

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Ecole Nationale Polytechnique**



**Département de Génie Civil**  
**Mémoire de projet de fin d'étude**

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil**

***Conception et dimensionnement parasismiques d'un  
bâtiment (R+8+sous-sol) en béton armé***

**Réalisé par :**

Maksene HOCINE

Mohammed Es Saleh HEBBIR

**Sous la direction de :**

Mme. Nadjia BAOUCHE

**Présenté et soutenu publiquement le 04/07/2022**

**Composition du jury :**

Président	Pr. Abderrahim BALI	Pr	ENP
Promotrice	Mme. Nadjia BAOUCHE	MA A	ENP
Examinatrice	Mme. Messaouda CHERRAK	MC B	ENP
Examineur	M. Abdelmadjid TADJADIT	MC B	ENP

**ENP 2022**



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

**Département de Génie Civil**  
**Mémoire de projet de fin d'étude**

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil**

***Conception et dimensionnement parasismiques d'un  
bâtiment (R+8+sous-sol) en béton armé***

**Réalisé par :**

Maksene HOCINE

Mohammed Es Saleh HEBBIR

**Sous la direction de :**

Mme. Nadjia BAOUCHE

**Présenté et soutenu publiquement le 04/07/2022**

**Composition du jury :**

Président	Pr. Abderrahim BALI	Pr	ENP
Promotrice	Mme. Nadjia BAOUCHE	MA A	ENP
Examinatrice	Mme. Messaouda CHERRAK	MC B	ENP
Examineur	M. Abdelmadjid TADJADIT	MC B	ENP

**ENP 2022**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **Remerciements**

**Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :**

**Tout d'abord, je remercie ALLAH le Tout Puissant pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.**

**A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.**

**A Madame BAUCHE, notre promotrice pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.**

**Aux membres du jury le président Pr.BALI, Mme.CHERRAK et M.TADJADIT pour avoir accepté d'examiner notre travail.**

**A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude.**

**Mohammed-Es-Saleh & Maksene**

# إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم والصلاة والسلام على أشرف المرسلين، حبيبنا وشفيعنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى كل عائلتي التي كانت رفيقة دربي وساندتني في كل عقبة خضتها في مسيرتي الدراسية والحياتية،

إلى أبي العزيز كمال وأمي يسمينه، اللذان كانا عوناً كبيراً في مشواري الدراسي

إلى إخوتي: أختي الصغيرة أسيل، أختي أميرة وأخي أيوب

إلى جدتي المتوفية أسأل الله أن يغفر لها ذنوبها وسيئاتها، يا رب العالمين

إلى جدتي وأجدادي الأحياء أسأل الله أن يطول في أعمارهم

إلى جميع خالاتي وأخوالي وعمتي

إلى خالتي المريضة أسأل الله أن يشفيها وأن يعافئها من مرضها شفاءً تاماً لا يغادر سقماً، أنت القادر يا رب

العالمين

إلى جميع أصدقائي الذين وقفوا معي في السراء والضراء

محمد الصالح هبير

## Dédicaces

A mon cher père Ahcene HOCINE, à ma chère mère Saliha MESSAOUDI, à mes chers frères Imad, Hakim et Massil.

A la mémoire de ma grand-mère paternelle Tassadit MOUSSI qui nous a quittés, qu'elle repose en paix.

A mon grand-père maternel Mohammed MESSAOUDI, à ma grand-mère maternelle Khlidja.

A mes oncles, à mes tantes et à leurs familles.

A la mémoire de tous les membres de ma famille qui nous ont quittés et que j'ai eu la chance de les avoir connus : la tante de mon père Tassadit HOCINE, mon cousin Amar HOCINE, mon oncle Ahmed HOCINE et ma Tante Adidi HOCINE, qu'ils reposent en paix.

A la mémoire de tous les membres de ma famille qui nous ont quittés et que je n'ai pas eu la chance de connaître : Mon grand-père paternel le Moudjahid Achour HOCINE, mon oncle Amar HOCINE, le cousin de mon père le chahid Hocine HOCINE alias Chennit, les oncles paternels de mon père Hamou et son fils Mohend Ameziane, Arab et sa fille Houria, et Said disparu en France durant la première guerre mondiale, qu'ils reposent en paix.

A tous mes amis et ceux qui m'aiment.

A tous les martyres de la Liberté et à tous ceux qui se sont sacrifiés pour Tamazight.

Aux grands défenseurs et poètes de ma langue maternelle "Taqvaylit", en particulier Lounis AIT MENGUELLET, Lounès MATOUB, Slimane AZEM.

« Wigad yedren ssarameɣ-asen tuyzi n laɛmar d wayen yelhan ad yezgu ɣur-sen, ma d wid yemmuten ad sgunfun di talwit »

Maksene HOCINE

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل مبني بالخرسانة المسلحة (ط+8+ طابق سفلي) الذي يقع في منطقة متواجدة في الجزائر ذات نشاط زلزالي متوسط. يتم ضمان تثبيت المبنى من خلال جدران القص المبني بالخرسانة المسلحة دون اللجوء إلى الاعمدة. تم إجراء التصميم والتحجيم وفقاً لمتطلبات أنظمة جزائرية (RPA 99/2003, DTR, CBA 93) وتم إجراء الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج (Robot Structural Analysis).

**الكلمات المفتاحية:** هيكل، زلزال، جدران القص، الخرسانة المسلحة

## Abstract

The purpose of this work is to study a reinforced concrete structure (G+8+basement) that should be located in a medium seismic zone in Algeria. The bracing of the building is ensured by reinforced concrete shear walls without interaction with the portal frames. The design and sizing have been made in accordance with the requirements of Algerian regulations (RPA99/2003, DTR and CBA 93) and the dynamic study was carried out using Robot Structural Analysis software.

**Keywords:** Building, Earthquake, shear walls, reinforced concrete

## Résumé

Le but de ce travail est d'étudier une structure en béton armé (R+8+sous-sol) qui est appelée à être implantée dans une zone à moyenne sismicité en Algérie. Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles en béton armé sans interaction avec les portiques. La conception et le dimensionnement sont effectués en respectant les exigences des règlements algériens (RPA99/2003, DTR et le CBA 93) et l'étude dynamique est faite à l'aide du logiciel *Robot Structural Analysis*.

**Mots clés :** Structure - Séisme -Voiles - Béton armé

## Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale .....	16
Chapitