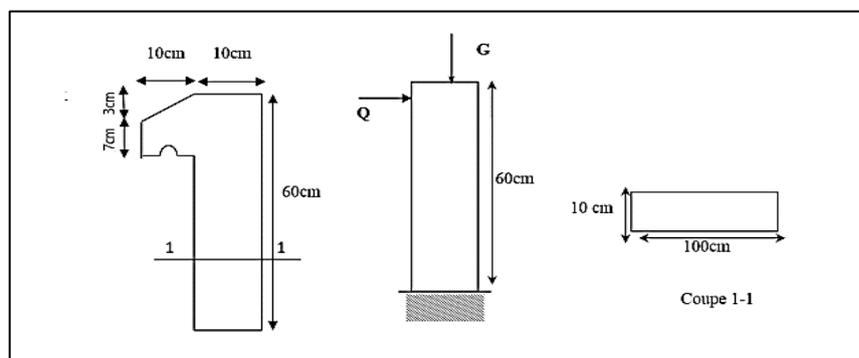
#### III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console verticale encastree à sa base au niveau du plancher terrasse à une hauteur total  $h = 60$  cm et une épaisseur  $e = 10$  cm.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**).

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :



**Figure III.1 : Les dimensions de l'acrotère.**

**III.2.2. Evaluations des charges et surcharges :****❖ Poids propre :**

$$W_p = S \times \rho$$

On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité : soit ( $N_G$ )

Avec :

$W_p$  : Poids de l'élément considéré

$\rho$  : poids volumique de béton . $\rho=25 \text{ kn/m}^2$

$S$  : section transversale de l'acrotère.

$$S = 60 \times 10 + 10 \times 7 + \frac{10 \times 3}{2} = 685 \text{ cm}^2$$

$$W_p = 685 \times 25 = 1.71 \text{ KN/m}$$

**❖ La surcharge d'exploitation :**

$$Q = \max (F_p ; F_Q)$$

$F_Q$  : poussée de la main courante ,  $F_Q = 1 \text{ kN.ml}$

$F_p$  : la force sismique.

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

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de la zone ,  $A = 0.25$  (Groupe d'usage 2 ; Zone III) **RPA (Tableau 4.1)** .

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaire .

$C_p = 0.8$  (Élément en console) **RPA(tableau 6.1)**.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.71 = 1.37$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par:  $Q = \max \{1 ; 1.37\}$

$$\mathbf{Q = 1.37 \text{ KN/ml.}}$$

➤ **Moments et efforts normaux :**

$$M(Q) = 1.37 \times 0.6 = 0.822 \text{ KN.m}$$

$$G_b = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{enduit}} = 0.03 \times 0.6 \times 20 = 0.36 \text{ KN/ml.}$$

$$N(G) = 1.71 + 0.36 = 2.07 \text{ KN/ml}$$

**Combinaison des sollicitations :**

❖ **ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

❖ **ELS :**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q$$

Cas	N (KN)	M (kN.m)
ELU	2.79	1.23
ELS	2.07	0.82

**Tableau III.1 : les efforts normaux et les moments.**

**III.2.3. Ferrailage de l'acrotère ( ELU ) :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire:

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}$$

◆ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.23}{2.79} = 0.44 \text{ m} = 44 \text{ cm}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.82}{2.07} = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_u; e_s > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et ( $N_u$ ) l'effort normal de compression donc la section est partiellement comprimée (**flexion simple**).

◆ **Le moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$$g = e_u + (h / 2 - c)$$

$g$  : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$g = 44 + (10 / 2 - 2) = 47 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.79 \times 0.48 = 1.34 \text{ KN.m}$$

◆ **calcul des sections fictives :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.34}{0.82} = 1.63$$

$$10^4 u_L = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$u_L = 0.378$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_{bu} = 0.015$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.019$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.019) = 0.992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{d \times \beta \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1.34 \times 10^3}{0.08 \times 0.992 \times 348} = 0.485 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.485 - \frac{2.79 \times 10}{348} = 0.405 \text{ cm}^2$$

### III.2.5. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$$

$$A_{min} = 0.23 \left( \frac{bd f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \left( \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \right) = 0.966 cm^2$$

On remarque que :  $A_s < A_{min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée donc on adoptera la section minimale  $A_s = A_{min} = 0.966 cm^2$ .

La section d'acier est **4HA8 / ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 cm^2$$

Soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$  Repartie sur 60 cm de hauteur avec un espacement de :

$$St = 15 cm.$$

➤ **Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right) = \min \left( 0.15 \frac{25}{1.5}, 4Mpa \right).$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1.37 = 2.055KN$$

$$\tau_u = \frac{2.055 \times 10^3}{100 \times 8 \times 10^2} = 0.026Mpa$$

$$\tau_u = 0.026Mpa < \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification d'adhérence des barres :(Art A 6.1.3 BAEL91) :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_s < \bar{\tau}_s$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

$\psi_s$ : Coefficient de scellement, 1.5 acier Fe400, haute adhérence

Avec :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$$

$$\tau_s = \frac{2055}{0.9 \times 80 \times 4 \times \pi \times 8} = 0.284 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.284 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque d'entraînement des barres.

**III.2.6. Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

➤ **Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k$$

Avec :  $k = \frac{M_{ser}}{I}$

On a :  $\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$

Et :  $n=15$  ou ( $A'$  est la section des armatures comprimées égale 0)

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \times 2,01 \cdot y_1 - 15 \times 2,01 \times 8 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 30,15 \cdot y_1 - 241,2 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,92cm$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + n \cdot A(d - y_1)^2 + n \cdot A'(y_1 - d')^2$$

$$I = 1350,47cm^4$$

$$k = \frac{0.822 \times 10^{-3}}{1350,47 \times 10^{-8}} = 60.87MN/m^3$$

$$\sigma_{bc} = 1,92 \times 10^{-2} \times 60.87 = 1,17MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,17MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Dans l'acier :**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, donc:

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 202MPa$$

$$\sigma_s = n \cdot k(d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 60.87(8 - 1,92) \times 10^{-2} = 55.51MPa$$

$$\sigma_s = 55.51MPa \leq \bar{\sigma}_s = 202MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.7. Dessin de ferrailage :

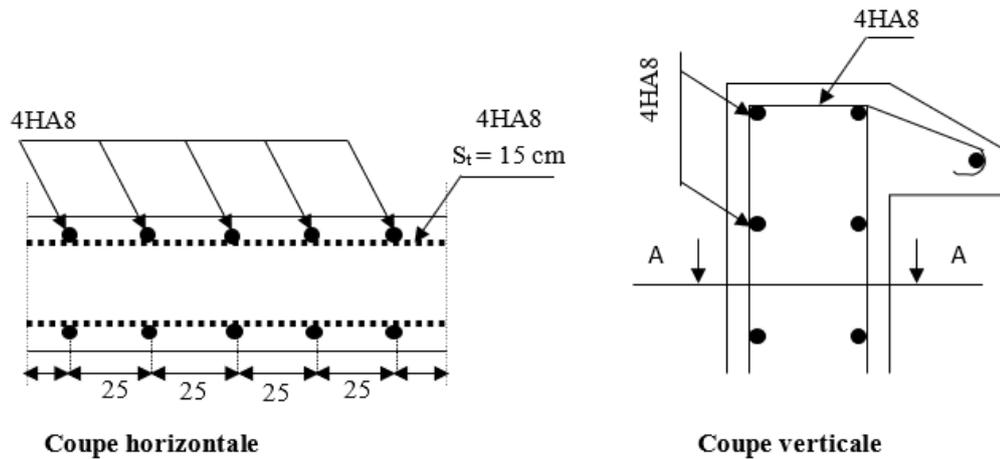


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Étude de balcon :

#### III.3.1. Définition :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine d'épaisseur  $e = 15\text{cm}$ . Il est calculé comme un consol et ferrillée en flexion simple.

#### III.3.2. Évaluation des charges :

- ◆ Charges permanentes :

$$G_1 = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

- ◆ Poids de garde corps :

$$G_2 = 2.81 \text{ KN/m}^2$$

- ◆ Surcharges sur le balcon :

$$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

- ◆ Surcharges dus à la main courante :

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

**III.3.3. Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire.

➤ **Combinaison des charges :**• **ELU :**

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47KN/ml$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 2.81 + 1.5 \times 1 = 5.29KN/ml$$

• **ELS :**

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.35 + 3.5 = 8.85KN/ml$$

$$q_{s2} = G_2 + Q_2 = 2.81 + 1 = 3.81KN/ml$$

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**✓ **ELU**

$$M_u = \left( \frac{q_{u1} \times l^2}{2} \right) + (q_{u2} \times l)$$

$$M_u = \left( \frac{12.4 \times 1.2^2}{2} \right) + (5.29 \times 1.2) = 15.28 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_{u1} \times l) + q_{u2}$$

$$V_u = (12.47 \times 1.2) + 5.29 = 20.25KN$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \left( \frac{q_{s1} \times l^2}{2} \right) + (q_{s2} \times l)$$

$$M_s = \left( \frac{8.85 \times 1.2^2}{2} \right) + (3.81 \times 1.2) = 10.94KN.m$$

$$V_s = (q_{s1} \times l) + q_{s2}$$

$$V_s = (8.85 \times 1.2) + 3.81 = 14.43KN$$

**III.3.4. Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable

On considère une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Avec :  $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.50 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.28 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.059$$

$$\gamma = \frac{M_a}{M_{aser}} = \frac{15.28}{10.94} = 1.4$$

$$10^4 u_L = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$u_L = 0.299$$

$\mu_{bu} = 0.059 < u_L = 0.299 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow$  pas d'armatures comprimées.

$\mu_{bu} \leq 0.275 \rightarrow$  méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 6 \times 0.059) = 8.72$$

$$A_c = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{15.28}{8.72 \times 10^{-2} \times 348 \times 10^3} = 5.04 \times 10^{-4} m^2 = 5.04 cm^2$$

On adopte : 5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup> avec St=20cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup> avec St=25cm

**III.3.5. Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \left( \frac{bd f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm^2$$

$$A_{\min} = 1.63 cm^2 < A_s = 5.65 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 1.63 cm^2 < A_r = 2.01 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :**

• Armatures longitudinal :

$$St < \min(3h, 33cm) = 33 \text{ cm}$$

St= 20 cm < 33 cm → Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2) :**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}, 4\text{Mpa}\right).$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow V_u = 20.25\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.15\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.15\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III.3.6. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y \cdot k$$

Avec :

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

Et  $\eta = 15$  ou ( $A'$  est la section des armature comprimé égale 0)

Et  $A'_s = 0$

$$y = 15 \frac{5.65}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 13.5 \times 5.65}{7.5 \times 5.65^2}} - 1 \right) = 4.01\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \cdot A (d - y)^2 + n \cdot A' (y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 4.01^3 + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2$$

$$I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{10.94 \times 10^{-3}}{9781.97 \times 10^{-8}} = 111.84 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 4.01 \times 10^{-2} \times 111.84 = 4.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.67 ; \max(200 ; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nk(d - y) = 15 \times 111.84(13.5 - 4.01) \times 10^{-2} = 159.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 159.2 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

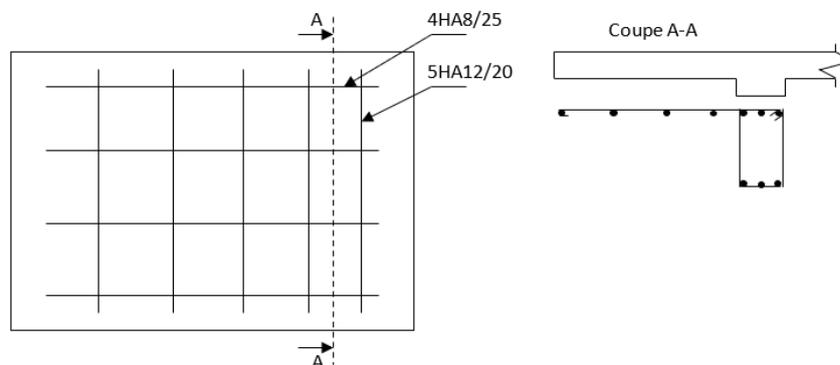
On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042 \leq 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les conditions sont vérifiées.

**III.3.7. Schéma de ferrailage :**



**Figure III.3 : Schéma de ferrailage de balcon.**

### III.4. Étude des planchers :

Les planches sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement.

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Assure l'isolation thermique et acoustique
- Transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs
- Séparation entre les différents niveaux.

Pour notre projet, nous avons un seul type de plancher a corps creux par de hauteur 20cm.

Dont :

- Dalle de compression de hauteur 4cm.
- Corps creux de hauteur 16cm.

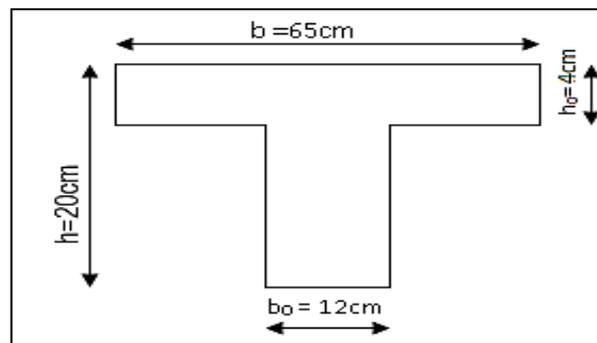


Figure III.4 : Dimensionnement de poutrelle.

#### III.4.1. Études des poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

#### ✓ 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier estimé à 1.00 KN.

Avec :  $l = 60\text{cm}$  (largeur de l'hourdis)

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Combinaisons de charges :**

Charge permanente :  $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

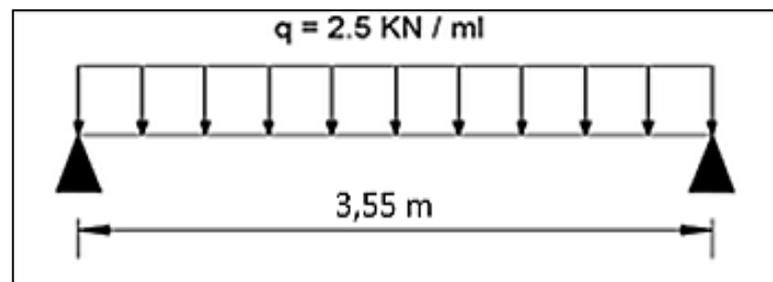


Figure III.5 : Schéma statique de la travée la plus longue des poutrelles ELU.

➤ **Calcul de Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,55^2}{8} = 3,94 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,50 \times 3,55}{2} = 4,44 \text{ KN}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 0.74 + 1 = 1,74 \text{ KN/ml}$$

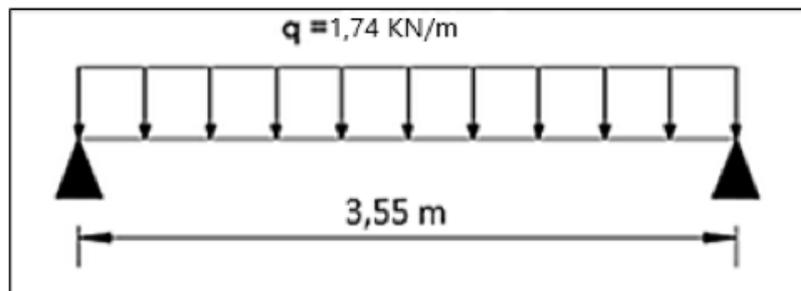


Figure III.6 : Schéma statique de la travée la plus longue des poutrelles ELS.

➤ **Calcul de Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,74 \times 3,55^2}{8} = 2,74 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,74 \times 3,55}{2} = 3,09 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle :**

Soit l'enrobage : **c = 2cm**

La hauteur utile : **d = h - c = 4 - 2 = 2cm**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,94 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2} = 5,78$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25)] - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 0,89 + 49 \times 25 - 3050] \times 10^{-4} = 0,124$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3,94}{2,44} = 0,89$$

$$\mu_u > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$$

✓ **2ème étape Après le coulage de dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

**III.4.2. Méthode de calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.

a) **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées.
- Fissuration considérée comme non préjudiciable.
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25$$

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

- 1<sup>ère</sup> condition :  $Q = 1.5 \text{ KN/m} \leq 2 \times G = 2 \times 5,25 = 10,5 \text{ KN/m}$  **condition vérifiée**
- 2<sup>ème</sup> condition :  $I = \text{constante}$  **condition vérifiée**
- 3<sup>ème</sup> condition : fissuration peu préjudiciable **condition vérifiée**
- 4<sup>ème</sup> condition : Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8 et 1.25** :

$$\frac{3,55}{3,25} = 1,09 \quad \frac{3,25}{3,5} = 0,93 \quad \frac{3,5}{3} = 1,17 \quad \frac{3}{3,2} = 0,94 \quad \frac{3,2}{3,5} = 0,91 \quad \frac{3,5}{3,5} = 1 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont toutes vérifiées, donc on utilise la méthode forfaitaire

❖ **Principe de calcul des moments :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante.

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée indépendante.

$M_t$  : Moment max de la travée étudiée.

$M_w$  : Moment sur l'appui gauche de la travée.

$M_e$  : Moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes  $G$  et les surcharge d'exploitation  $Q$   $\alpha = \frac{q}{g+q}$

Les valeurs  $M_t, M_w, M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

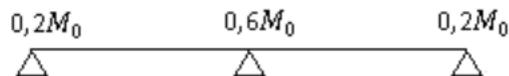
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max((1 + 0,3\alpha) M_0; 1,05M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max((1 + 0,3\alpha) M_0; 1,05M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

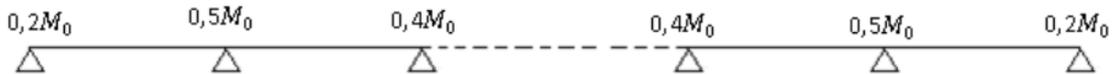
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer  $M_a = -0,15M_0$ .

❖ Principe de calcul de l'effort tranchant :

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

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

Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65$$

	G(KN)	Q(KN)	$q_u$ (KN/ml)	$q_{\text{ser}}$ (KN/ml)	$\alpha$
Plancher RDC et étage courant	5,25	1,5	6,07	4,39	0,222
Plancher terrasse inaccessible	6,38	1	6,57	4,80	0,136

Tableau III.2 : Evaluation des charges.

**Remarque :** on utilise celui de planche étage courante pour le calcul du ferrailage.

D'après l'utilisation de la méthode de forfaitaire. Les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivants :

Plancher RDC et étage courant								
comb	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
ELU	1-2	3,55	9,56	1,43	4,78	7,10	9,83	-11,72
	2-3	3,25	8,01	4,78	3,72	4,30	10,19	-9,54
	3-4	3,5	9,29	3,72	3,72	6,19	10,62	-10,62
	4-5	3	6,83	3,72	3,11	3,87	9,31	-8,90
	5-6	3,2	7,77	3,11	3,72	4,88	9,52	-9,90
	6-7	3,5	9,29	3,72	4,65	5,73	10,36	-10,89
	7-8	3,5	9,29	4,65	1,39	6,89	11,55	-9,69

Tableau III.3 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant RDC et étage courant à ELU.

Plancher RDC et étage courant								
comb	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
ELS	1-2	3,55	6,92	1,04	3,46	5,13	7,11	-8,47
	2-3	3,25	5,80	3,46	2,69	3,11	7,37	-6,90
	3-4	3,5	6,72	2,69	2,69	4,48	7,68	-7,68
	4-5	3	4,94	2,69	2,25	2,80	6,73	-6,44
	5-6	3,2	5,62	2,25	2,69	2,03	6,89	-7,16
	6-7	3,5	6,72	2,69	3,36	4,15	7,49	-7,87
	7-8	3,5	6,72	3,36	1,01	4,99	8,35	-7,01

Tableau III.4 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant RDC et étage courant à ELS.

Plancher terrasse inaccessible								
comb	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
ELU	1-2	3,55	10,35	1,55	5,18	7,50	11,01	-12,68
	2-3	3,25	8,67	5,18	4,02	4,50	11,03	-10,32
	3-4	3,5	10,06	4,02	4,02	6,54	11,50	-11,50
	4-5	3	7,39	4,02	3,36	4,07	10,04	-9,64
	5-6	3,2	8,41	3,36	4,02	5,14	10,31	-10,72
	6-7	3,5	10,06	4,02	5,03	6,04	11,21	-11,79
	7-8	3,5	10,06	5,03	1,51	7,29	12,50	-10,49

Tableau III.5: Les efforts tranchants et les moments fléchissant terrasse inaccessible à ELU.

Plancher terrasse inaccessible								
comb	Travée	L(m)	M <sub>0</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
ELS	1-2	3,55	7,56	1,13	3,78	5,48	9,90	-9,23
	2-3	3,25	6,34	3,78	2,94	3,30	8,64	-8,16
	3-4	3,5	7,35	2,94	2,94	4,78	8,4	-8,4
	4-5	3	5,40	2,94	2,46	5,43	7,36	-7,04
	5-6	3,2	6,14	2,46	2,94	3,75	7,53	-7,83
	6-7	3,5	7,35	2,94	3,68	4,41	8,19	-8,61
	7-8	3,5	7,35	3,68	1,10	3,33	9,14	-7,66

Tableau III.6 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant terrasse inaccessible à ELS.

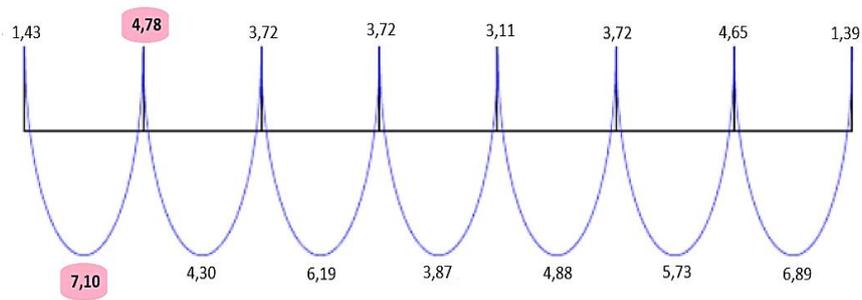


Figure III.7 : Diagramme des moments RDC et étage courant à ELU.

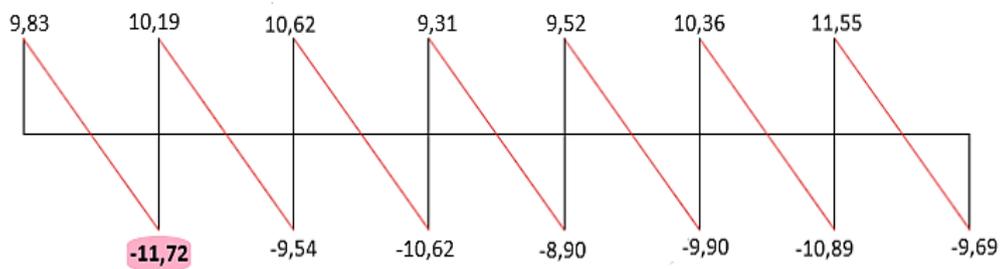


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant RDC et étage courant à ELU.

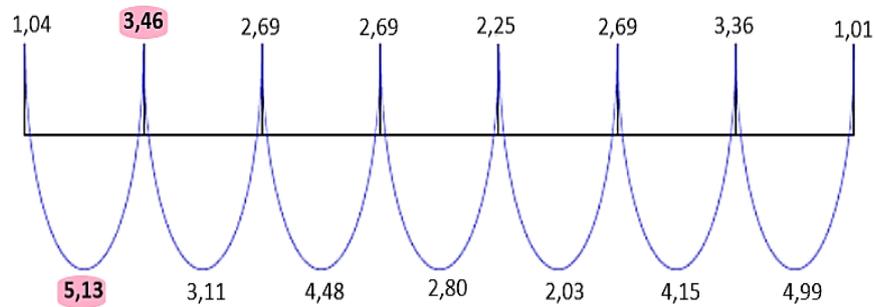


Figure III.9 : Diagramme des moments RDC et étage courant à ELS.

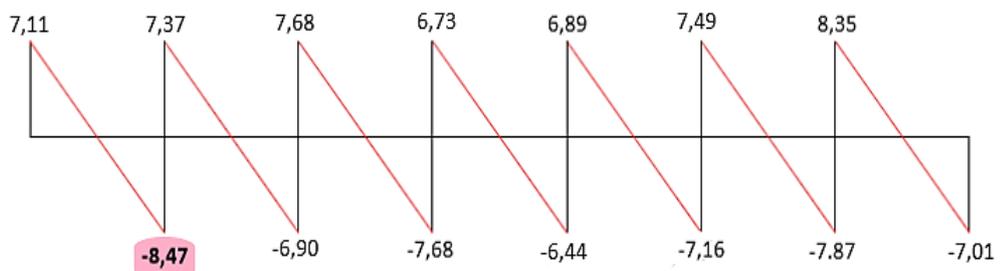


Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant RDC et étage courant à ELS.

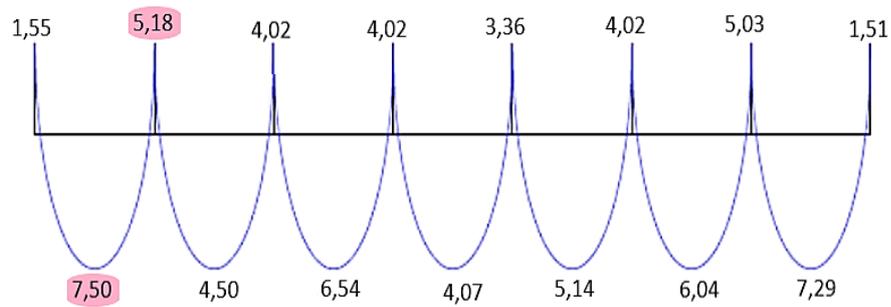


Figure III.11 : Diagramme des moments terrasse inaccessible à ELU.

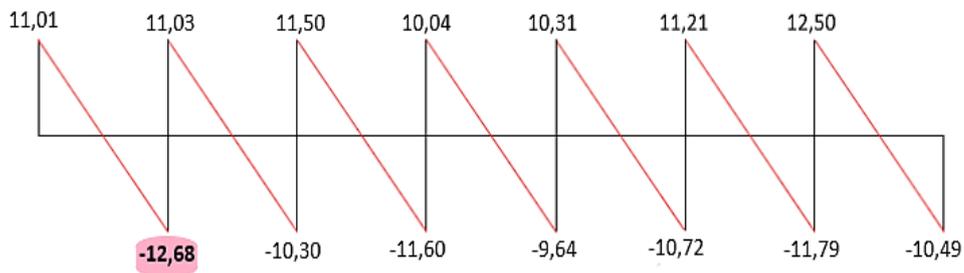


Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant terrasse inaccessible à ELU.

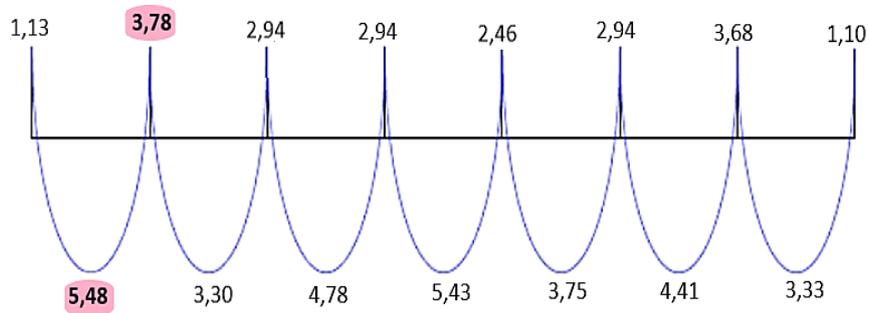


Figure III.13 : Diagramme des moments terrasse inaccessible à ELS.

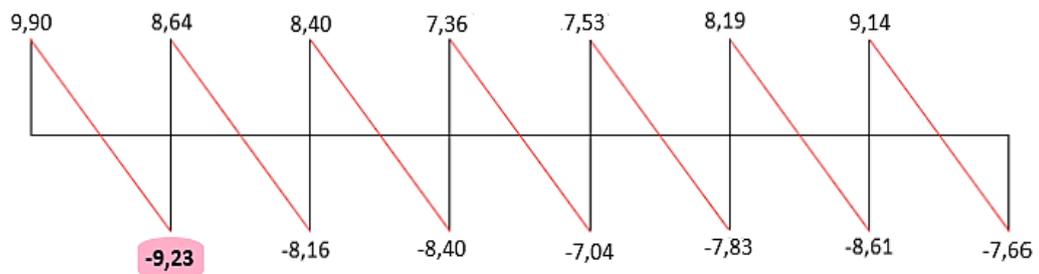


Figure III.14 : Diagramme de l'effort tranchant terrasse inaccessible à ELS.

### III.4.3. Calcul de ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis

$$M_t \text{ max} = 7,10 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$V_u \text{ max} = 11,72 \text{ KN}$$

**Remarque :** on utilise celui de planche étage courante pour le calcul du ferrailage

#### ❖ Armatures longitudinales :

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t \text{ max} = 7,10 \text{ KN.m} \text{ et } M_a \text{ max} = 4,78 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$

#### ➤ En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,78 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,087$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,292$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{4,78}{3,46} = 1,38$$

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

$$\mu_{bu} = 0,087 < \mu_{lu} = 0,292 \quad \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,087) = 17,06 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{4,78 \times 10^{-3}}{0,1706 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

#### ➤ En travée :

Moment de référence :

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\begin{cases} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 = 0,369 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0,18 - \frac{0,04}{2} = 0,16 \end{cases}$$

$$M_{tu} = 59,04 \text{ KN.m} > M_t = 7,10 \text{ KN.m}$$

La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ( $b=65\text{cm}$ ,  $d=18\text{cm}$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,10 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,296$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{7,10}{5,11} = 1,39$$

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

$$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_{lu} = 0,296 \quad \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,024) = 17,74\text{cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{7,10 \times 10^{-3}}{0,1774 \times 348} = 1,15\text{cm}^2$$

On adopte 3HA10=2,36cm<sup>2</sup>

❖ **Armatures transversales RPA99V2003 (Art.7.5.2.2) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,57; 1,2; 1) = 0,57\text{cm}$$

On choisit un cadre Ø6 avec A<sub>t</sub>=2HA6=0,57 cm<sup>2</sup>

Espacements des armatures

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

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq (16,2; 40)$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

**III.4.4. Les vérifications :**

**III.4.4.1. Vérification à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

➤ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

$$A_a = 1,57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 5-1.2)**

La fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{MPa} \right.$$

$$\left. \tau_u = \frac{11,72 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,54 \text{MPa} \right.$$

$$\tau_u = 0,54 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la condition d'adhérence : (BAEL 91 Art A 6,13)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \varphi = 2\pi 1 = 6,28 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,72}{0,9 \times 0,18 \times 6,26} \times 10^{-1} = 1,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,15 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$V_u \leq 0,4b \times 0,9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 129,6 \text{KN}$$

$$V_u = 11,72 \text{KN} < 129,6 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieure :**

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$A \geq \frac{1,15 \times 10}{400} \left[ 11,72 + \frac{4,78}{0,9 \times 0,18} \right] = 1,19 \text{cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{cm}^2 > 1,19 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul la longueur d'ancrage : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)**

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6\Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\text{cm}$$

Vu que dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11\text{cm}$$

Soit  $L_r = 15\text{cm}$ .

**III.4.4.2. Vérification à l'ELS :**❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\frac{b \times y_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(A \cdot d + A' \cdot d) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A(d - y_1)^2 + \eta A'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

➤ **Aux appuis :**

$$6y_1^2 + 15 \times 1,57 \times y_1 - 15 \times 1,57 \times 18 = 0$$

$$6y_1^2 + 23,55y_1 - 423,9 = 0$$

$$y_1 = 6,67\text{cm}$$

$$I = \frac{12 \times 6,67^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 6,67)^2 = 4210,051\text{cm}^4$$

$$K = \frac{3,46 \times 10^{-3}}{4210,051 \times 10^{-8}} = 82,18\text{MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 82,18 \times 6,67 \times 10^{-2} = 5,48\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,48\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$32,5y_1^2 + 15 \times 2,36 \times y_1 - 15 \times 2,36 \times 18 = 0$$

$$32,5y_1^2 + 35,4y_1 - 637,2 = 0$$

$$y_1 = 3,92\text{cm}$$

$$I = \frac{65 \times 3,92^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 3,92)^2 = 8323,042\text{cm}^4$$

$$K = \frac{5,13 \times 10^{-3}}{8323,042 \times 10^{-8}} = 61,64\text{MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 61,64 \times 3,92 \times 10^{-2} = 2,42\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,42\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte de compression dans l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,46 \times 10^{-3}}{4210,051 \times 10^{-8}} (18 - 6,67) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 139,67\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5,13 \times 10^{-3}}{8323,042 \times 10^{-8}} (18 - 3,92) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 130,18\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{MPa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

Avec:

**L:** la portée entre nus d'appuis ( $L=3,55\text{m}$ ).

**M<sub>t</sub>:** moment maximum en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**A<sub>s</sub>**: section d'armateur tendu correspondante.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0,0563 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL).

⇒ Il est indispensable de vérifier la flèche avec la flèche admissible

❖ **Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_v$ : Module de déformation différé

$I_{fv}$ : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n =15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$ : Moment statique par rapport à l'axe(x-x) Passant par le centre de gravité de la section.

$B_0$  : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15 \times A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2,36} = 7,10 \text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{12(7,10^3 + 12,9^3)}{3} + (65 - 12)4 \left[ \frac{4}{12} + \left( 7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36(12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 19809,06 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$\rho$ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right)$$

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) = 15 \times 61,64 \times (0,18 - 0,071) = 100,78 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 100,78 + 2,1}; 0 \right) = 0,43$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0109} = 1,51$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 19809,06}{1 + 0,43 \times 1,51} = 13211,64 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,13 \times 10^{-3} \times 3,55^2}{10 \times 10818,87 \times 13211,64 \times 10^{-8}} = 4,52 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,5 \times 10^3}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$f = 4,52 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

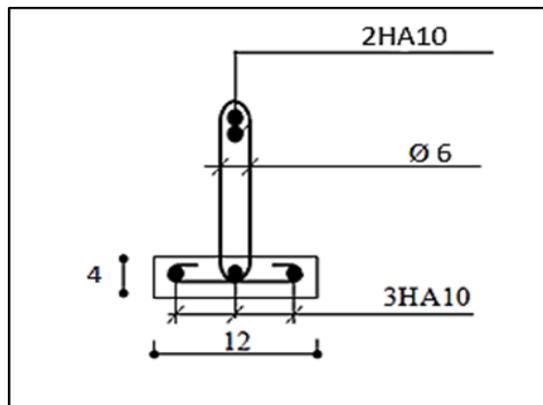


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de poutrelle.

### III.4.5. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

#### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t=15\text{cm}$

#### ❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{cm}^2$$

Soit  $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t=15\text{cm}$

#### Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (15x15) cm<sup>2</sup>.

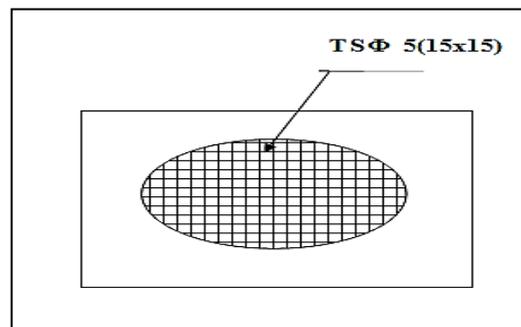


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

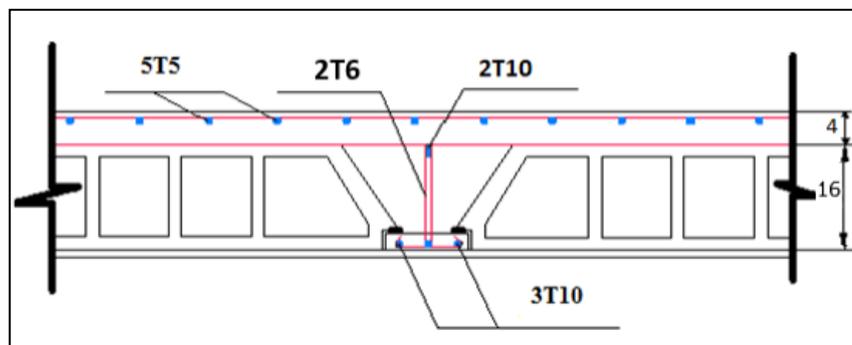


Figure III.17 : plan de ferrailage du plancher.

### III.5. Étude des escaliers :

#### III.5.1. Calcul des sollicitations :

Le chargement a été calculé au chapitre pré-dimensionnement et descente de charges

➤ **Combinaisons d'actions :**

$$\text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q)$$

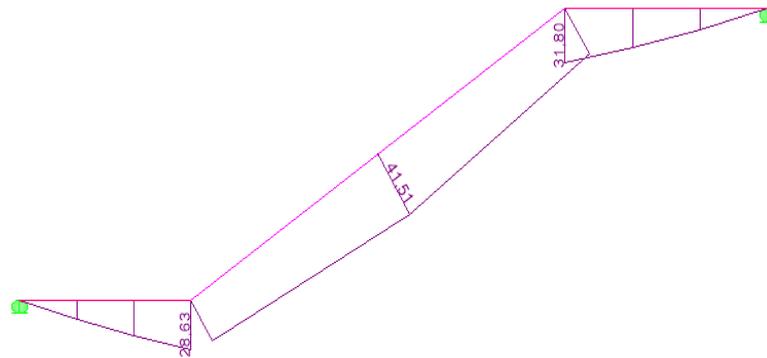
$$\text{ELS: } q_s = (G+Q)$$

Eléments	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS(KN/ ml)
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
Paillasse	7.02	2.5	13.23	9.52

**Table III.7 :Calcul des sollicitations.**

#### III.5.2. Calcule des efforts tranchants et moments fléchissant:

Le calcul des efforts et moments maximaux en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel etabs



**Figure III.18 :Diagramme des moments à l'ELU.**

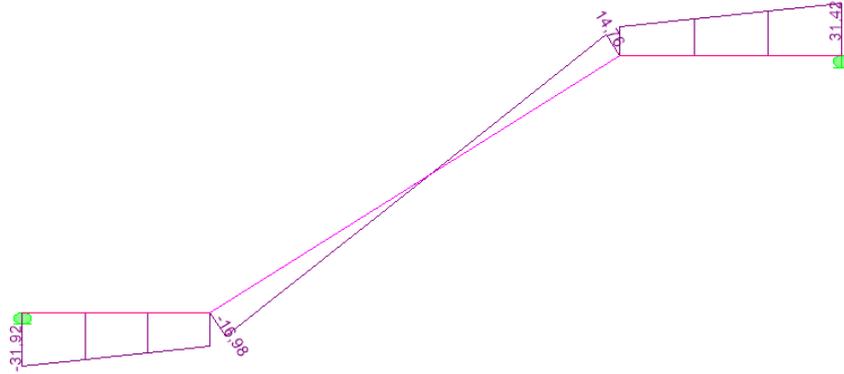


Figure III.19 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

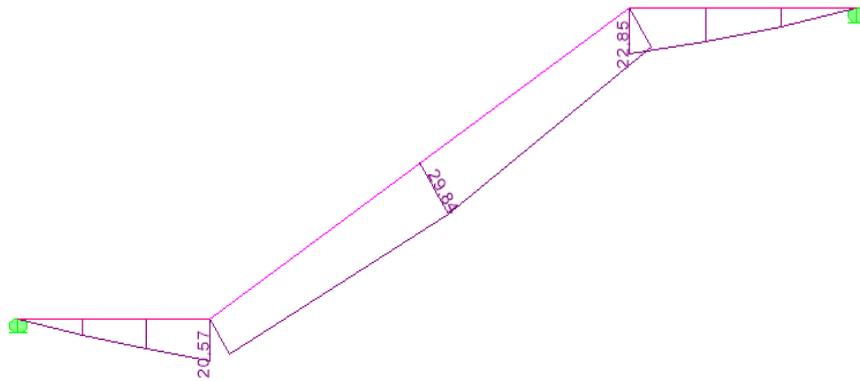


Figure III.20 :Diagramme des moments à l'ELS.

### III.5.3. Ferrailage des armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire de caractéristique :  $b_0= 1\text{m}$ ,  $h= 15\text{cm}$ ,  $d=0.9 \times h = 13.5\text{cm}$ .

#### Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

#### ➤ En travées :

$$M_{ut}=0.85M_{\max} = 0.85 (41.51) = 35.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}=0.85M_{\max} = 0.85 (29.84) = 25.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.3 M_{max} = -0.3 (41.51) = -12.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = -0.3 M_{max} = -0.3 (29.84) = -8.95 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.28 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{35.28}{25.36} = 1.39$$

$$10^4 u_L = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$u_L = 0.296$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136} \right] = 0.183$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.183) = 12.51$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{35.28}{12.51 \times 10^{-2} \times 348 \times 10^3} = 8.1 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.1 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_s = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 17 \text{ cm}$

➤ **En Appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.45 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{12.45}{8.95} = 1.39$$

$$10^4 u_L = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$u_L = 0.296$$

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

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048} \right] = 0.062$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.062) = 13.17$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{12.45}{13.17 \times 10^{-2} \times 348 \times 10^3} = 2.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.72 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_s = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$  Avec  $S_t = 17 \text{ cm}$

**III.5.4. Armatures de répartition :**

➤ **Sur appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup> ;**

Avec un espacement de **St = 20 cm.**

### III.5.5. Vérification a ELU:

➤ **Condition de non fragilité(BAEL91A.4.2) :**

$$A_{\min} = 0.23 b.d.ft_{28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 9.24 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

En appuis :  $A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ **Armatures principales :**

St max < min {3h ,33cm} ; St max < 33 cm

Sur appuis : St = 17 cm < 33 cm  $\rightarrow$  condition vérifiée

En travée : St = 17 cm < 33 cm  $\rightarrow$  condition vérifiée

✓ **Armatures de répartition :**

St max < min {4h, 45cm}

Sur appuis : St = 20cm < 45 cm  $\rightarrow$  condition vérifiée.

En travée : St = 20cm < 45 cm  $\rightarrow$  condition vérifiée.

➤ **Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A 3 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = \sum n\pi\varphi = 6\pi \times 1.4 = 26.39 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.92 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.135 \times 26.39} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

$$\tau_{su} = 0.15 MPa < \bar{\tau}_{se} = 2.835 MPa$$

➤ **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3) :**

$$L_s = \frac{\theta_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 cm$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4  $L_s$**

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 cm$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 MPa$$

$$\tau_u = \frac{31.92 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.24 MPa$$

$$\tau_u = 0.24 MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.167 MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.5.6 Vérifications à l'ELS :**

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y.k \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ ) :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \times 4.71y_1 - 15 \times 4.71 \times 13.5 = 0$$

$$\Rightarrow 25y_1^2 + 70.65y_1 - 953.775 = 0 \Rightarrow y_1 = 3.72 cm$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + n.A(d - y_1)^2 + n.A'(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}3.72^3 + 15 \times 4.71(13.5 - 3.72)^2 \phi \Rightarrow I = 8473.52cm^4$$

$$k = \frac{8.95 \times 10^{-3}}{8473.52 \times 10^{-8}} = 105.62MN/m^3$$

$$\sigma_{bc} = 3.72 \times 10^{-2} \times 105.62 = 3.93MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.93MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux travée :**

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 15 \times 9.24y_1 - 15 \times 9.24 \times 13.5 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 138.6y_1 - 1871.1 = 0 \Rightarrow y_1 = 4.89cm$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + n.A(d - y_1)^2 + n.A'(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}4.89^3 + 15 \times 9.24(13.5 - 4.89)^2 \phi \Rightarrow I = 14172.38cm^4$$

$$k = \frac{25.35 \times 10^{-3}}{14172.38 \times 10^{-8}} = \frac{178.87MN}{m^3}$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \times 10^{-2} \times 178.87 = 8.75MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7.35MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M <sub>ser</sub>	A <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub>	y	I	σ <sub>bc</sub>	Condition
Appuis	6.76	6.78	0	5.65	12279.08	3.11	CV
Travée	19.16	6.78	0	4.32	11257.89	7.35	CV

**Tableau III.8 : vérification de la contrainte de compression dans le béton.**

➤ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e} MPa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée .

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{455} = 0.037 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(7.65; 9.52) = 9.52 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène :

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13.5 = 12622.95 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (8.01^3 + 6.99^3) + 15 \times 6.78 (8.01 - 1.5)^2 = 34389.03 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{9.52 \times 4.55^4}{10818.86 \times 10^3 \times 34389.03 \times 10^{-8}} = 0.014 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$$

$$f \leq \bar{f} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

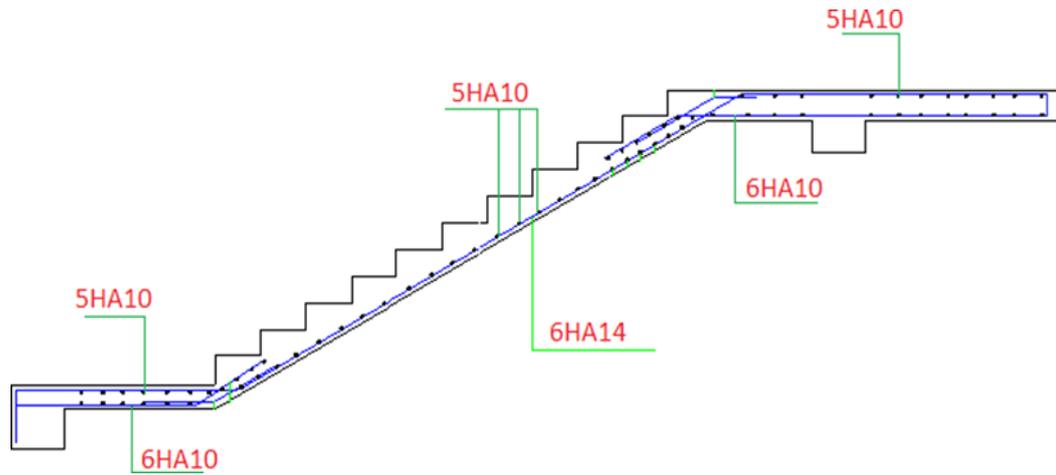


Figure III.21 :Schéma de ferrailage de volée.

### III.6. Etude de la poutre palière :

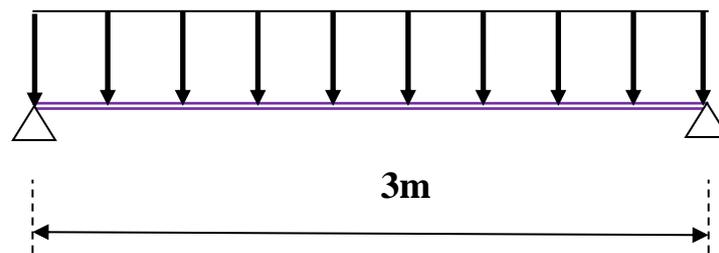


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière.

#### III.6.1. Prédimensionnement :

➤ Selon le CBA93 :

La hauteur de la poutre palière doit être :

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

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

$$20 \leq h \leq 30$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

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

➤ Selon le RPA99/version 2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \geq 4 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.6.2. Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

- Charge d'exploitation  $Q = 2,5\text{kN/m}$
- Son poids propre le long de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2.625 \text{ kN/ml}$
- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- **ELU :**

$$R_b = 31.92\text{KN/ml}$$

- **ELS :**

$$R_b = 22.91\text{KN/ml}$$

### III.6.3. Combinaisons de charges :

❖ À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1,35 \times 2,625 + 31.92 = 35.46 \text{ KN/ml}$$

❖ À l'ELS :

$$q_{ser} = G_p + R_b = 2,625 + 22.91 = 25.54 \text{ KN/ml}$$

### III.6.4. Calcul des sollicitations :

❖ À l'ELU :

1- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{35.46 \times 3^2}{8} = 39.89\text{KN}\cdot\text{m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{35.46 \times 3}{2} = 53.19\text{KN}$$

❖ Sur appuis :

$$M_a = (-0,3) \times 39,89 = -11.96 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

❖ **Sur travée :**

$$M_t = (0,85) \times 39,89 = 33,91 \text{ KN.m}$$

❖ **À l'ELS :**

**1-Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{25,54 \times 3^2}{8} = 28,73 \text{ KN.m}$$

**2-Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{25,54 \times 3}{2} = 38,31 \text{ KN}$$

✓ **Sur appuis :**

$$M_a = (-0,3) \times 28,73 = -8,62 \text{ KN.m}$$

✓ **Sur travée :**

$$M_t = (0,85) \times 28,73 = 24,42 \text{ KN.m}$$

**III.6.5. Calcul des armatures :**

❖ **En appuis :**

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0,03$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{11,96}{8,62} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,296$$

- $0,02 < 0,22 \implies$  pas d'armature comprimée  $A' = 0$
- $0,02 < 0,275 \implies$  Méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 31,5 [1 - 0,6 \times 0,03] = 30,93 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$A_a = \frac{11,96 \times 10^3}{30,93 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

- On adopte : 3HA12  $\implies A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **Sur travée :**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0.08$$

$$\gamma = \frac{M_{t,u}}{M_{t,s}} = \frac{33.91}{24.42} = 1,39$$

$$\mu_{Iu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{Iu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,296$$

- $0.06 < 0.22 \longrightarrow$  pas d'armateur comprimé  $A' = 0$
- $0.06 < 0.275 \longrightarrow$  Méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 31.5[1 - 0.6 \times 0.08] = 29.98cm$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{st}} = \frac{33.91 \times 10^3}{29.98 \times 348} = 3.25cm^2$$

- On adopte : 3HA12  $A_t = 3.39 cm^2$

**III.6.6. Calcul des armatures :**

**1- Armatures longitudinales :**

Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0,5% sur toute la section.

$$3.39 + 3.39 = 6,78cm^2 > \frac{0.5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.5 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 5.25cm^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante.

$$6,78 cm^2 < \frac{4 \cdot b \cdot h}{100} = 4cm^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**2- Armatures de répartition :**

Diamètre des armatures transversales : (Art,7,4,2,2,3 BAEL91)

$$\phi_1 \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right)$$

$\phi_1$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_1 \leq \min (1 ; 3 ; 12) \leq 10 \text{ mm}$$

- On adopte : HA8  $\longrightarrow A_t = 0.5 cm^2$

### 3- Espacement des armatures transversales :

A partir des conditions du CBA 93 les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

$$S_t = \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t = \min (0.9 \times 31.5 ; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm}$$

A partir d'Art (7,5,2,2 de RPA99/version 2003), Les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

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

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4, 12\Phi) \leq \min (8.75 ; 14.4) \leq 7 \text{ cm.}$$

On adopte les espacements suivants :

$$\text{Zone courante : } s_t = 15\text{cm.}$$

$$\text{Zone nodale : } s_t = 7 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales		Armatures transversales
En Travée :	En appui :	HA8 =0,5
3HA13=3.39	3HA12=3.39	

**Tableau III.9 : Ferrailage final de la poutre palière.**

#### III.6.7. Vérification à L'ELU:

##### 1- Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14\text{cm}^2$$

$$A_a = 3.39 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3.39 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### 2- Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{u,max} = 53.96\text{KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{53.96 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,57 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{MPa} \right); \text{ avec } : \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 2.5) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :** Il n'y a aucun risque de cisaillement.

### 3- Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{c28} = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9 \cdot d \sum ui}$$

Avec :  $\sum ui = \eta \cdot \pi \cdot \Phi$

$\sum ui$  : La somme des périmètres utiles des armateurs

$$\tau_{se} = \frac{53.96 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.68 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.68 \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :** pas de risque d'entraînement des barres.

### 4- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13) :

❖ Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21) :

$$T_u \leq 0,4 b_0 0,9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,3 \times 0,9 \times 0,315 \times \frac{25}{1,5} = 567 \text{KN}$$

$$T_u = 53.96 \text{KN} \leq 567 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.6.8. Vérifications à l'ELS :

#### 1- Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2de BAEL91 modifié 99).

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{300} = 0.12 > 0.06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.13 \geq \frac{24.42}{10 \times 28.73} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39 \times 10^4}{300.315} = 0.0035 \geq 0.01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

## 2- Contrainte de compression dans le béton ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15$$

$\sigma_{bc}^-$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = k \times y$$

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad + A'd) = 0$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- y : position de l'axe neutre
- I: Moment d'inertie

### • En appuis :

$$\Rightarrow 15y_1^2 + 15 \times 3.39y_1 - 15 \times 3.39 \times 31.5 = 0$$

$$\Rightarrow 15y_1^2 + 50.58y_1 - 1601.775 = 0 \Rightarrow y_1 = 8.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + n.A(d - y_1)^2 + n.A'(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{30}{3}8.78^3 + 15 \times 3.39(31.5 - 8.78)^2 \Rightarrow I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{8.62 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} = 26.12 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 8.78 \times 10^{-2} \times 26.12 = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### • En Travée :

$$\Rightarrow 15y_1^2 + 15 \times 3.39y_1 - 15 \times 3.39 \times 31.5 = 0$$

$$\Rightarrow 15y_1^2 + 50.58y_1 - 1601.775 = 0 \Rightarrow y_1 = 8.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + n.A(d - y_1)^2 + n.A'(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{30}{3} 9.48^3 + 15 \times 3.39(31.5 - 8.78)^2 \Rightarrow I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

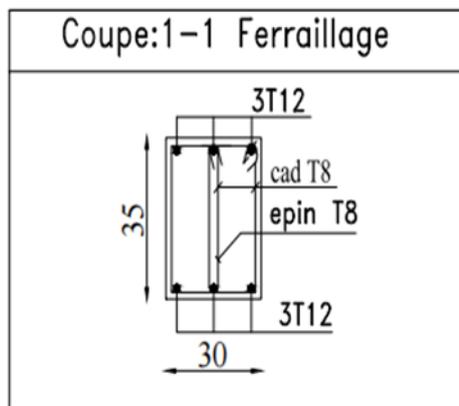
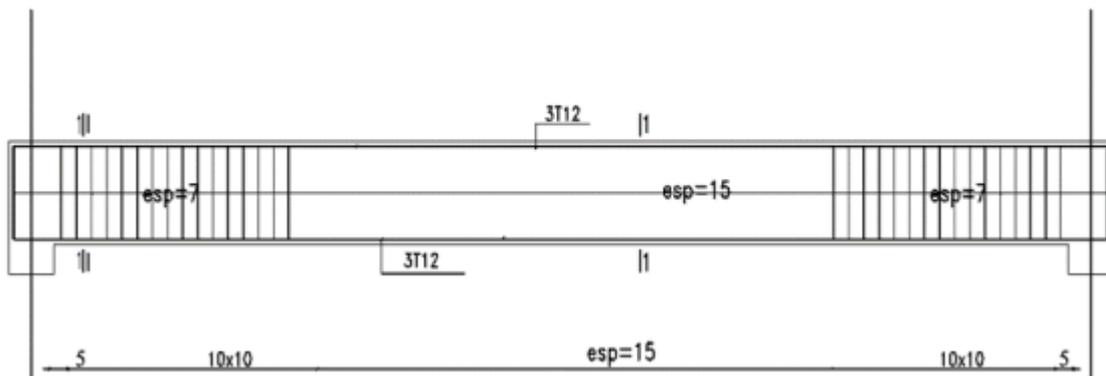
$$k = \frac{24.42 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} = 73.96 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 8.78 \times 10^{-2} \times 73.96 = 6.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.6.9. Schéma de ferrailage :**

Ferrailage de la poutre palier (30\*35):



**Figure III.23 : schéma de ferrailage de la poutre palier.**

## ***Chapitre IV:***

***Etude dynamique sous l'effet de  
la variation des dispositions des  
voiles***

### **IV.1. Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort, et périodes...) sous l'effet du Séisme. Le présent chapitre consistera à examiner l'influence de disposition des voiles sur le comportement dynamique de ce bâtiment.

### **IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique :**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de trois méthodes selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 /Version 2003) :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accéléra-gramme.

#### **IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003).

Dans notre cas, Boumerdes se situe dans une zone de sismicité élevée (ZONE III), et notre ouvrage est classé en (Groupe 2).

La méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée car notre bâtiment ne satisfait pas toutes les conditions d'application (le bâtiment ou bloc étudié présente configuration régulière, et une hauteur totale :  $h = 18.36\text{m} > 17\text{m}$ ) (**Art 4.1.1 RPA 2003**).

### **IV.3. Méthode d'analyse modèle spectrale :**

#### **IV.3.1. Principe :**

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

### IV.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99/2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

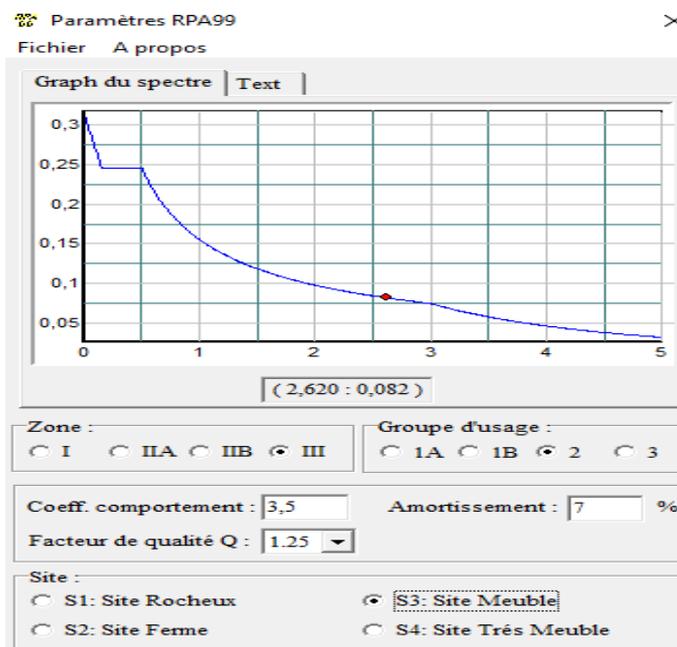


Figure IV.1 : Le spectre de réponse.

### IV.3.3. Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA2003) Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un site meuble. Donc de **catégorie S3**.

**IV.3.4. Périodes caractéristiques  $T_1$  ;  $T_2$  :**

D'après l'article 4.3.3 (RPA2003), Pour un site de catégorie S3 on a :

$$T_1 = 0.15 \text{ sec} ; T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

**IV.3.5. Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (bâtiment à usage d'habitation) : **A = 0.25**

**IV.3.6. Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4 .4 R.P.A 2003).

Critère (q)	Pq	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	<b>Q = 1,25</b>	<b>Q = 1,25</b>

**Tableau IV.1: valeurs des pénalités ( $P_q$ ).**

**IV.3.7. Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA99/version2003** par la formule :

$$T = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
(N) :  $h_N = 18.36$  m.

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le **tableau 4.6 RPA99/version 2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où :  $C_T = 0.05$

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

$$D_x = 23.9m \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18.36)^{\frac{3}{4}} = 0,44s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18.36}{\sqrt{23.9}} = 0,34s \end{cases}$$

$$D_y = 12.5m \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (18.36)^{\frac{3}{4}} = 0,44s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{18.36}{\sqrt{12.5}} = 0,47s \end{cases}$$

#### IV.3.8. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le **Tableau 4.7 art 4.2.3 de RPA 99/2003**.

On a pour un site ferme ( $S_2$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.50$  secondes.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

D'après le **Tableau 4.2 art 4.2.3 de RPA 99/2003** on a  $\xi = 7\%$ .

Sens	T(s)	T <sub>2</sub> (s)	$\eta$	D
X-X	0,34	0,5	0,88	2,20
Y-Y	0,44	0,5	0,88	2,20

**Tableau IV.2 : calcul de facteur d'amplification dynamique moyen selon x et y**

#### **IV.4. Modélisation des éléments structuraux :**

##### **IV.4.1. Présentation de logiciel de calcul ETABS 9.7 :**

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

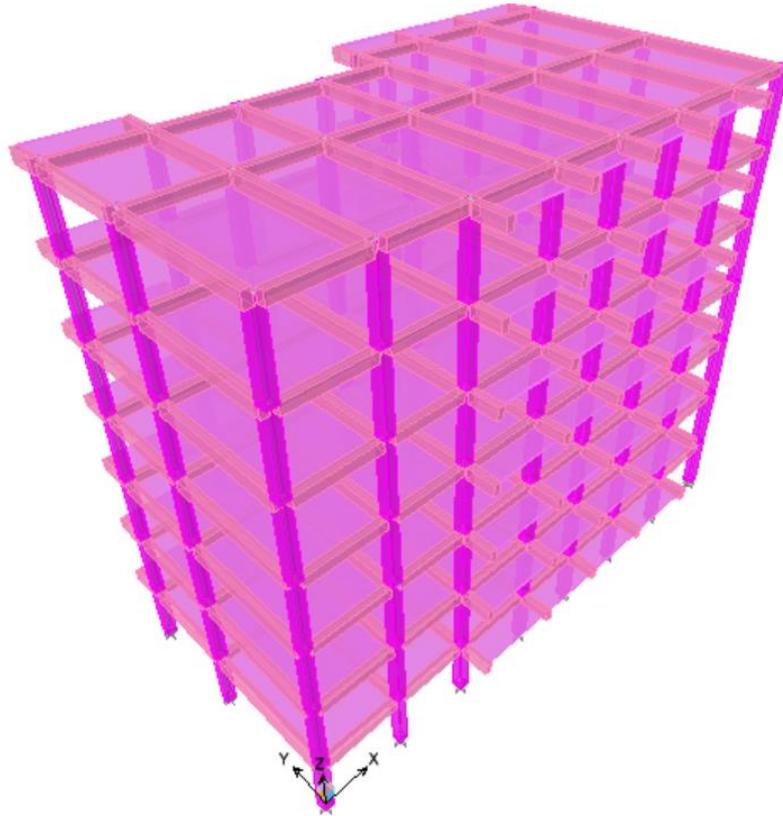
ETABS a été élaboré aux USA par la « compagnie computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce qui suit date de l'an 2010, désigné par ETABS Nonlinear 9.7.0.

Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), mais des améliorations ont été apportées sur les versions récentes, telle que la version 9.6 qu'on va traiter dans le présent mémoire. Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

##### **IV.4.2. Étapes de modélisation :**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- ✓ Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- ✓ Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- ✓ Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes...).
- ✓ Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- ✓ Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc..).
- ✓ Interprétation des résultats.

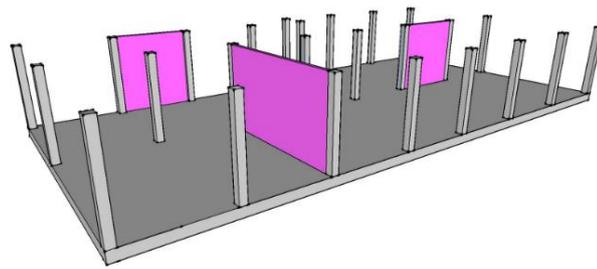


**Figure IV.2 : Vue en 3D de la structure.**

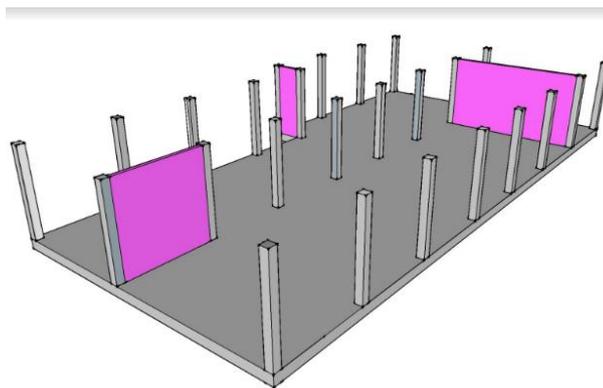
#### **IV.5. Disposition des voiles :**

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, cependant dans le code parasismique algérien RPA99/V2003, aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment. L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'influence de la disposition des voiles et de rechercher la disposition optimale en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition de voiles.

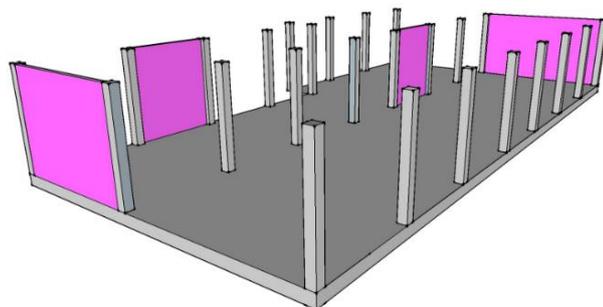
Les différentes variantes de disposition des voiles de contreventement sont mentionnées sur les figures suivantes :



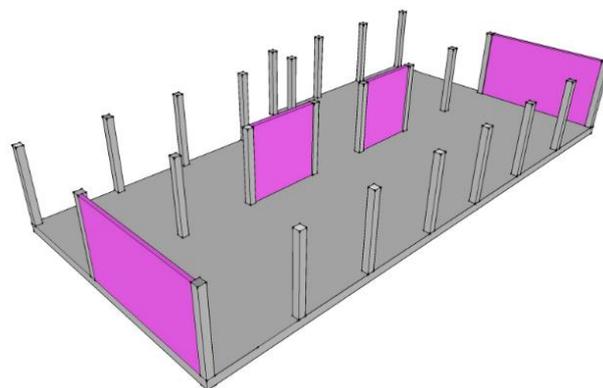
**Figure IV.3 :** Variante 01



**Figure IV.4 :** Variante 02



**Figure IV.5 :** Variante 03



**Figure IV.6 :** Variante 04

❖ **Justification du système de contreventement :**

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (forces sismiques) que reprend chaque élément entre les voiles et les portiques, après tout on peut juger les types de contreventement selon les règles du RPA puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99/ version2003].

❖ **Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA99/2003] :**

La Masse modale participante doit Dépasser 90% dans le sens x-x et y-y. Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte.

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2. RPA99/2003] :**

Selon le RPA99V03 les valeurs de  $T_{anl}$  calculées par Etabs ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30% d'après [ART 4.2.4 du RPA.V2003].

On doit vérifier que :

$$1,3 T_{emp} > T_{anl}$$

❖ **Vérification de l'excentricité : [art 4-2-7RPA99/2003] :**

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

**Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| ; e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

**Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :  $e_a = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003] :**

La résultante des forces sismiques à la base (V dynamique) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V statique).

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

❖ **Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.43 RPA99/2003] :**

Le déplacement ( $\Delta_k$ ) de chaque étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (Art 5.10 RPA99/2003).

D'après le **RPA99/V2003 (ART 4.43)** le déplacement horizontale  $\delta_k$  de chaque étage est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Telle que :

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal a :

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

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :(RPA 99version 2003 Art5-9) :**

L'effet P-  $\Delta$  est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement ( $\Delta$ ).

L'effet P- $\Delta$  ou effet de 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus.

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

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

**IV.5.1. Etude de la variante 01 :**

❖ **Justification du système de contreventement :**

Niveau	Charge reprise par en (KN)		Pourcentage (%) reprise par en (KN)	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	7264.29	13742.05	35%	65%

**Tableau IV.3 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.**

**Commentaire :**

On remarque dans les résultats que les voiles porteurs reprennent plus de 20% de l'effort vertical. Donc la structure est une structure en voile donc le coefficient. **(R=3,5)**.

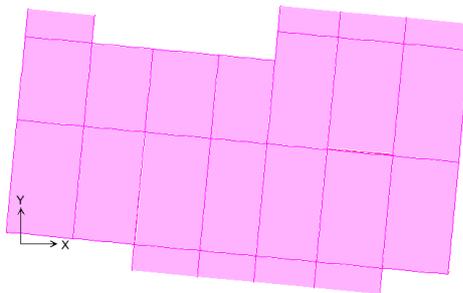
❖ **Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA99/2003] :**

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,792118	4,489	23,1961	4,489	23,1961
2	0,475021	66,8476	3,455	71,3366	26,6511
3	0,353671	0,7014	46,9531	72,038	73,6042
4	0,24638	0,6759	3,9439	72,7139	77,5481
5	0,13356	0,2696	1,1404	72,9835	78,6885
6	0,113881	17,0976	1,2465	90,0811	79,935
7	0,089119	0,1676	1,3343	90,2487	81,2693
8	0,085258	0,3618	12,5862	90,6105	93,8555
9	0,067902	0,0553	0,2712	90,6658	94,1267
10	0,057853	0,0154	0,065	90,6811	94,1917
11	0,051786	5,673	0,4903	96,3542	94,682
12	0,040835	0,259	3,4136	96,6132	98,0956

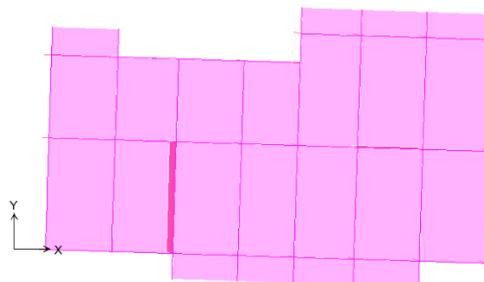
**Tableau VI.4 : Modes propres de la structure.**

Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une rotation de période = 0.79s



**Figure VI.7 : premier mode de déformation.**

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une translation X-X de période = 0.47s



**Figure VI.8 : 2eme mode de déformation.**

Le 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une rotation de période = 0.35s

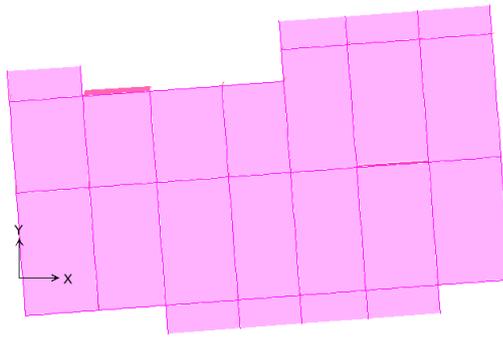


Figure VI.9 : 3eme mode de déformation.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2. RPA99/2003] :

$T_{dynamique}$	$1.3 T_{empirique}$	$T_{dyn} < 1.3 T_{emp}$
0.79	0.572	Condition non vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification de la période fondamentale.

**Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est supérieure à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

❖ Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003] :

Sens	$V_{statique} (KN)$	$80\% V_{statique}$	$V_{ETABS}$	Condition
X-X	3592.29	2873.84	3127.14	Vérifiée
Y-Y	3592.29	2873.84	2429.81	Non vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de la force sismique à la base.

**Commentaire :** Dans le sens Y-Y on remarque que La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est inférieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ Vérification de l'excentricité : [art 4-2-7RPA99/2003] :

Story	XCM	XCR	Ex	$0,05Lx$	Condition
Sous-sol	12,087	7,426	4,664	1,17	Non vérifiée
RDC	12,051	7,311	4,74	1,17	Non vérifiée
ETAGE1	12,056	7,349	4,707	1,17	Non vérifiée
ETAGE 2	12,056	7,515	4,541	1,17	Non vérifiée
ETAGE 3	12,056	7,732	4,324	1,17	Non vérifiée
ETAGE 4	12,056	7,983	4,073	1,17	Non vérifiée
ETAGE 5	12,174	8,243	3,931	1,17	Non vérifiée

Tableau VI.7 : Vérification de l'excentricité suivant X.

Story	YCM	YCR	Ey	0.05Ly	Condition
Sous-sol	5,705	7,820	2,115	0,63	Non vérifiée
RDC	5,72	7,863	2,143	0.63	Non vérifiée
ETAGE1	5,723	7,747	2,024	0.63	Non vérifiée
ETAGE 2	5,723	7,592	1,869	0.63	Non vérifiée
ETAGE 3	5,723	7,423	1,7	0.63	Non vérifiée
ETAGE 4	5,723	7,243	1,52	0.63	Non vérifiée
ETAGE 5	5,694	7,057	1,363	0.63	Non vérifiée

**Tableau VI.8 : Vérification de l'excentricité suivant Y.**

**Commentaire :**

Dans les deux directions nous constatons que l'excentricité est importante, ce qui peut donner lieu à une torsion d'ensemble.

❖ **Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.43 RPA99/2003] :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%h <sub>e</sub> (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	6,475	1,19	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	5,285	1,295	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	3,99	1,295	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	2,695	1,225	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	1,47	0,98	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,49	0,245	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,245	0,245	2,60	Condition vérifiée

**Tableau VI.9 : Déplacements inter-étages suivant X.**

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%h <sub>e</sub> (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	5,215	0,7	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	4,515	0,805	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	3,71	0,98	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	2,73	1,05	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	1,68	1,05	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,63	0,105	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,525	0,525	2,60	Condition vérifiée

**Tableau VI.10 : Déplacements inter-étages suivant Y.**

**Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA99/V 2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifié).

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :(RPA 99version 2003 Art5-9) :**

Story	P	VX	H(cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	3179,16	1002,8	306	1,19	0,01232888	Condition vérifiée
ETAGE 4	6360,645	1760,81	306	1,295	0,01528752	Condition vérifiée
ETAGE 3	9542,13	2320,75	306	1,295	0,01740064	Condition vérifiée
ETAGE 2	12723,615	2726,55	306	1,225	0,0186815	Condition vérifiée
ETAGE 1	15905,1	2996,22	306	0,98	0,01700072	Condition vérifiée
RDC	18821,111	3127,14	306	0,245	0,00481884	Condition vérifiée
Sous-sol	21954,194	3283,87	260	0,245	0,00629976	Condition vérifiée

**Tableau VI.11 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.**

Story	P	VY	H(cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	3179,16	762,87	306	0,7	0,00953319	Condition vérifiée
ETAGE 4	6360,645	1331,2	306	0,805	0,01256991	Condition vérifiée
ETAGE 3	9542,13	1751,73	306	0,98	0,01744548	Condition vérifiée
ETAGE 2	12723,615	2067,77	306	1,05	0,02111427	Condition vérifiée
ETAGE 1	15905,1	2292,78	306	1,05	0,02380356	Condition vérifiée
RDC	18821,111	2429,81	306	0,105	0,00265791	Condition vérifiée
Sous-sol	21954,194	2706,06	260	0,525	0,01638196	Condition verifiée

**Tableau VI.12 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.**

**Commentaire :**

Dans les deux directions la justification de l'effet P-Delta est satisfaite ( $\theta < 0,1$ ).

**IV.5.2. Etude de la variante 02 :**

❖ **Justification du système de contreventement :**

Niveau	Charge reprise par en (KN)		Pourcentage (%) reprise par ç	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	62014.51	14635.78	29%	71%

**Tableau IV.13 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.**

**Commentaire :**

On remarque dans les résultats que les voiles porteurs reprennent plus de 20% de l'effort vertical Donc la structure et une structure en voile donc le coefficient. (**R=3,5**).

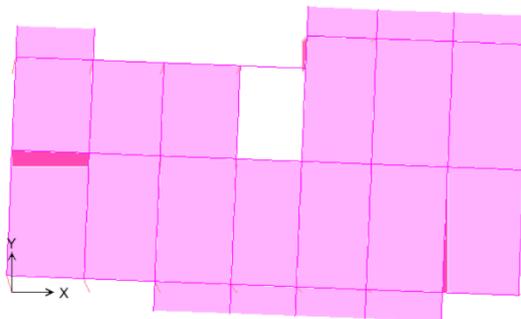
❖ **Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA99/2003] :**

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,759909	0,2186	35,503	0,2186	35,503
2	0,570775	72,7342	0,0998	72,9527	35,6028
3	0,328792	0,0003	38,4001	72,9531	74,0029
4	0,237491	0,0281	5,734	72,9812	79,7369
5	0,145533	17,4701	0,0144	90,4513	79,7512
6	0,128959	0,0152	1,5682	90,4665	81,3194
7	0,084382	0,002	0,7767	90,4685	82,0961
8	0,076348	0,0002	12,0751	90,4686	94,1712
9	0,067786	6,0648	0,0018	96,5335	94,173
10	0,062762	0,0007	0,6475	96,5342	94,8205
11	0,052622	0,0004	0,111	96,5346	94,9315
12	0,043457	2,3933	0,0021	98,9278	94,9336

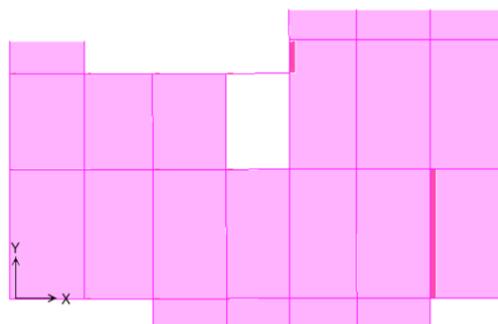
**Tableau IV.14 : Modes propres de la structure.**

Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une rotation de période = 0.75s



**Figure VI.10 : 1<sup>er</sup> mode de déformation.**

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une translation X-X de période = 0.57s



**Figure VI.11 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation.**

Le 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une rotation de période = 0.32s

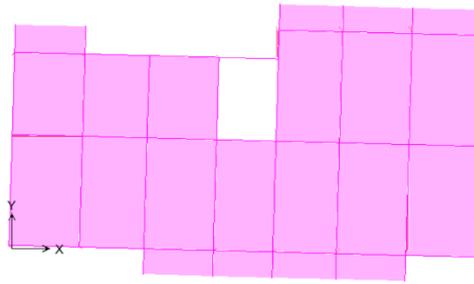


Figure VI.12 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2. RPA99/2003] :

T <sub>dynamique</sub>	1.3 T <sub>empirique</sub>	T <sub>dyn</sub> < 1.3 T <sub>emp</sub>
0.75	0.572	Condition non vérifiée

Tableau VI.15 : Vérification de la période fondamentale.

**Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est supérieure à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

❖ Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003] :

Sens	V <sub>statique</sub> (KN)	80% V <sub>statique</sub>	V <sub>ETABS</sub>	Condition
X-X	3562,87	2850,30	3063,66	Vérifiée
Y-Y	3562,87	2850,30	2245,56	Non vérifiée

Tableau VI.16 : Vérification de la force sismique à la base.

**Commentaire :**

Dans le sens Y-Y on remarque que La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est inférieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ Vérification de l'excentricité : [art 4-2-7RPA99/2003] :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	XCM	XCR	E <sub>x</sub>	0,05L <sub>x</sub>	Condition
Sous-sol	12,272	16,885	4,613	1,17	Non vérifiée
RDC	12,272	18,376	6,104	1,17	Non vérifiée
ETAGE 1	12,28	18,59	6,31	1,17	Non vérifiée
ETAGE 2	12,28	18,414	6,134	1,17	Non vérifiée
ETAGE 3	12,28	18,08	5,8	1,17	Non vérifiée
ETAGE 4	12,28	17,658	5,378	1,17	Non vérifiée
ETAGE 5	12,296	17,228	4,932	1,17	Non vérifiée

Tableau VI.17 : Vérification de l'excentricité suivant X.

Story	YCM	YCR	Ey	0.05Ly	Condition
Sous-sol	5,699	5,886	0,187	0,63	Vérifiée
RDC	5,662	5,959	0,297	0,63	Vérifiée
ETAGE 1	5,688	5,958	0,27	0,63	Vérifiée
ETAGE 2	5,688	5,946	0,258	0,63	Vérifiée
ETAGE 3	5,688	5,931	0,243	0,63	Vérifiée
ETAGE 4	5,688	5,914	0,226	0,63	Vérifiée
ETAGE 5	5,674	5,897	0,223	0,63	Vérifiée

**Tableau VI.18 : Vérification de l'excentricité suivant Y.**

**Commentaire :**

Dans la direction Y, nous constatons que l'excentricité est faible. Dans la direction X l'excentricité est importante, ce qui peut donner lieu à une torsion d'ensemble.

❖ **Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.43 RPA99/2003] :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%h <sub>e</sub> (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	8,68	1,54	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	7,14	1,68	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	5,46	1,75	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	3,71	1,68	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	2,03	1,33	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,7	0,14	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,56	0,56	2,60	Condition vérifiée

**Tableau VI.19 : Déplacements inter-étages suivant X.**

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%h <sub>e</sub> (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	6,195	0,595	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	5,6	0,91	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	4,69	1,155	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	3,535	1,365	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	2,17	1,33	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,84	0,21	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,63	0,63	2,60	Condition vérifiée

**Tableau VI.20 : Déplacements inter-étages suivant Y.**

**Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA99/V 2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifié).

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :(RPA 99version 2003 Art5-9) :**

Story	P	VX	H	$\Delta_k$ (cm)	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	31415,17	974,67	306	1,54	0,1622113	Condition non vérifiée
ETAGE 4	34570,132	1707,86	306	1,68	0,11113136	Condition non vérifiée
ETAGE 3	37725,094	2258,38	306	1,75	0,09553223	Condition vérifiée
ETAGE 2	40880,056	2661,93	306	1,68	0,08431458	Condition vérifiée
ETAGE 1	44035,018	2928,49	306	1,33	0,06535588	Condition vérifiée
RDC	46937,768	3063,66	306	0,14	0,00700952	Condition vérifiée
Sous-sol	49840,518	3140,27	260	0,56	0,03418457	Condition verifiée

**Tableau VI.21 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.**

Story	P	VY	H	$\Delta_k$ (cm)	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	31415,17	690,32	306	0,595	0,08848802	Condition vérifiée
ETAGE 4	34570,132	1210,5	306	0,91	0,08492904	Condition vérifiée
ETAGE 3	37725,094	1596,96	306	1,155	0,0891655	Condition vérifiée
ETAGE 2	40880,056	1898,85	306	1,365	0,09603555	Condition vérifiée
ETAGE 1	44035,018	2122,18	306	1,33	0,09018746	Condition vérifiée
RDC	46937,768	2245,56	306	0,21	0,01434837	Condition vérifiée
Sous-sol	49840,518	2477,93	260	0,63	0,048737215	Condition vérifiée

**Tableau VI.22 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.**

**Commentaire :**

On constate que  $\Theta_x$  supérieurs à 0,1 au cinquième et quatrième niveau, donc l'effet P-Delta ne peut pas être négligé (Art5-9 du RPA 99/V 2003.est non vérifié).

**IV.5.3. Etude de la variante 03 :**

❖ **Justification du système de contreventement :**

Niveau	Charge reprise par en (KN)		Pourcentage (%) reprise par ç	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	8252.97	13161.89	38%	62%

**Tableau IV.23 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.**

**Commentaire :**

On remarque dans les résultats que les voiles porteurs reprennent plus de 20% de l'effort vertical Donc la structure et une structure en voile donc le coefficient. (R=3,5).

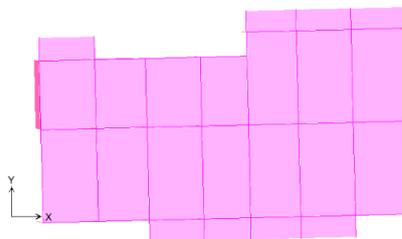
❖ **Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA99/2003] :**

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,487302	70,5878	0,2887	70,5878	0,2887
2	0,381538	0,6592	62,7209	71,2471	63,0096
3	0,269508	0,4949	7,6417	71,742	70,6513
4	0,117602	18,1721	0,0497	89,9141	70,701
5	0,086439	0,1149	18,7951	90,029	89,4961
6	0,061046	0,061	1,8636	90,09	91,3598
7	0,053457	6,2566	0,0338	96,3466	91,3935
8	0,040011	0,0357	5,4034	96,3823	96,797
9	0,034052	2,3994	0,0031	98,7817	96,8001
10	0,028667	0,0768	0,4102	98,8585	97,2103
11	0,026415	0,0126	1,8682	98,8711	99,0785
12	0,025971	0,8729	0,0003	99,744	99,0788

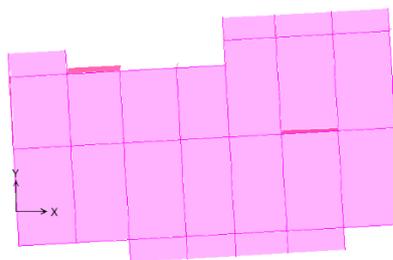
**Tableau VI.24 : Modes propres de la structure.**

Le1<sup>er</sup> mode de notre structure est une translation X-X de période = 0.48s



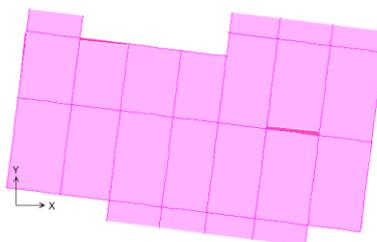
**Figure VI.13 : premier mode de déformation.**

Le2<sup>eme</sup> mode de notre structure est une translation Y-Y de période = 0.48s



**Figure VI.14 : 2eme mode de déformation.**

Le3<sup>eme</sup> mode de notre structure est une rotation de période = 0.26s



**Figure IV.15 : 3eme mode de déformation.**

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2. RPA99/2003] :**

$T_{dynamique}$	$1.3 T_{empirique}$	$T_{dyn} < 1.3 T_{emp}$
0.48	0.572	Condition vérifiée

**Tableau VI.25 : Vérification de la période fondamentale.**

**Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est inférieure à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003] :**

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$80\% V_{statique}$	$V_{ETABS}$	Condition
X-X	3669.29	2935.43	3358.85	Vérifiée
Y-Y	3669.29	2935.43	3107.01	Vérifiée

**Tableau VI.26 : Vérification de la force sismique à la base.**

Dans les deux directions on remarque que la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ **Vérification de l'excentricité : [art 4-2-7RPA99/2003] :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	XCM	XCR	$E_x$	$0,05L_x$	Condition
Sous-sol	12,296	13,649	1,353	1,17	Non vérifiée
RDC	12,275	13,77	1,495	1,17	Non vérifiée
ETAGE 1	12,279	14,4	2,121	1,17	Non vérifiée
ETAGE 2	12,279	14,655	2,376	1,17	Non vérifiée
ETAGE 3	12,279	14,723	2,444	1,17	Non vérifiée
ETAGE 4	12,279	14,729	2,45	1,17	Non vérifiée
ETAGE 5	12,296	14,73	2,434	1,17	Non vérifiée

**Tableau VI.27 : Vérification de l'excentricité suivant X.**

Story	YCM	YCR	$E_y$	$0.05L_y$	Condition
Sous-sol	5,755	7,821	2,066	0,63	Non vérifiée
RDC	5,774	7,859	2,085	0,63	Non vérifiée
ETAGE 1	5,776	7,719	1,943	0,63	Non vérifiée
ETAGE 2	5,776	7,579	1,803	0,63	Non vérifiée
ETAGE 3	5,776	7,474	1,698	0,63	Non vérifiée
ETAGE 4	5,776	7,402	1,626	0,63	Non vérifiée
ETAGE 5	5,724	7,355	1,631	0,63	Non vérifiée

**Tableau VI.28 : Vérification de l'excentricité suivant Y.**

**Commentaire :**

Dans les deux directions nous constatons que l'excentricité est importante, ce qui peut donner lieu à une torsion d'ensemble.

❖ **Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.43 RPA99/2003] :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% $h_e$ (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	6,93	1,33	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	5,6	1,4	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	4,2	1,4	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	2,8	1,295	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	1,505	1,015	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,49	0,07	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,42	0,42	2,60	Condition vérifiée

**Tableau VI.29 : Déplacements inter-étages suivant X.**

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% $h_e$ (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	3,99	0,805	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	3,185	0,84	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	2,345	0,805	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	1,54	0,735	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	0,805	0,525	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,28	0,035	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,245	0,245	2,60	Condition vérifiée

**Tableau VI.30 : Déplacements inter-étages suivant Y.**

**Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA99/V 2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifié).

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :(RPA 99version 2003 Art5-9) :**

Story	P	VX	H	$\Delta_k$ (cm)	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	3248,587	1074,8	306	1,33	0,01313703	Condition vérifiée
ETAGE 4	6499,499	1888,36	306	1,4	0,01574714	Condition vérifiée
ETAGE 3	9750,411	2490,02	306	1,4	0,01791541	Condition vérifiée
ETAGE 2	13001,323	2927,03	306	1,295	0,01879787	Condition vérifiée
ETAGE 1	16252,235	3215,42	306	1,015	0,01676563	Condition vérifiée
RDC	19202,96	3358,85	306	0,07	0,00915487	Condition vérifiée
Sous-sol	22400,252	3482,43	260	0,42	0,00130783	Condition vérifiée

**Tableau VI.31: Vérification L'effet P-Delta suivant X.**

Story	P	VY	H	$\Delta_k(\text{cm})$	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	3248,587	1014,37	306	0,805	0,00842505	Condition vérifiée
ETAGE 4	6499,499	1754,9	306	0,84	0,01016683	Condition vérifiée
ETAGE 3	9750,411	2282,88	306	0,805	0,01123607	Condition vérifiée
ETAGE 2	13001,323	2677,07	306	0,735	0,01166524	Condition vérifiée
ETAGE 1	16252,235	2954,65	306	0,525	0,00943724	Condition vérifiée
RDC	19202,96	3107,01	306	0,035	0,00070692	Condition vérifiée
Sous-sol	22400,252	3518,72	260	0,246	0,00602324	Condition vérifiée

Tableau VI.32 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

**Commentaire :**

Dans les deux directions la justification de l'effet P-Delta est satisfaite ( $\theta < 0,1$ ).

**IV.5.4. Etude de la variante 04 :**

❖ **Justification du système de contreventement :**

Niveau	Charge reprise par en (KN)		Pourcentage (%) reprise par ç	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	9341,93	12210,62	43	57

Tableau IV.33 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

**Commentaire :**

On remarque dans les résultats que les voiles porteurs reprennent plus de 20% de l'effort vertical Donc la structure et une structure en voile donc le coefficient. **(R=3,5)**.

❖ **Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA99/2003] :**

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,452049	72,1459	0	72,1459	0
2	0,324003	0,0002	70,1891	72,1461	70,1891
3	0,244516	0,0115	0,6839	72,1576	70,873
4	0,116024	18,022	0	90,1796	70,873
5	0,075047	0,0001	20,8472	90,1797	91,7202
6	0,056187	0,0009	0,1069	90,1806	91,827
7	0,053044	6,2486	0,0001	96,4292	91,8272
8	0,035739	0	5,4639	96,4292	97,2911
9	0,033748	2,471	0	98,9002	97,2911
10	0,026761	0,0023	0,0251	98,9025	97,3162
11	0,025704	0,8919	0	99,7944	97,3162
12	0,024161	0	1,8792	99,7944	99,1954

Tableau VI.34 : Modes propres de la structure.

Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une translation X-X de période = 0.45s

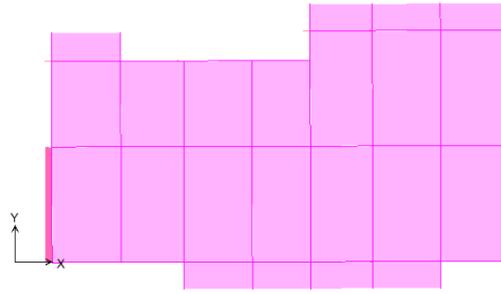


Figure IV.16 : premier mode de déformation.

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une translation Y-Y de période = 0.32s

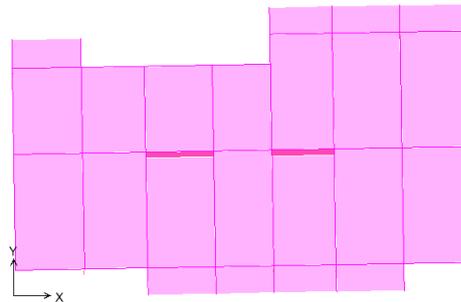


Figure IV.17 : 2eme mode de déformation.

Le 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une rotation de période = 0.24s

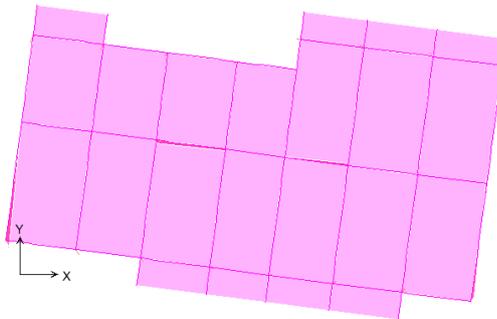


Figure IV.18 : 3eme mode de déformation.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2. RPA99/2003] :

$T_{dynamique}$	$1.3 T_{empirique}$	$T_{dyn} < 1.3 T_{emp}$
0.45	0.572	Condition vérifiée

Tableau VI.35 : Vérification de la période fondamentale.

**Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est inférieure à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003] :**

Sens	V <sub>statique</sub> (KN)	80% V <sub>statique</sub>	V <sub>ETABS</sub>	Condition
X-X	3966,96	3173,57	3446,43	Vérifiée
Y-Y	3966,96	3173,57	3680,16	Vérifiée

**Tableau VI.36 : Vérification de la force sismique à la base.**

Dans les deux directions on remarque que la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

❖ **Vérification de l'excentricité : [art 4-2-7RPA99/2003] :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	XCM	XCR	Ex	0,05L <sub>x</sub>	Conditon
Sous-sol	12,181	11,743	0,438	1,17	Vérifiée
RDC	12,173	11,738	0,435	1,17	Vérifiée
ETAGE1	12,177	11,696	0,481	1,17	Vérifiée
ETAGE 2	12,177	11,652	0,525	1,17	Vérifiée
ETAGE 3	12,177	11,613	0,564	1,17	Vérifiée
ETAGE 4	12,177	11,585	0,592	1,17	Vérifiée
ETAGE 5	12,239	11,565	0,674	1,17	Vérifiée

**Tableau VI.37 : Vérification de l'excentricité suivant X.**

Story	YCM	YCR	E <sub>y</sub>	0.05L <sub>y</sub>	Condition
Sous-sol	5,58	5,94	0,36	0,63	Vérifiée
RDC	5,573	5,953	0,38	0.63	Vérifiée
ETAGE1	5,576	5,944	0,368	0.63	Vérifiée
ETAGE 2	5,576	5,926	0,35	0.63	Vérifiée
ETAGE 3	5,576	5,912	0,336	0.63	Vérifiée
ETAGE 4	5,576	5,903	0,327	0.63	Vérifiée
ETAGE 5	5,613	5,896	0,283	0.63	Vérifiée

**Tableau VI.38 : Vérification de l'excentricité suivant Y.**

**Commentaire :**

$$EX = XCM - XCR \leq 5\%L_x$$

La condition est vérifier

$$EY = YCM - YCR \leq 5\%L_y$$

❖ **Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.43 RPA99/2003] :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% $h_e$ (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	6,545	1,225	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	5,32	1,295	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	4,025	1,33	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	2,695	1,225	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	1,47	0,98	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,49	0,105	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,385	0,385	2,6	Condition vérifiée

**Tableau VI.39 : Déplacements inter-étages suivant X.**

Story	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% $h_e$ (cm)	$\Delta_k < 1\%h_e$
ETAGE 5	3,115	0,63	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 4	2,485	0,665	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 3	1,82	0,63	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 2	1,19	0,56	3,06	Condition vérifiée
ETAGE 1	0,63	0,42	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,21	0,035	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	0,175	0,175	2,6	Condition verifiée

**Tableau VI.40 : Déplacements inter-étages suivant Y.**

**Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA99/V 2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifié).

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :(RPA 99version 2003 Art5-9) :**

Story	P	VX	H	$\Delta_k$ (cm)	$\Theta$	<0,1
ETAGE 5	3321,83	1110,67	306	1,225	0,01086661	Condition vérifiée
ETAGE 4	6608,24	1963,08	306	1,295	0,01370842	Condition vérifiée
ETAGE 3	9894,66	2591,62	306	1,33	0,01624038	Condition vérifiée
ETAGE 2	13181,07	3049,05	306	1,225	0,01708067	Condition vérifiée
ETAGE 1	16467,49	3351,69	306	0,98	0,01561746	Condition vérifiée
RDC	19407,29	3504,08	306	0,105	0,00900460	Condition vérifiée
Sous-sol	22742,065	3864,51	260	0,385	0,00871406	Condition verifiée

**Tableau VI.41 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.**

Story	P	VY	H	$\Delta_k(\text{cm})$	$\Theta$	$<0,1$
ETAGE 5	3321,83	1125,38	306	0.63	0,00549445	Condition vérifiée
ETAGE 4	6608,24	1965,7	306	0.665	0,00703022	Condition vérifiée
ETAGE 3	9894,66	2558,9	306	0.63	0,0078107	Condition vérifiée
ETAGE 2	13181,07	3002.43	306	0.56	0,00795844	Condition vérifiée
ETAGE 1	16467,49	3321,45	306	0.42	0,00678206	Condition vérifiée
RDC	19407,29	3500,73	306	0,035	0,00634092	Condition vérifiée
Sous-sol	22742,065	3970,67	260	0,175	0,00385505	Condition verifiée

**Tableau VI.42 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.**

**Commentaire :**

Dans les deux directions la justification de l'effet P-Delta est satisfaite ( $\theta < 0,1$ ).

**IV.6. Etude comparative entre les différentes variantes :**

**IV.6.1. Période propre du bâtiment pour les différentes variantes:**

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Variante	Période (s)
<b>1</b>	<b>0,79</b>
<b>2</b>	<b>0,75</b>
<b>3</b>	<b>0,48</b>
<b>4</b>	<b>0,45</b>

**Tableau IV.43 : Période fondamentale des variantes étudiées.**

➤ Les périodes sont mis sous forme d'histogramme :



**Figure IV.19 : Période fondamentale des variantes étudiées.**

**Commentaire :**

D'après les résultats trouvés, les périodes des variants 1 et 2 sont de l'ordre de 0,79 et 0,75(1s). Pour les variantes 3 et 4, la période à diminuer jusqu'au environ 0.45s.

**IV.6.2. Modes de vibrations des variantes:**

**IV.6.3. Effort tranchant à la base (KN) :**

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Variante	Vx	Vy
1	3127,14	2429,81
2	3063,66	2245,56
3	3358,85	3107,01
4	3446,43	3680,16

**Tableau IV.44 : Force sismique des variantes étudiées**

Les Valeurs des forces sismiques sont mises sous forme d'histogramme :



**Figure IV.20 : Forces sismiques des variantes étudiées.**

**IV.6.4. L'excentricité :**

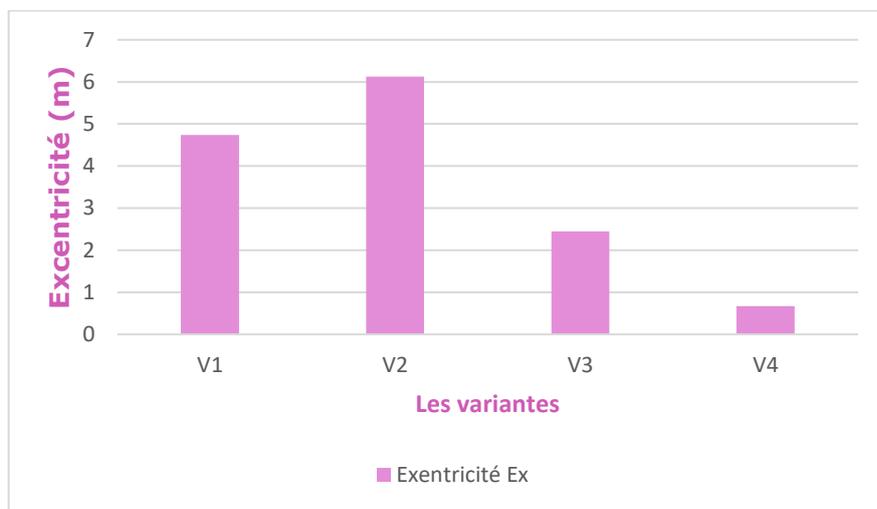
Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

		Les variantes			
		V 1	V 2	V 3	V 4
EX		4,664	4,613	1,353	0,438
		4,74	6,104	1,495	0,435
		4,707	6,31	2,121	0,481
		4,541	6,134	2,376	0,525
		4,324	5,8	2,444	0,564
		4,073	5,378	2,45	0,592
		3,931	4,932	2,434	0,674

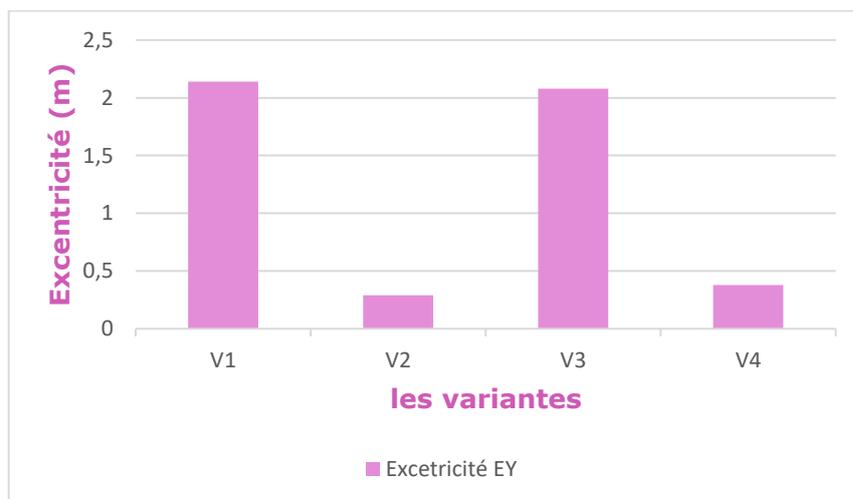
EY	2,115	0,187	2,066	0,36
	2,143	0,297	2,085	0,38
	2,024	0,27	1,943	0,368
	1,869	0,258	1,803	0,35
	1,7	0,243	1,698	0,336
	1,52	0,226	1,626	0,327
	1,363	0,223	1,631	0,283

**Tableaux IV.45 : L'excentricité des variantes étudiées.**

Les Valeurs des excentricités sont mises sous forme d'histogramme :



**Figure IV.21 : L'excentricité des variantes étudiées suivant X.**



**Figure IV.22 : L'excentricité des variantes étudiées suivant Y.**

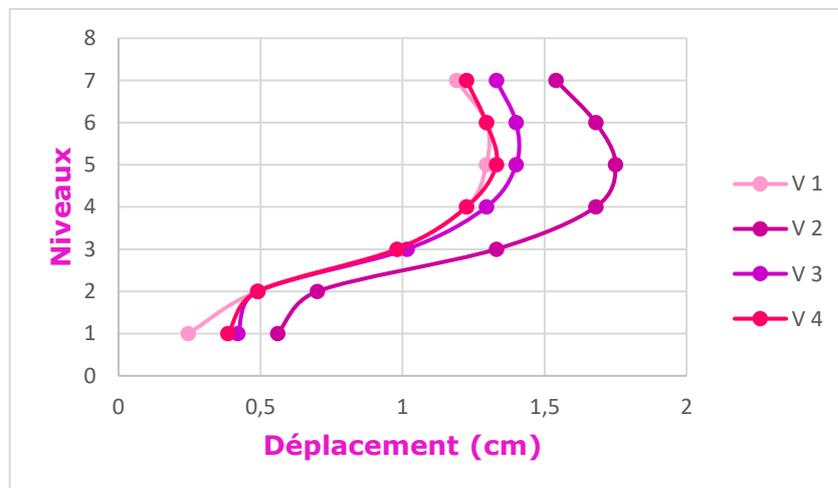
**IV.6.5. Déplacement relatif :**

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Déplacement	Variantes			
	V1	V2	V3	V4
Sens X-X	1,19	1,54	1,33	1,225
	1,295	1,68	1,4	1,295
	1,295	1,75	1,4	1,33
	1,225	1,68	1,295	1,225
	0,98	1,33	1,015	0,98
	0,49	0,7	0,49	0,49
	0,245	0,56	0,42	0,85
Sens Y-Y	0,7	0,595	0,805	0,63
	0,805	0,91	0,84	0,665
	0,98	1,155	0,805	0,63
	1,05	1,365	0,735	0,56
	1,05	1,33	0,525	0,42
	0,63	0,84	0,28	0,21
	0,525	0,63	0,245	0,175

**Tableau IV.46 : Déplacements relatifs des variantes étudiées**

Les Valeurs des déplacements relatifs sont mises sous forme une courbe :



**Figure IV.23 : Déplacements relatifs des variantes étudiées sens X-X**

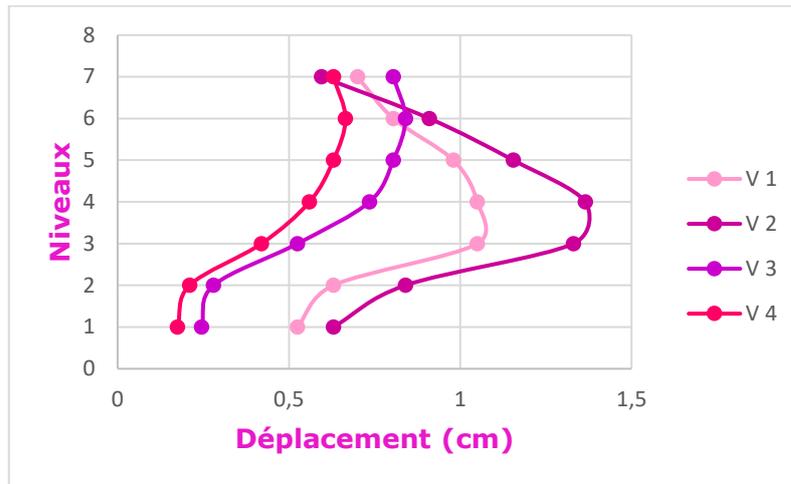


Figure IV.24 : Déplacements relatifs des variantes étudiées sens Y-Y

**IV.6.6. Effet P-Delta :**

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

		Variantes			
P-Delta		V1	V2	V3	V4
Sens X-X		0,01232888	0,1622113	0,01313703	0,01086661
		0,01528752	0,11113136	0,01574714	0,01370842
		0,01740064	0,09553223	0,01791541	0,01624038
		0,0186815	0,08431458	0,01879787	0,01708067
		0,01700072	0,06535588	0,01676563	0,01561746
		0,00963768	0,03504762	0,00915487	0,00900005
		0,00629976	0,03418457	0,00130783	0,00871406
Sens Y-Y		0,00953319	0,08848802	0,00842505	0,00549445
		0,01256991	0,08492904	0,01016683	0,00703022
		0,01744548	0,0891655	0,01123607	0,0078107
		0,02111427	0,09603555	0,01166524	0,00795844
		0,02380356	0,09018746	0,00943724	0,00678206
		0,01594748	0,05737935	0,00565538	0,0038773
		0,01638196	0,048737215	0,00602324	0,00385505

Tableau IV.47 : Effet P-Delta des variantes étudiées

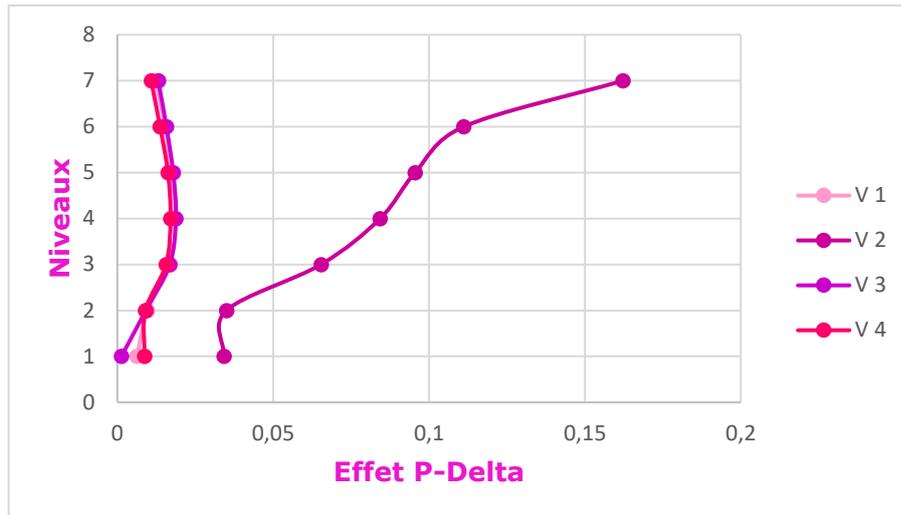


Figure IV.25 : Effet P-Delta des variantes étudiées sens X-X

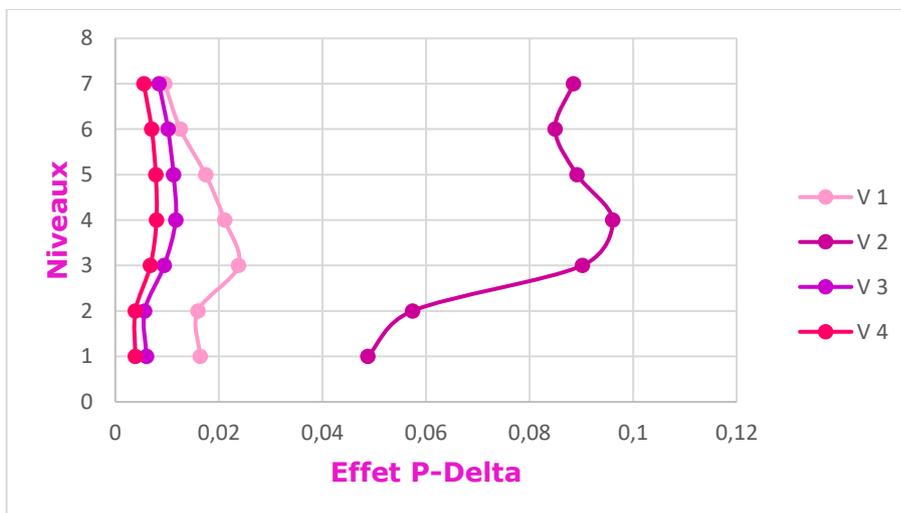


Figure IV.26 : Effet P-Delta des variantes étudiées sens Y-Y.

#### IV.7. Analyse des résultats :

La participation des masses modales est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure pour l'ensemble des variantes.

- Les variantes 3 et 4 présentent des translations pures au premier et deuxième mode de vibration, et une rotation pure au troisième mode.
- La période diminue avec l'augmentation de la rigidité de la structure, cela justifie le fait que la condition sur la période (Article 4.2.4 de l'RPA99/2003), n'est pas vérifiée pour les variantes 1 et 2, par contre elle est vérifiée pour les variantes 3 et 4.
- L'effort tranchant à la base est plus important pour la structure pour les variantes 1 et 2 dans le sens Y. Par contre il est vérifié pour les variantes 3 et 4 dans le sens X et Y.

- La variante qui a donné des excentricités les plus faibles c'est la variantes 4. Tandis que, les variantes 1 et 2 et 3 ont donné les excentricités les plus élevées.
- On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA99/V 2003, pour l'ensemble des variantes donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifié).
- On remarque que la variante 2 selon x-x a un effet (P- Δ) maximal. Par contre les variantes 1,3 et 4 selon x-x et selon y-y et la variante 2 selon y-y a (P- Δ) un effet minimal.

Par conséquent la meilleure disposition des voiles de contreventements est celle ou les voiles sont placées à l'extrémité de la structure avec une symétrie parfaite.

L'analyse des résultats de l'étude comparative entre les quatre variantes nous permet de choisir la variante 4 comme une solution pour le contreventement de notre bâtiment.

❖ **Vérification de l'effort normal réduit pour la variante optimale : [art 7.4.3.1 RPA99/2003] :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

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

B : l'aire de la section brute.

Fc28 : résistance caractéristique du béton.

Niveaux	Nd (KN)	Section brute			Fc28 (KN)	V	Observation
		a(m)	b(m)	B(m <sup>2</sup> )			
Tous les niveaux	1393,86	0,4	0,4	0,16	25	0.35 > 0,3	Condition Non Vérifier

**Tableau IV.48 : Vérification de l'effort normal réduit.**

Pour les poteaux de démentions (40×40) l'effort normal réduit n'est pas vérifié donc il faut changer les démentions.

Niveaux	Nd (KN)	Section brute			Fc28 (KN)	V	Observation
		a(m)	b(m)	B(m <sup>2</sup> )			
Sous-sol /RDC	1467,88	0,5	0,5	0,25	25	0.23 < 0,30	Vérifier
Etage	1463,44	0,45	0,45	0,20	25	0.24 < 0,30	Vérifier

**Tableau IV.49 : Vérification de l'effort normal réduit.**

❖ **Vérification de non renversement pour la variante optimale :**

Le moment de renversement ( $M_r$ ) qui peut être cause par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant ( $M_s$ ) sera calculé en prenant en compte poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$M_r$  : moment de renversement est égale a :

$$M_r = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Telle que :

$F_i$  : la force sismique.

$d_i$  : le bras de levier.

$M_s$  : moment stabilisant est égale a :

$$M_s = w_t \times b$$

Telle que :

$W_t$  : poids total de la structure.

$b$  : le bras de levier.

On doit vérifier :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Niveaux	Effort tranchant (KN)	Effort sismique (KN)	Hauteur(m)	Moment de renversement (KN.m)	Le poids (KN)	b (m)	Moment stabilisant (KN.m)
1	3446,43	214,84	2,60	52013,021	20195,438	11,7	236286,62
2	3231,59	233,66	5,66				
3	2997,93	317,70	8,72				
4	2680,23	337,92	11,78				
5	2342,31	563,42	14,84				
6	1778,89	740,46	17,9				
7	1038,43	1038,43	20,96				

**Tableau VI.50 : calcul du moment de renversement et moment stabilisant selon X.**

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{236286,62}{52013,021} = 4,54 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Niveaux	Effort tranchant (KN)	Effort sismique (KN)	Hauteur(m)	Moment de renversement (KN.m)	Le poids (KN)	b (m)	Moment stabilisant (KN.m)
1	3680,16	204,92	2,60	55697,43	20195,438	6,25	126221,486
2	3475,24	227,18	5,66				
3	3248,06	348,60	8,72				
4	2899,46	436,57	11,78				
5	2462,89	567,59	14,84				
6	1895,3	801,41	17,9				
7	1093,89	1093,89	20,96				

**Tableau VI.51 : calcul du moment de renversement et moment stabilisant selon Y.**

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{126221,486}{55697,43} = 2,27 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

# ***Chapitre V :***

## ***Ferraillage des éléments structuraux***

**V.1. Introduction :**

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Pour cela dans ce chapitre nous allons déterminer les sections d'acier nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable pour qui ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Le calcul des sections de ferrailages sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93 BAEL et RPA 99/version2003) en utilisant le logiciel : Expert 2010.

**V.2. Les poteaux :**

**V.2.1. Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion

« M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

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

➤ **Situation durable et accidentelle :**

	Béton			Acier		
Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(Mpa)$	$f_{bu}(Mpa)$	$f_e(Mpa)$	$\sigma_s (Mpa)$
Situation durable	1,5	1,15	25	14,17	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

**Tableau V.1 : contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.**

➤ **Combinaisons des charges :**

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

**Selon BAEL 91** (situation Durable) :

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E L S \dots\dots\dots G + Q$$

**Selon RPA 99/V2003** (situation accidentelle) :

$$G + Q \pm E ; 0,8G \pm E$$

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

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

$N_{\max}$  et  $M_y, M_z$  correspondant

$N_{\min}$  et  $M_y, M_z$  correspondant

$M_{\max}$  et  $N$  correspondant

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **Etabs** :

Niveau	Section	Les sollicitations	N (KN)	M (KN.m)
RDC	50×50	$N_{\max}; M_{\max \text{ corr}}$	-1467.88	1.325
		$N_{\min}; M_{\max \text{ corr}}$	-96.65	7.07
		$M_{\max}; N_{\text{corr}}$	-799.93	-75.991
Les étages	45×45	$N_{\max}; M_{\max \text{ corr}}$	-1204.82	1.79
		$N_{\min}; M_{\max \text{ corr}}$	-20.32	16.911
		$M_{\max}; N_{\text{corr}}$	-148.75	-95.476

**Tableau V.2 : Les sollicitations obtenues par ETABS.**

### V.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte par (02) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

-Section 01 : RDC et sous-sol pour les poteaux de section (50x50) cm<sup>2</sup>

-Section 02 : 1<sup>er</sup>/5<sup>eme</sup> étage pour les poteaux de section (45x45) cm<sup>2</sup>

#### ➤ **Recommandations du RPA 99/version2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.9%** (zone III).
- Le pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $50\varnothing$  en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

#### ➤ **Recommandations du BAEL91 :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / ml; \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = (bxh).

Les résultats sont comme suit :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL91		RPA99/V2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) z.c	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) z.r
RDC/SS	50×50	5	125	22,5	100	150
N1-N5	45×45	4,05	101,25	18,225	81	121,5

**Tableau V.3. : Ferrailage maximale et minimale.**

**V.2.2. Ferrailage longitudinal :**

➤ **Exemple de calcul :**

**Poteaux d'étage (RDC) (50x50) :**

C=C' = 3 cm.

S=2500 (cm<sup>2</sup>).

L= 3.06 m.

N<sub>max</sub> = 1467.88 KN ; M<sub>cor</sub> = 1.325 KN.m

e<sub>a</sub> : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

e<sub>a</sub> = max (2 cm ; L / 250) = max (2 cm ; 1.224 cm) ⇒ e<sub>a</sub> = 2cm=0,02m.

e<sub>1</sub> : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1,325}{1467,88} = 0.09cm$$

e<sub>2</sub> : excentricité due aux effets du second ordre.

l<sub>f</sub> : longueur de flambement du poteau.

Si : 
$$\lambda = \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

L<sub>f</sub> = 0,7.l<sub>0</sub> = 0,7 × 3.06 = 2,142 m.

L<sub>f</sub> / h = 4,284 < max (15; 0,036) ..... **Condition vérifiée.**

Donc : Le calcul se fera en flexion composé avec la méthode forfaitaire.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.85 \Rightarrow \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$e_2 = 0,01 \text{ Cm.}$$

$$e = (e_1 + e_2 + e_a) = 0,09 + 0,01 + 2 = 2,1 \text{ cm.}$$

$$e = 0,021 \text{ m.}$$

$$M_{\text{Corr}} = N_u \times e = 1467,88 \times 0,021 = 30,83 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 1467,88 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 30,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 30,83 + 1467,88 \times (0,47 - 0,25) = 353,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{353,76 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,47^2 \times 14,2} = 0,23$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) = 0,49$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,41$$

$$\mu_{tu} = (3440\gamma + 1225 - 3050)10^{-4} = 0,302$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,33 \\ Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_s \sigma_s} = \frac{353,76 \times 10^{-3}}{0,41 \times 400} = 21,17 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_1 = A - \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_s} = 21,17 - \frac{1467,88 \times 10}{400} = -15,53 \text{ cm}^2 < 0$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{\text{min}}$ .

➤ **Condition de non fragilité (CBA 93) :**

Le ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

$$A_{CNF} = \frac{0,23 \times 0,5 \times 0,47 \times 2,1}{400} \times \frac{0,021 - 0,45 \times 0,47}{0,021 - 0,185 \times 0,47} = 8,196 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{\text{Adopté}} = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{cnf}}, A_{\text{min RPA}}) = \max (0 ; 8,196 ; 22,5)$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **Expert 2010**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL**.

Zone	les sollicitations	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cnf</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>rpa</sub> cm <sup>2</sup>	Choix	A <sub>adp</sub> cm <sup>2</sup>
1	N <sub>max</sub> ; M <sub>max cor</sub>	0	8,196	22,5	12HA16	24,13
	N <sub>min</sub> ; M <sub>max cor</sub>					
	M <sub>max</sub> ; N <sub>cor</sub>					
2	N <sub>max</sub> ; M <sub>max cor</sub>	0	6,84	18,225	4HA16-8HA14	20,36
	N <sub>min</sub> ; M <sub>max cor</sub>					
	M <sub>max</sub> ; N <sub>cor</sub>					

**Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.**

**V.2.3. Calcul des armatures transversales :**

➤ **Armatures transversales :**

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h_1 \times f_e}$$

V<sub>u</sub>: est l'effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub>: hauteur totale de la section brute.

f<sub>e</sub>: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ<sub>a</sub>: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

ρ<sub>a</sub> = 2.5 si l'élançement géométrique λg ≥ 5.

ρ<sub>a</sub> = 3.75 si l'élançement géométrique λg < 5

t : est l'espacement des armatures transversales.

➤ **Espacement des cadres.**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : t ≤ Min (10Ø<sub>l</sub>, 10cm) en zone III
- Dans la zone courante : t' ≤ 10 Ø<sub>l</sub> en zone III

Où Ø est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{At}{t.b1}$  est donnée comme suit:

- 0,3 % si  $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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

➤ **Exemple de calcul :**

◆ **Poteaux de la section (50x50) : (RDC)**

$$V_{\max} = 35,62$$

**Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{lf}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,284 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$At = \frac{0,15 \times 3,75 \times 35,62 \times 10}{0,5 \times 400} = 1,002 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est :

$$At = 0,48\% . t.b = 3,6 \text{ cm}^2 \text{ cas } 3 < \lambda_g < 5$$

Soit : **At = 4,71 cm<sup>2</sup> 6HA10** => condition vérifiée

**Zone nodale :**

$$At = \frac{0,10 \times 3,75 \times 35,62 \times 10}{0,5 \times 400} = 0,66 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est :

$$At = 0,48\% . t.b = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ car } 3 < \lambda_g < 5$$

Soit : **At = 3,14 cm<sup>2</sup> 4HA10** => condition vérifiée

◆ **Poteaux de la section (45x45) : (ET1/ET5) :**

$$V_{\max} = 72,99 \text{ KN}$$

**Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{lf}{h} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$At = \frac{0,15 \times 3,75 \times 72,99 \times 10}{0,45 \times 400} = 2,28 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est :

$$A_t = 0.36\% . t . b = 2,43 \text{ cm}^2 \text{ cas } 3 < \lambda_g < 5$$

Soit :  $A_t = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ 6HA10} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Zone nodale :**

$$A_t = \frac{0,10 \times 3,75 \times 72,99 \times 10}{0,45 \times 400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est :

$$A_t = 0.36\% . t . b = 1,62 \text{ cm}^2 \text{ car } 3 < \lambda_g < 5$$

Soit :  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ 4HA10} \Rightarrow$  condition vérifiée.

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm <sup>2</sup> )
Courante	50×50	1,002	6HA10	4,71	15
Nodale		0,66	4HA10	3,14	10
Courante	45×45	2,28	6HA10	4,71	15
Nodale		1,52	4HA10	3,14	10

**Tableau V.5 : Choix des armatures transversales.**

➤ **Longueur minimale des recouvrements : RPA99/2003 art (7.4.2.1) :**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrements est donnée par  $L_r = 50 \varphi$

Diamètre $\varphi$ (mm)	Longueur L (cm)= 50 $\varphi$
16	80
14	70

**Tableau V.6 : Longueur minimale des recouvrements.**

**V.2.4. Vérifications :**

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

**Exemple de calcul (Poteaux de RDC/sous-sol)**

Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :  $\tau$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{35,62 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,47} = 0,15 \text{ MPa}$$

On a aussi pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right), 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	V(KN)	b(m)	d(m)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
RDC/SS	35,62	0,5	0,47	0,15	Vérifiée
N1/N5	72,99	0,45	0,42	0,39	Vérifiée

**Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement.**

➤ **Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sum bc = \gamma_1 \cdot k \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sum bc = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{ser}$ (KN)	B(cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
RDC/SS	1069,32	2500	24,13	3,74	15	Vérifiée
N1/N5	877,91	2025	20,36	3,77	15	Vérifiée

**Tableau V.8 : Vérification des contraintes de compression.**

➤ **Vérification au flambement :**

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{max} = 1467,88 \text{ KN} ; l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ Tel que } : \begin{cases} I_{xx} = I_{yy} = 0,0052 \text{ m}^4 \\ A = 0,2500 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} i_{xx} = 0,144 \\ i_{yy} = 0,144 \end{cases} \text{ donc } : \begin{cases} \lambda_x = 14,875 \\ \lambda_y = 14,875 \end{cases}$$

$$0 < \lambda_x < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda_x}{35}\right)^2} = 0,82$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{1467,88 \times 10}{0,82 \left( \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 813,79 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = [(50 - 2) \times (50 - 2)] = 2304 \text{ cm}^2 > 813,79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort normal ultime :**

D'après CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ulim} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement » .

$B_r$  : section réduite du béton.

$A$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• **Calcul de  $\alpha$ :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

• **Calcul de  $\lambda$  :**

$\lambda = l_f / i$  où :  $l_f$  : longueur de flambement.

$i$  : rayon de giration

$$i = 0,144 \Rightarrow \lambda = 14,875 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,82$$

• **Calcul de  $B_r$  :**

$$B_r = [(50-2) \times (50-2)] = 2304 \text{ cm}^2 = 0,2304 \text{ m}^2$$

• **Calcul de  $N_{ulim}$  :**

$$N_{ulim} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[ \frac{0,2304 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24,13 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \cdot 10^3$$

$$N_{ulim} = 4186,89 \text{ KN}$$

Poteau	Section(cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	A(cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>ulim</sub> (KN)	Vérification
Sous-sol	50×50	2,60	1,81	18,056	24,13	1467,88	4135,84	Condition vérifiée
RDC	50×50	3,06	2,142	14,875	24,13	1467,88	4186,89	Condition Vérifiée
Etages	45×45	3,06	2,142	16,605	20,36	1204,82	4132,25	Condition Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification de l'effort normal ultime.

V.2.5 Dessin de ferrailage des poteaux :

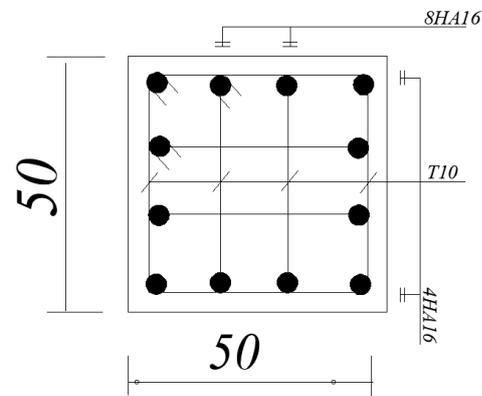


Figure V.1 : ferrailage des poteaux (50×50)

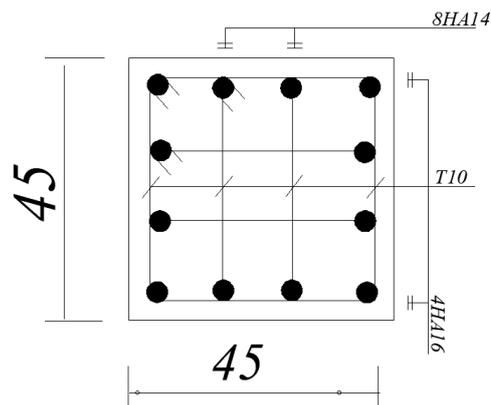


Figure V.2 : ferrailage des poteaux (45×45)

### V.3. Les poutres :

#### V.3.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.).

#### A) Prescriptions données par RPA99/version 2003 : art (7.5.2.1)

##### Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section  $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$  :

**-Poutre principale** :  $= 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5\text{cm}^2$  ;

**-Poutre secondaire** :  $= 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$ .

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-4%  $\rightarrow A_{\max} = 4\% b.h$  en zone courante;

-6%  $\rightarrow A_{\max} = 6\% b.h$  en zone de recouvrement.

##### En zone courante :

**-Poutres principales** :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60\text{cm}^2$ .

**-Poutres secondaires** :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ .

##### En zone de recouvrement :

**-Poutres principales** :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$ .

**-Poutres secondaires** :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ .

**La longueur minimale de recouvrement** : est de  $50\phi$  en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ . Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un rectangle ou un carré.

##### Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

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

- Dans la Zone nodale  $\rightarrow S_t = \min (h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale  $\rightarrow S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le

plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**A) Recommandation du BAEL 91 :**

**Armatures longitudinales :**

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante.

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

**Armatures transversales :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq 0.4 \times b \times St$ .

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

**V.3.2. Calcul des armatures longitudinales :**

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du logiciel Etabs. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures ( $A_{min}$ ) du RPA.

On a utilisé le logiciel de calcul (**Expert 2010**), Pour le calcul des différentes sections de ferrailage.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants :

PP (30x50)	M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	combinaison
Poutre sans voile	Sur appuis	sup	-141,679	9,5	3HA14+3HA16	7,5	60	10,65	G+Q-EY
		inf	56,841	3,6	3HA14+2HA16			8,64	G+Q+EY
	En travée	sup	72,905	4,6	3HA14+2HA16			8,64	1,35G+1,5Q
		inf			3HA14+2HA16			8,64	
Poutre avec voile	Sur appuis	sup	-150,397	10,1	6HA16	7,5	60	12,06	G+Q-EY
		inf	57,326	3,6	3HA14+2HA16			8,64	G+Q+EY
	En travée	sup	49,694	3,1	3HA14+2HA16			8,64	1,35G+1,5Q
		inf			3HA14+2HA16			8,64	

**Tableau V.10 : ferrailage des poutres principales (30x50).**

PS (30x40)	M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	combinaison
		sup	inf						
Poutre sans voile	Sur appuis	sup	-67,432	6,5	3HA14+1HA16	5,25	42	6,63	G+Q-EX
		inf	60,552	5,8	3HA14+1HA16			6,63	G+Q+EX
	En travée	sup	13,406	1,2	3HA14+1HA16			6,63	1,35G+1,5Q
		inf			3HA14+1HA16			6,63	
Poutre avec voile	Sur appuis	sup	-80,391	8	3HA14+2HA16	5,25	42	8,64	G+Q-EX
		inf	65,831	6,3	3HA14+1HA16			6,63	G+Q+EX
	En travée	sup	18,785	1,7	3HA14+1HA16			6,63	1,35G+1,5Q
		inf			3HA14+1HA16			6,63	

Tableau V.11 : ferrailage des poutres secondaire (30x35).

### V.3.3. Calcul des armatures transversales :

#### A) Selon le BAEL91 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales

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

On adopte les espacements suivants :  **$S_t = 20\text{cm}$**

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{0,5 \times 0,3 \times 0,20}{400} \rightarrow A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4 \right\} = 1,4 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

#### A) Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  **$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$**

L'espacement maximal :

En zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l) = 12,5 \text{ cm}$

En zone courante :  $S_t \leq h/2 ; S_t = 25 \text{ cm}$

On aura alors :

$$At=0.003 \times 30 \times 25 = 2,25 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

$$St_{\text{adopté}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}).$$

En zone nodale : ..... **St = 12,5 cm**

En zone courante : ..... **St = 20cm**

Le choix des barres est le suivant : 4Ø8..... **At = 2,01cm<sup>2</sup>**

(On aura un cadre et une épingle de diamètre Ø8).

La longueur minimale de recouvrement vaut :  $L_r = 50 \varnothing$

Soit : 80 cm pour les Ø16 et 70 cm pour les Ø14.

**V.3.4. Vérifications ELU :**

✓ **La contrainte tangentielle :(BAEL 91 Art 5.1.2)**

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 3,33MPa \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

✓ **Poutres Principales :**

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

Pour toutes les autres zones les résultants sons comme suit :

Zone	Vu (kn)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Poutre sans voile	122,47	0,91	3,33	CV
Poutre avec voile	95,84	0,71	3,33	CV

**Tableau V.12 : Vérification de l'effort tranchant (PP).**

✓ **Poutres secondaires :**

Pour toutes les autres zones les résultants sons comme suit :

Zone	Vu (kn)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Poutre sans voile	15,82	0,17	3,33	CV
Poutre avec voile	19,13	0,20	3,33	CV

**Tableau V.13 : Vérification de l'effort tranchant (PS).**

✓ **Contrainte d'adhérence :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \cdot \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : 
$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$ : Somme des périmètres utiles des barres

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \pi \times n \times \varphi$$

✓ **Poutres Principales :**

Donc on trouve les valeurs suivantes :

Zone	Vu (kn)	$\sum U_i$	$\tau_{se}$	$\bar{\tau}_{se}$	Vérfications
Poutre sans voile	122,47	51,52	0,59	3,15	CV
Poutre avec voile	95,84	53,41	0,63	3,15	CV

**Tableau V.14 : Vérification de Contrainte d'adhérence (PP).**

✓ **Poutres secondaires :**

Donc on trouve les valeurs suivantes :

Zone	Vu (kn)	$\sum U_i$	$\tau_{se}$	$\bar{\tau}_{se}$	Vérfications
Poutre sans voile	15,82	36,44	0,15	3,15	CV
Poutre avec voile	19,13	41,46	0,16	3,15	CV

**Tableau V.15: Vérification de Contrainte d'adhérence (PS).**

**V.3.5. Vérifications ELS :**

✓ **Vérification des contraintes :**

Il faut que les contraintes de compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de la position de l'axe neutre :  $\frac{b}{2} y^2 - n \cdot A_s (d - y) = 0$

Calcul du moment d'inertie :  $I = \frac{b}{3} y^3 + n \cdot A_s (d - y)^2$

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

On a utilisé le logiciel de calcul (**socotec**), Pour le calcul des contraintes de compression du béton.

✓ **Poutres principales :**

Zone	Zone de vérification	$M_{ser}(KN.m)$		$A_{adopt}$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Poutre sans voile	Appui	-92,511	sup	10,65	6,5	CV
			inf	8,64		
	Travée	53,315	sup	8,64	4	CV
			inf	8,64		
Poutre avec voile	Appui	-67,467	sup	12,06	4,6	CV
			inf	8,64		
	Travée	36,366	sup	8,64	2,7	CV
			inf	8,64		

**Tableau V.16 : contrainte de compression du béton (PP).**

 ✓ **Poutres secondaires :**

Zone	Zone de vérification	$M_{ser}(KN.m)$		$A_{adopt}$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Poutre sans voile	Appui	-13,408	sup	6,63	2,1	CV
			inf	6,63		
	Travée	9,733	sup	6,63	1,1	CV
			inf	6,63		
Poutre avec voile	Appui	-16,799	sup	8,64	2,5	CV
			inf	6,63		
	Travée	13,618	sup	6,63	2,2	CV
			inf	6,63		

**Tableau V.17 : contrainte de compression du béton (PS).**

 ✓ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} ; 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis

M<sub>t</sub>: moment maximum en travée

M<sub>0</sub>: moment isostatique, M<sub>0</sub>= (q l<sup>2</sup>/8)

A<sub>s</sub> : section d'armature tendu correspondante

f<sub>e</sub> : limite d'élasticité de l'acier.

✓ **Poutre principale (30×50) :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{455} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{8,64}{30 \times 45} = 0,0064 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :  $q_s = 47,11 + 8,51 = 55,62 \text{KN/ml}$

$$M_0 = 55,16 \times \frac{6^2}{8} = 248,22 \text{KN}$$

$$0,083 \geq \frac{1}{10} \times \frac{53,315}{250,29} = 0,021 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutre secondaire (30x35):**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{355} = 0,098 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{6,63}{30 \times 31,5} = 0,0070 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :  $q_s = 14,52 + 2,67 = 17,19 \text{KN/ml}$

$$M_0 = 17,19 \times \frac{3,55^2}{8} = 27,08 \text{KN}$$

$$0,099 \geq \frac{1}{10} \times \frac{9,733}{30,85} = 0,036 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.6 Schéma ferrailage des poutres :

Poutre principale sans voile :

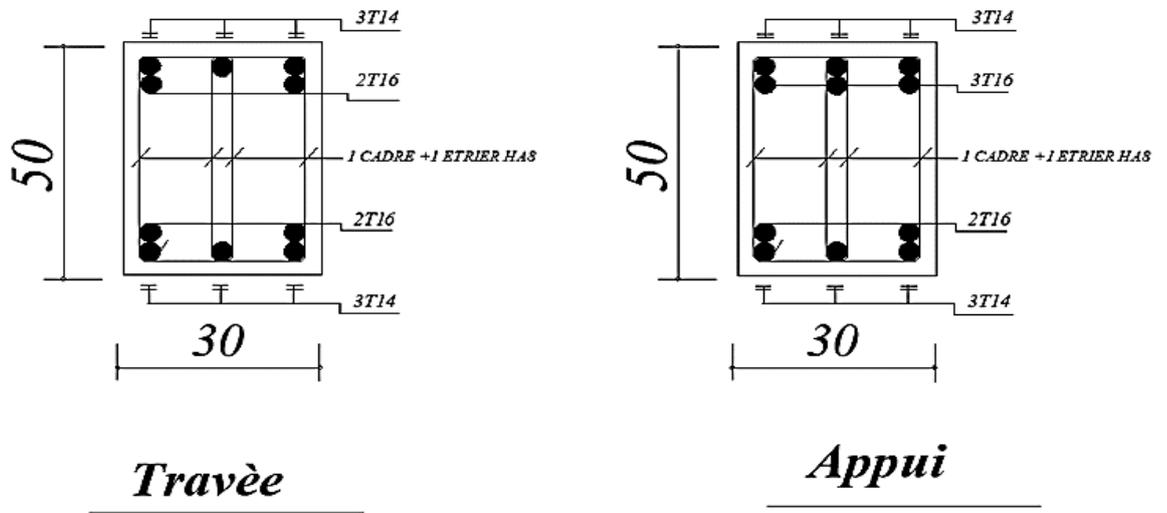


Figure V.3 : Ferrailage de poutre principale non liée au voile.

Poutre principale avec voile :

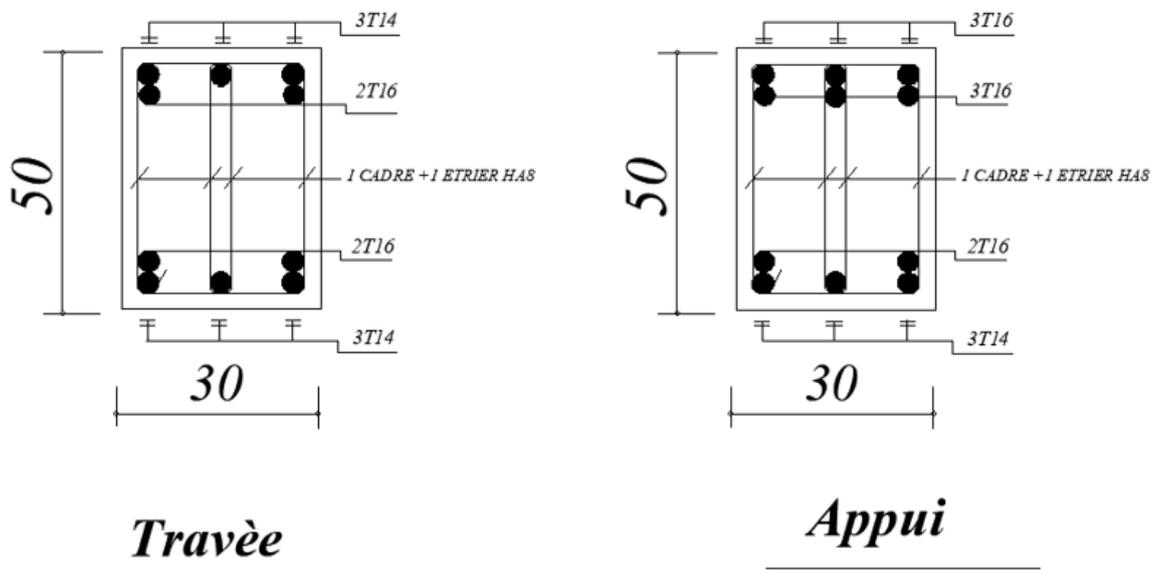
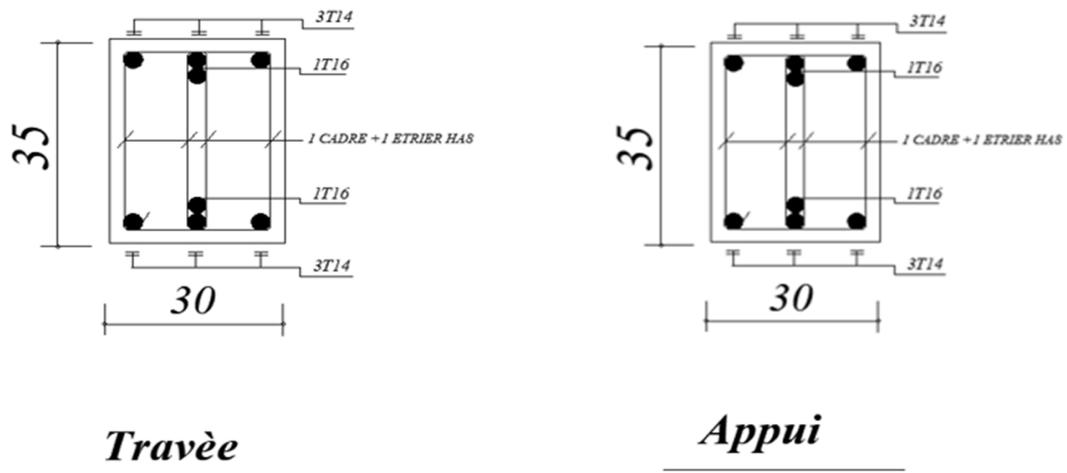


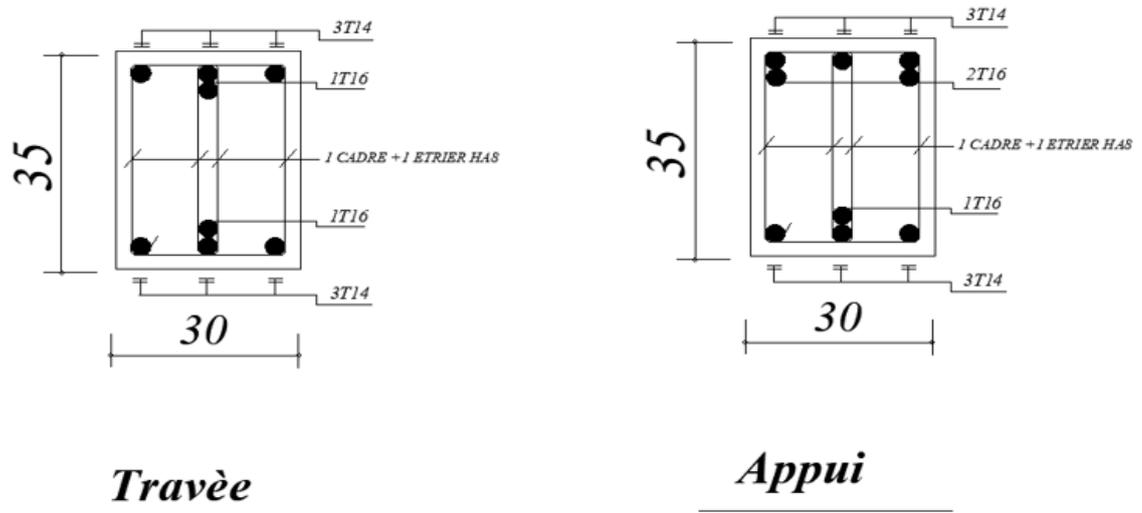
Figure V.4 : Ferrailage de poutre principale liée au voile.

**Poutres secondaire sans voile :**



**Figure V.5 : Ferrailage de poutre secondaire non liée au voile.**

**Poutres secondaire avec voile :**



**Figure V.6 : Ferrailage de poutre secondaire liée au voile.**

#### V.4. Les voiles :

##### V.4.1. Ferrailage des voiles :

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques. Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : SS / RDC / 2<sup>ème</sup> étage

Zone II : 3<sup>ème</sup> étage / 5<sup>ème</sup> étage

- ✓ Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre :

#### État limite ultime :

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm E, 0,8 \pm E$

État limite de service :  $G + Q$

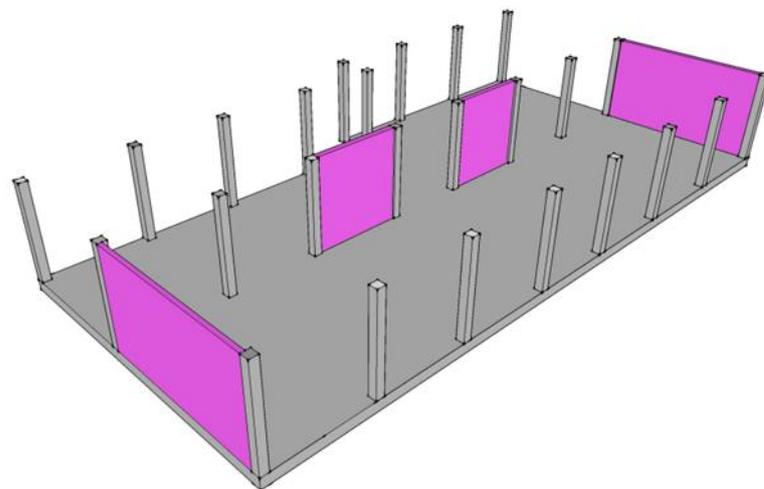


Figure V.7 : dispositions des voiles.

**V.4.2. Procède de calcul :**

**A) Ferrailage verticale :**

Le ferrailage vertical est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous:

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

**B** : section du béton.

**V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$$V = \frac{L_{trm}}{2}$$

Avec :  $L_{trm}$  : longueur du trumeau.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donné par la formule suivante :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue  $L_t = L - L_c$

✓ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Art 7.7.2 RPA2003**)

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{1,4 \times V_{ucal}}{b_0 \times d}$

Avec :

$V_{u cal}$  : effort tranchant à la base du voile

$b_0$  : épaisseur du voile

$d$  : hauteur utile = 0,9 h

$h$  : hauteur totale de la section

La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$  : (**l'article 7.7.2 RPA99/V 2003**)

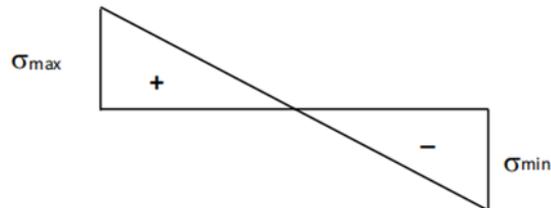
Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande.

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

✓ **1<sup>ère</sup> cas** : Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.



$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

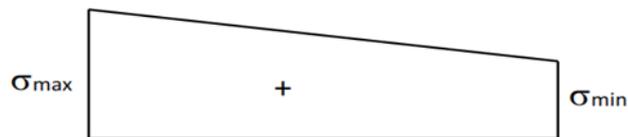
Avec :

$L_t$  : section d'armatures verticales

$e$  : épaisseur du voile

✓ **2<sup>ème</sup> cas** : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression



$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \cdot e$$

✓ **3<sup>ème</sup> cas** : Section entièrement tendue (**S.E.T**)

Une section est dite entièrement tendue si

« N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures



$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_t \cdot e$$

✓ **Détermination des armatures :**

✓ **Recommandations de RPA 99 : (art A-7-7-4-1) :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%.  
( $A_{min} \geq 0.2 \% \cdot B$ )
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans Les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- La section totale d'armateur verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

- **Compression simple :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$ . (Longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). [A.8.1.2.1. BAEL91].
- $0.20\%B \leq A \leq 0.5\%B$

B : section du béton comprimé

- **Traction simple :**

$$A_{min} = B \frac{F_{t28}}{f_e}$$

Avec:                    B : Section du béton.

**B) Ferrailage horizontal :**

✓ **Recommandations de RPA 99 :**

$$A_H = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10Ø

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

$$A_H = A_v / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

**Armatures constructives :**

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

**Les potelets :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à  $4\emptyset 10$ .

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

**C) Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (artA7-7-4-3/ RPA99):**

✓ **Armatures minimales :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit : Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B

En zone courante égale a 0.10% B

✓ **Diamètre minimum :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

✓ **Espacements :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$ .

✓ **Longueur de recouvrement :**

La longueur de recouvrement est égale à :  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.  $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

**V.4.3. Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile VL dans la zone 1 :

Détermination des sollicitations :

$$L = 5,5 \text{ m ; } e = 0.20 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 24360,35 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -1830,31 \text{ KN}$$

$$I = 7,28 \text{ m}^4$$

$$B = 1,6 \text{ m}^2$$

$$V = L/2 = 6,5/2 = 3,25 \text{ m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = 12019,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = 9731,21 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul de  $L_t$  :**

$$L_t = L \times \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2,9m$$

**Détermination de « N » :**

$$N = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e = 2822,05KN$$

**Calcul des armatures :**

$$A_s = \frac{N}{f_e} = \frac{2822,05}{400} \times 10 = 70,55 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 70,55 - 24,13 = 46,42 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté sur toute la surface du voile tendue est :

$$\text{Soit : } 42HA12 = 47,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

**Section minimale d'armature verticale :**

**Selon RPA :**

$$A_{min} = 0,2\% B = 11,6 \text{ cm}^2$$

**Selon le BAEL :**

$$A_{min} = B \frac{F_{t28}}{f_e} = 30,05 \text{ cm}^2$$

**V.4.4. Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification des contraintes au cisaillement :**

✓ **Selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 2,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Selon le RPA99 modifié 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{bd} = 3,06 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } T = 1,4V_u$$

$$\tau_b = 3,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**V.4.5. Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{15A_s + B} = 1,84MPa$$

$$\sigma_b = 1,84MPa < 15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**V.4.6 Ferrailage des voiles et vérification des contraintes :**

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Voile (Sous-sol et RDC) :**

/	L=5,5m
M (kN.m)	24360,35
N(KN)	-1830,31
e	0,2
B (m <sup>2</sup> )	1,6
I (m <sup>4</sup> )	7,28
V	3,25
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	12019,09
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	9731,21
Lt (m) (tendue)	2,9
Lc(m)(comprime)	2,6
N (KN)	2822,05
AS	46,42
As RPA (cm <sup>2</sup> )	11,6
As BAEL (cm <sup>2</sup> )	30,45
Choix des armatures Verticale /nappe	21HA12
Av (cm <sup>2</sup> ) adoptée totale	47,5
ST (cm)	15
Armatures transversales	
Choix des AH adoptée / nappe	10HA10
AH adoptée	7,85
ST	10

**Tableau V.18: ferrailage des VT.**

	L=3 m	L=2,7m
M (kN.m)	14328,161	12067,92
N(KN)	2019,54	1917,77
e	0,2	0,2
B (m <sup>2</sup> )	1,1	1,04
I (m <sup>4</sup> )	1,99	1,61
V	2	1,85
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	16236,10	15797,42
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	-12564,22	12109,4
Lt (m) (tendue)	1,75	1,61
Lc(m) (comprime)	1,25	1,09
N (KN)	2193,74	1949,61
AS	30,83	24,61
As RPA (cm <sup>2</sup> )	7	6,4
As BAEL (cm <sup>2</sup> )	18,37	16,91
Choix des armatures Verticale / nappe	14HA12	12HA12
Av (cm <sup>2</sup> ) adoptée totale	31,66	27,14
ST(cm)	15	15
Armatures transversales		
Choix des AH adoptée	10HA10	10HA10
AH adoptée	7,85	7,85
ST	10	10

**Tableau V.19: ferrailage des VL.**

✓ Voile (1er/2eme/3eme/4eme/5eme):

/	L=5,5m
M (kN.m)	17873,156
N(KN)	-1516,55
e	0,2
B (m <sup>2</sup> )	1,5
I (m <sup>4</sup> )	6,5
V	3,25
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	9947,61
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	7925,545
Lt (m) (tendue)	2,8
Lc(m)(comprime)	2,7
N (KN)	2282,55
AS	36,70
As RPA (cm <sup>2</sup> )	11,52
As BAEL (cm <sup>2</sup> )	30,24
Choix des armatures Verticale /nappe	21HA12
Av (cm <sup>2</sup> ) adoptée totale	47,50
ST (cm)	15
Armatures transversales	
Choix des AH adoptée	10HA10
AH adoptée	7,85
ST	10

**Tableau V.20: ferrailage des VT.**

	L=3m	L=2,7m
M (kN.m)	9282,346	7568,441
N(KN)	1672,09	2376,87
e	0,2	0,2
B (m <sup>2</sup> )	1,01	0,95
I (m <sup>4</sup> )	1,72	1,39
V	2	1,85
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	12448,95	12575,06
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	9137,89	7571,14
Lt (m) (tendue)	1,69	1,39
Lc(m)(comprime)	1,31	1,31
N (KN)	1547,25	1052,76
AS	18,32	5,95
As RPA (cm <sup>2</sup> )	6,76	5,56
As BAEL (cm <sup>2</sup> )	17,74	14,59
Choix des armatures Verticale	14HA12	12HA12
Av (cm <sup>2</sup> ) adoptée totale	31,66	27,14
ST	15	15
Armatures transversales		
Choix des AH adoptée /nappe	10HA10	10HA10
AH adoptée	7,85	7,85
ST	10	10

Tableau V.21: ferrailage des VT.

**Les vérifications ELU :**

 ➤ **Contraintes de cisaillement :(RPA 99 /V2003Art7-7-2)**

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0d} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1,4V_u \text{ calcul}$$

Avec :

$b_0$ : épaisseur de voile

d : hauteur utile  $\Rightarrow d = 0,9h$

h: hauteur totale de la section brute

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

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

◆ Sous-sol/RDC :

Voile	$V_u$	$1,4V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
L=3	1845,59	2583,82	2,92	3,33	4,01	5	CV	CV
L=2,7	1641,11	2297,55	2,84	3,33	3,98	5	CV	CV

Tableau V.22 : vérification des contraintes de cisaillement VL.

Voile	$V_u$	$1,4V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
L=5,5	2191,4	3067,96	2,3	3,33	2,84	5	CV	CV

Tableau V.23 : vérification des contraintes de cisaillement VT.

◆ 1<sup>er</sup>/5<sup>eme</sup> :

Voile	$V_u$	$1,4V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
L=3	1507,82	2119,94	2,39	3,33	3,35	5	CV	CV
L=2,7	1275,74	1786,036	2,21	3,33	3,1	5	CV	CV

Tableau V.24 : vérification des contraintes de cisaillement VL.

Voile	$V_u$	$1,4V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
L=5,5	1890,76	2647,063	1,75	3,33	2,45	5	CV	CV

Tableau V. : vérification des contraintes de cisaillement VT.

Les vérifications ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

◆ Sous-sol/RDC :

Voile	Effort (KN)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
L=5,5	-1970,61	1,18	15	CV

Tableau V.25 : vérification des contraintes A'ELS VT.

Voile	Effort (KN)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
L=3	-2345,6	2,04	15	CV
L=2,7	-2358,89	1,8	15	CV

Tableau V.26 : vérification des contraintes A'ELS VL.

◆ 1<sup>er</sup>/5<sup>eme</sup> :

Voile	Effort (KN)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
L=5,5	-1644,56	1,05	15	CV

Tableau V.27 : vérification des contraintes A'ELS VT.

Voile	Effort (KN)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
L=3	-1967,87	1,88	15	CV
L=2,7	-1976,91	2,23	15	CV

Tableau V.28 : vérification des contraintes A'ELS VL.

Exemple dessin ferrailage de VOILE :

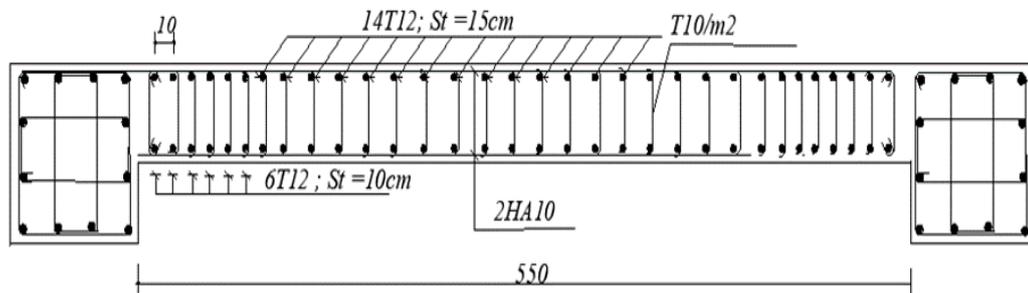


Figure V.8 : Ferrailage de voile.

***Chapitre VI :***  
***Etude de l'infrastructure***

### **VI.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

### **VI.2. Stabilité des fondations :**

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure.
- Des sollicitations dues au sol.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donnée.

### **VI.3. Différents types de fondations :**

Il existe trois catégories de fondations :

#### ➤ **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :  
Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

#### ➤ **Les fondations semi-profondes :**

Ce type de fondation est utilisé lorsque les fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

#### ➤ **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : Pieux.

#### ➤ **Les fondations surfaciques ou radier :**

Il existe quatre (04) types de radiers :

- ✓ Le radier dalle pleine (le plus courant).
- ✓ Le radier nervuré.
- ✓ Le radier champignon sous poteau.
- ✓ Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

#### **VI.4. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ Nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ Charge totale transmise au sol.
- ✓ Raison économique.

#### **Dimensionnement des semelles :**

La surface de la semelle sera déterminée par la condition suivante :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{21552,55}{150} = 143,68m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_T=276,965m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_s}{S_T} = \frac{143,68}{276,965} = 52\% > 50\%$$

#### **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

#### **VI.5. Calcul du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Évite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

**VI.5.1. Pré dimensionnement du radier :**

**IV.5.1.1. L'épaisseur de radier :**

Le radier est considéré infiniment rigide donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}=6\text{m}$  : La plus grande distance entre deux files successives.

$$75 \leq h_r \leq 120$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 6^4}{32164,195 \times \pi^4}} = 92.6\text{cm}$$

On adopte  $h_r=100\text{cm}$

➤ **Condition de fragilité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_e$  : Longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 1^3}{12} = 0,083\text{m}^4$

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E=32164195 \text{ KN/m}^2$

$b$  : Largeur du radier (bande de 1m).

$K$  : Coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.  $K=24000 \text{ KN /m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164195 \times 0,083}{40000 \times 1}} = 4,04\text{m}$$

$L_e = 4,04\text{m} > \frac{2L_{\max}}{\pi} = 3,82\text{m}$  Condition vérifiée.

➤ **Condition de coffrage :**

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

▪ **Pour nervures**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60cm$$

Soit :  $h_n=60cm$

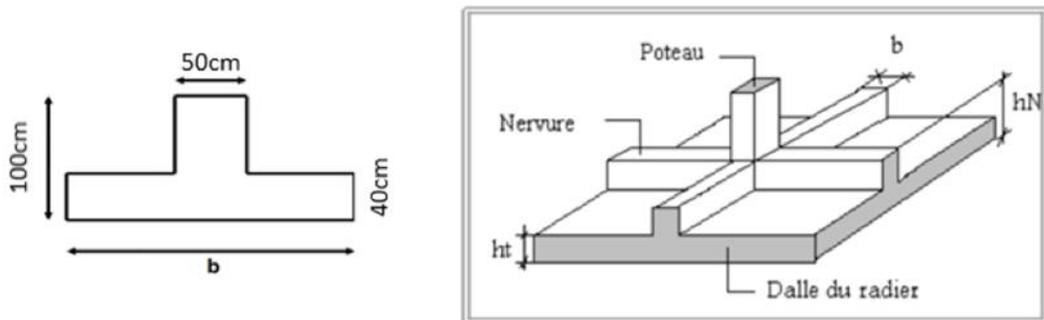
▪ **Pour la dalle**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{600}{20} = 30cm$$

Soit :  $h_d=40cm$

▪ **La largeur de la nervure**

$$b \geq \frac{h_n}{2} \rightarrow b \geq \frac{60}{2} \rightarrow b \geq 30 \quad \text{Soit } b=50cm$$



**FigureVI.1: schéma statique de dimension de nervure et radier.**

▪ **Détermination du débord**

$$d \text{ (débord)} \geq \max (h / 2 ; 30cm) = \max (100/2 ; 30cm) = 50cm ; d \text{ (débord)}=0,5m.$$

**VI.5.2. Détermination des charges et des surcharges :**

▪ **Superstructure :**

G1 : charges permanentes de la superstructure=19107,18 KN.

Q1 : surcharge de la superstructure =2445,37 KN.

▪ **Calcul des sollicitations à la base du radier :**

-Charge permanente :

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à :  $S \text{ bât} = 276,965 \text{ m}^2$ .

- L'emprise totale avec un débordement de :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = 276,965 + 36,35$$

$$S_{radier} = 312,32 \text{ m}^2$$

▪ **Calcul des sollicitations à la base du radier :**

-Charge permanente :

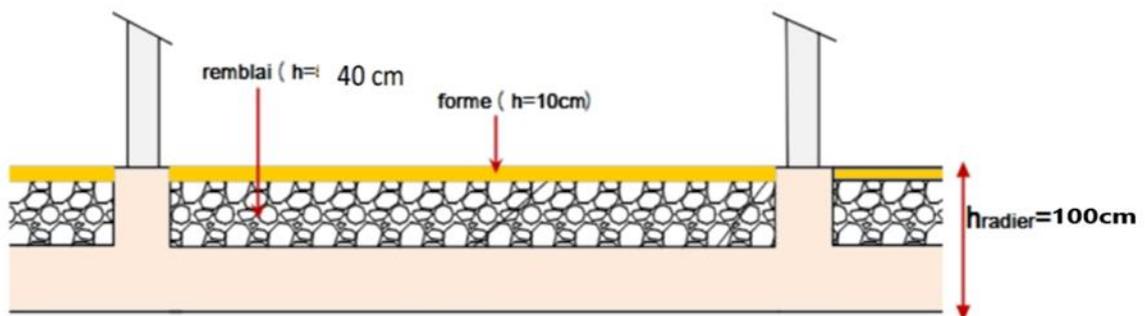
Poids de radies:

$$G_{radier} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b + \sum L_i \times 25 \times B_{nerveur}$$

$$G_{radier} = 312,32 \times 0,4 \times 25 + (0,6 \times 0,5 \times 25 \times 164)$$

$$G_{radier} = 4237,872 \text{ KN}$$

**Remblayage:**



Figures VI.2 : la coupe verticale de radier avec le remblayage et la plateforme.

$$G_{remblai} = S_{remblai} \times h_{remblai} \times \gamma_{sol}$$

$$G_{remblai} = 214,92 \times 0,5 \times 18 = 1934,28 \text{ KN}$$

▪ **Plateforme :**

$$S_{plate\ forme} = S_d - \sum L_i \times 0,6 = 276,965 \text{ m}^2$$

$$G_p = S_p \times h_p \times \gamma_b$$

$$G_{PF} = 276,965 \times 0,1 \times 25 = 692,41 \text{ KN}$$

▪ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} + G_{remb} + G_{PF}$$

$$G_{tot} = 19107,18 + 4237,872 + 1934,28 + 692,41$$

$$G_{tot} = 25971,742 \text{ KN.}$$

$$Q_{RAD} = 2,5 \times S_{sdb}$$

$$Q_{RAD} = 2.5 \times 313,32 = 783,3 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 2445,37 + 783,3 = 3228,67 \text{ KN.}$$

▪ **Détermination des efforts:**

Combinaison d'action :

**ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 25971,742 + 1.5 \times 3228,67 = 39904,86 \text{ KN}$$

**ELS:**

$$N_s = G + Q = 25971,742 + 3228,67 = 29200,412 \text{ KN.}$$

**La surface minimale du radier :**

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\text{ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{39904,86}{1,33 \times 150} = 200,02 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{29200,412}{150} = 194,67 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} \geq \max(S_r^{ELU}; S_r^{ELS}) = 200,02 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 313,32 \text{ m}^2 > S_{radier} = 200,02 \text{ m}^2$$

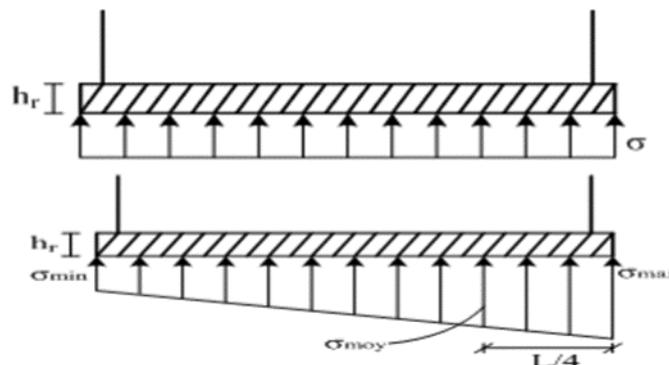
▪ **Vérifications :**

**a) Évaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol. Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme. ( $\sigma = N/S$ ) ; Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire dont :

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \left(\frac{M}{I}\right) \times V$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \left(\frac{M}{I}\right) \times V$$



**Figures VI.3: Diagramme Des Contraintes.**

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à  $\sigma$  (L/4).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{adm}$$

On doit vérifier que :

$$ELU : \sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} \quad ; \quad ELS : \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

▪ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$X_i, Y_i$  : La distance entre centre de masse et point initiale (repère 0,0). Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,90\text{m} ; Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6,24\text{m}$$

Les coordonnées du centre de masse de la structure sont :  $(X_s, Y_s) = (12,18 ; 5,58)$  m

▪ **Calcul moment d'inertie du radier :**

On a : 
$$I = \sum I_0 + \sum (A_i \cdot d_i^2)$$

Sens X-X :

$$I_x = \sum I_0^x + \sum (A_i \cdot d_i^2)$$

$$\sum I_0^x = \sum \left( \frac{bh^3}{12} \right)$$

Avec :

$d_i$  : Distance entre centre de masse et centre de gravité.

$$d_i = Y_G - \frac{L_y}{2} \quad (d_i \parallel h)$$

L : longueur d'un élément.

$$I_x = 4123,98 \text{ m}^4$$

Sens Y-Y :

$$I_y = \sum I_0^y + \sum (A_i \cdot d_i^2)$$

$$\sum I_0^y = \sum \left( \frac{bh^3}{12} \right)$$

Avec :

$d_i$  : Distance entre centre de masse et centre de gravité.

$$d_i = X_G - \frac{L_x}{2} \quad (d_i \parallel h)$$

L : longueur d'un élément.

$$I_y = 11042,26 \text{ m}^4$$

▪ **Calcul L'excentricité :**

$$e_x = | X_S - X_G | = | 12,18 - 12,90 | = 0.72 \text{ m}$$

$$e_y = | Y_S - Y_G | = | 5,58 - 6,28 | = 0,7 \text{ m}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	29200,412	29200,412	39904,86	39904,86
M(KN.m)	21024,15	20440,29	28731,50	27933,40
V (m)	12,18	5,58	12,18	5,58
S radier (m <sup>2</sup> )	313,32	313,32	313,32	313,32
I (m <sup>4</sup> )	4123,98	11042,26	4123,98	11042,26
$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	155,29	103,53	212,22	141,48
$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	31,10	82,87	42,50	113,25
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	124,24	98,37	176,54	134,42
$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	150	150	199,5	199,5
La Condition	CV	CV	CV	CV

**Tableau VI.: Vérification de Contrainte ELU ELS.**

**Vérification de la stabilité :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû sollicitations horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : moment à la base de l'ouvrage.

➤ Sens Longitudinal (EX) :  $V_x = 3439,53 \text{ KN}$ ,  $M_y = 46252,404 \text{ KN.m}$

➤ Sens Transversal (EY):  $V_y = 3421,67 \text{ KN}$ ,  $M_x = 45653,583 \text{ KN.m}$

$V_0$  : effort tranchant à la base ( $V_x$ ,  $V_y$ ).

h : profondeur de l'infrastructure (h=100cm).

$$M = M_y + V_x \times h = 46252,404 + 3439,53 \times 1 = 49691,934 \text{ KN.m}$$

$$M = M_x + V_y \times h = 45653,583 + 3421,67 \times 1 = 49075,253 \text{ KN.m}$$

Pour :  $(0,8G \pm E)$  ;  $N = 0.8 N_{G \text{ tot}} = 20777.394 \text{ KN}$

Pour : (G + Q + E) ; N= G+Q

A cet effet, le radier doit être vérifié :

Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ±E.

	0,8+G±E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	20777,394	20777,394	2900,412	2900,412
M(KN.m)	49691,934	49075,253	49691,934	49075,253
V (m)	12,18	5,58	12,18	5,58
S radier (m <sup>2</sup> )	313,32	313,32	313,32	313,32
I (m <sup>4</sup> )	4123,98	11042,26	4123,98	11042,26
$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	213,08	91,11	156,02	34,06
$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-80,45	41,51	-137,51	-15,54
$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	139,70	78,71	82,64	29,43
$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	150	150	150	150
La Condition	CV	CV	CV	CV

Tableau VI. 2: Vérification de Contrainte (0,8+G±E) (G+Q+E).

**Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

	0,8+G±E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	20777,394	20777,394
M(KN.m)	49691,934	49075,253
E (m)	2,39	2,39
L/4 (m)	6,25	3,38
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV. 3: Vérification de la stabilité au renversement.

**VI.5.3. Ferrailage de radier :**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

**Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille a un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille a deux sens.}$$

Le radier est composé des panneaux de dalles de différentes dimensions, encastrés sur leurs 4 côtés. Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55 - 0,5}{6 - 0,5} = 0,55 \rightarrow \text{la dalle travaille a deux sens.}$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

**État limite ultime :**

$$q_u = \delta_{moy} - \frac{1,35(g_{radier} + g_{rembl} + g_{pf})}{S_{radier}}$$

$$q_u = 104,84 \text{KN.}$$

**État limite de service :**

$$q_s = \delta_{moy} - \frac{(g_{radier} + g_{rembl} + g_{pf})}{S_{radier}}$$

$$q_s = 68,79 \text{KN}$$

**Calcul a l'état limite ultime:**

Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} = 0,089$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) = 0,234$$

**Moments isostatiques :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,089 \times 104,84 \times 3,05^2 = 86,80 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,234 \times 86,80 = 20,31 \text{KN.m.}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

▪ **Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,3 M_0$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

✓ ELU :

Pour  $l_x = 3,55m$ :

- $M_a = 0,3 M_0x = 26,04KN.m$
- $M_t = 0,85 M_0x = 73,78KN.m$

Pour  $l_y = 6m$  (rive) :

- $M_a = 0,3 M_0y = 6,10KN.m$
- $M_t = 0,85 M_0y = 17,26KN.m$

✓ ELS :

$$M_{ELS} = M_{ELU} \times \frac{q_{ELS}}{q_{ELU}} = M_{ELU} \times 0,66$$

Sens X-X :

- $M_a = 26,04 \times 0,66 = 17,19KN.m$
- $M_t = 73,78 \times 0,66 = 48,69KN.m$

Sens Y-Y :

- $M_a = 6,10 \times 0,66 = 4,03KN.m$
- $M_t = 17,26 \times 0,66 = 11,38KN.m$

**Calcul des armatures :**

**A l'ELU :**

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu (KN.m)	26,04	73,78	6,10	17,26
As (cm <sup>2</sup> )	2,09	6,02	0,49	1,39
As min (cm <sup>2</sup> )	4,47	4,47	4,47	4,47
Choix de $\Phi$	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
As adopté (cm <sup>2</sup> )	7,70	7,70	7,70	7,70
Espacement (cm)	20	20	20	20

**Tableau VI. 4 : Le ferrailage à l'ELU.**

**Pourcentage minimal :**

$$A_{s \min} = \text{Max} (A_{x \min}, A_{y \min}, A_{\min} )$$

Suivant le petit côté :  $A_{x \min} \geq 8h = 8 \times 0.4 = 3,2 \text{ cm}^2/m$

Suivant le grand coté :  $A_{y \min} \geq 8h [(3 - \alpha)/2] = 3,92 \text{ cm}^2/m \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$

Condition de non fragilité :  $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times (40 - 3) \times \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

**Vérification :**

**a) Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens x-x :**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

**Sens y-y :**

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

**b) Vérification des contraintes à L'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Sens x-x :**

Zone	M <sub>SER</sub> (KN.m)	A adop (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_s(MPa)$	Condition
Appuis	17,19	7,70	1,19	67,1	15	201,6	Vérifiée
Travée	48,69	7,70	3,38	190	15	201,6	Vérifiée

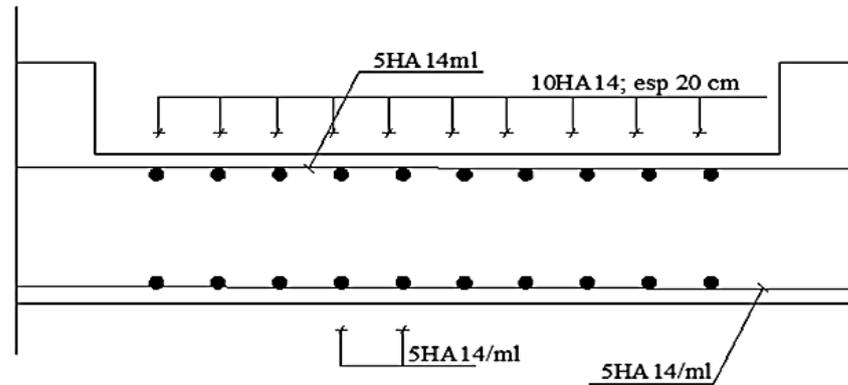
**Tableau VI.5 : vérification des contraintes à l'ELS.**

**Sens y-y :**

Zone	M <sub>SER</sub> (KN.m)	A adop (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_s(MPa)$	Condition
Appuis	4,03	7,70	0,28	15,7	15	201,6	Vérifiée
Travée	11,38	7,70	0,79	44,4	15	201,6	Vérifiée

**Tableau VI.6: vérification des contraintes à l'ELS.**

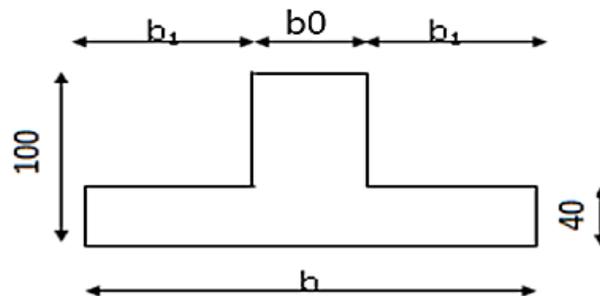
**Schéma de ferrailages :**



**Figure IV.4 : schéma de ferrailage de dalle.**

**VI.6. Étude des nervures :**

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :



**Figure IV.5: schéma dimension de nervure.**

$b$ : largeur de la dalle de compression  $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{10}; \frac{L_0}{2} \right) = \left( \frac{6}{10}; \frac{3,55}{2} \right) = \min (0,6; 1,76) = 0,6 \text{ m}$$

On prend :  $b_1 = 55\text{cm}$

Donc :  $b = 50 + 2 \times 55 = 160\text{cm}$ .

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables.

**Ferrailage :**

Après la modélisation les charges des nervures dans ETABS on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Sens Longitudinale		Sens Transversale	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}$ (KN. m)	211,03	183,29	350,39	301,43
$M_t^{max}$ (KN. m)	452,44	247,60	535,15	435,22
$T_{max}$ (KN)	630,51	538,28	751,86	521,62

**Tableau VI.7 : Effort internes dans les nervures.**

- **Armatures longitudinales :**

$$b = 50 \text{ cm} \quad ; \quad d = 96 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure est donné dans le tableau ci-dessous :

Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Nombre de barres	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	211,03	6,43	8,04	4HA16	10
	Travée	452,44	14,07	15,71	5HA20	15
Y-Y	Appuis	350,39	10,80	12,06	6HA16	10
	Travée	535,15	16,77	18,85	6HA20	15

**Tableau VI.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.**

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :**

**Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{max}\right] \leq 20 \text{ mm, alors } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

**Les armatures de peau :**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de placer des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (50 \times 100) = 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

**VI.6.1 Vérification à l'ELU :**

**1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

➤ **Sens longitudinale X-X :**

**Aux appuis :**

$$A_a = 8,04\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,66\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 15,71\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,66\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens longitudinale Y-Y :**

**Aux appuis :**

$$A_a = 12,06\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,66\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 18,85\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,66\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{Mpa}$$

Avec  $T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{Mpa} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{Mpa} = 2.5 \text{MPa}$$

➤ **Sens longitudinale X-X :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{630,51 \times 10^3}{500 \times 960} = 1,31 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversale Y-Y :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{751,86 \times 10^3}{500 \times 960} = 1,57 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.6.2. Vérifications à l'ELS :**

On a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC pour la vérification :

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

**1. Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

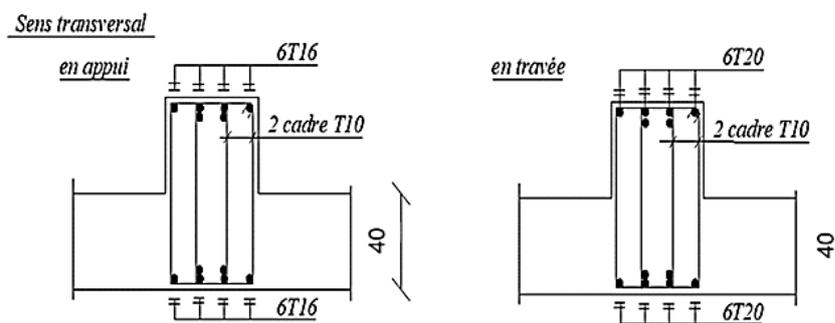
**2. Dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Appuis	183,29	3,4	15	Vérifiée	216,2	348	Vérifiée
	Travée	247,60	2,3	15	Vérifiée	146	348	Vérifiée
Y-Y	Appuis	301,43	3,6	15	Vérifiée	232,8	348	Vérifiée
	Travée	435,22	3,3	15	Vérifiée	213,1	348	Vérifiée

**Tableau VI.9: vérification des contraintes dans le béton et l'acier.**

**Schéma de ferrailage :**



**Figure IV.6 : Schéma de ferrailage des nervures sens transversal.**

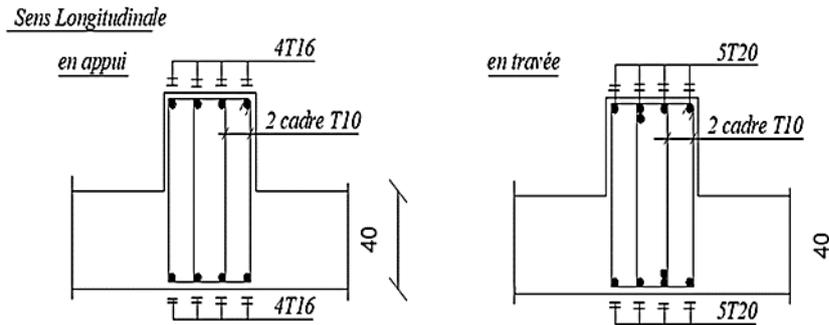


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage des nervures sens longitudinale.

## VI.7. Etude de voile périphérique :

### VI.7.1. Introduction :

Comme notre ouvrage est situé en zone **III** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite le tassement différentiel à une valeur acceptable.

### VI.7.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

### VI.7.3. Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de 20 cm , Hauteur de 2,60 m ,  $Q_u=5$  KN

### VI.7.4. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées

sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

**a) Données**

- Poids volumique :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ .
- Surcharges éventuelles :  $q = 5 \text{ KN/m}^2$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 23^\circ$ .
- Cohérence :  $C = 0$ .
- Poussée due aux terres :

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.44$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma h \cdot H$$

$$0 \leq z \leq 2,60 \text{ m}$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma h \cdot H = 0.44 \times 18 \times 2,60 = 20,59 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} Z = 0 \text{ m} & \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2. \\ Z = 2,60 \text{ m} & \sigma_h = 20,59 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation  $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \times q = 0.44 \times 5 = 2.2 \text{ KN/m}^2$$

**VI.7.5. Méthode de calcul :**

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

❖ **Contrainte totale**

- **ELU :**

$$\sigma_u = 1.35\sigma_h(0) + 1.5\sigma_q = 3.3 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{min}$$

$$\sigma_u = 1.35\sigma_h(3.40) + 1.5\sigma_q = 31,10 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 24,15 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_{ser} = \sigma_h(0) + \sigma_q = 2.2 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{min}$$

$$\sigma_{ser} = \sigma_h(3.06) + \sigma_q = 23,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 18,74 \text{ kN/m}^2$$

**VI.7.6. Ferrailage du voile :**

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3,55m \quad l_y = 6 m$$

$$\alpha = l_x/l_y = 0.59 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{moy} \times l_x^2 \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de  $\mu_x, \mu_y$  .sont données par le BAEL.

$$\text{Ventilation des moments} \quad M_t = 0.75M_0 \quad M_{ap} = 0.5M_0$$

❖ **Ferrailage minimal :**

- Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h /100 = 0,1.20.100/100 = 2\text{cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b.h = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Évaluation des moments :**

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\sigma_{moy}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
ELU	3,55	6	0.59	0.08	0.28	24,15	24,35	6,82
ELS	3,55	6	0.59	0.08	0.28	18,74	18,89	5,30

**Tableau VI.10 : Moment longitudinal et transversal.**

❖ **Calcul des armatures :**

**À l'ELU :**

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
$M_u$ (kN.m)	12,18	18,11	3,41	5,12
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0,37	0,54	0,1	0,15
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	2	2	2	2
Choix de $\Phi$	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	5,65	5,65	5,65	5,65

**Tableau:VI.11 : Ferrailage du voile à l'ELU.**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Sens x-x :**

Zone	$M_{ser}$ [KN.m]	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	9,45	5,65	0,2	3,4	15	150	Vérifiée
Travée	14,17	5,65	0,4	5,1	15	150	Vérifiée

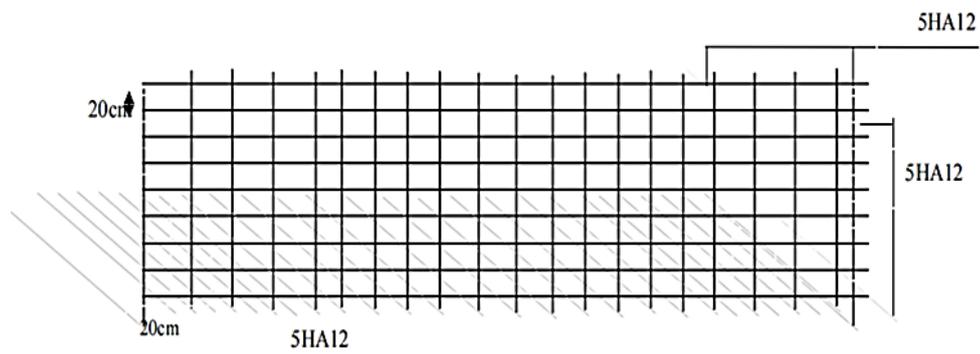
**Tableau VI.12 : vérification des contraintes ELS sens X-X.**

**Sens y-y :**

Zone	$M_{ser}$ [KN.m]	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Remarque
Appuis	2,65	5,65	0,1	0,9	15	150	Vérifiée
Travée	3,98	5,65	0,1	1,4	15	150	Vérifiée

**Tableau VI.13 : vérification des contraintes ELS sens Y-Y.**

**Schéma de ferrailage :**



**Figures VI.8 : schéma de ferrailage de voile périphérique.**

***Conclusion générale***

Ce projet de fin d'études nous a permis de connaître le côté théorique des études nécessaires à la réalisation des bâtiments, Où nous avons réalisé l'importance de mener l'étude et les calculs nécessaires à la réalisation de ces bâtiments.

L'analyse dynamique de la structure d'un ouvrage est une étape très importante, qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'étude comparative qu'on a effectuée entre les quatre dispositions des voiles, nous a permis de conclure ce qui suit :

La position des voiles affecte la stabilité du bâtiment.

L'effet des voiles sur le bâtiment apparaît dans chapitre 4 lorsque nous comparons toutes les résultats de comportement dynamique dans chaque cas d'étude.

L'équilibre du bâtiment doit être préservé en choisissant une position appropriée pour les voiles du côté esthétique et technique.

Il faut aussi qu'il y ait accord entre l'aspect financier et le maintien de la sécurité de la population.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil.

# Bibliographie

- BAEL91 modifié : béton armé aux états limites.
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99V2003.
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.

## **Outils informatiques**

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2013.....Dessin.
- EXCEL 2013.....Calcul.
- WORD 2013.....Traitement du texte.
- SOCOTEC et EXPERT 2010... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composé).

## **Les mémoires de fin d'étude :**

- Etude d'un bâtiment R+9+sous-sol contreventé par un système mixte Boumerdes 2022
- Etude d'un bâtiment en R+8 à usage d'habitation avec un RDC commercial, contreventé par un système mixte Boumerdes 2021.
- Influence des dispositions des voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment en R+4 a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé Bordj Bou Arreridj 2021.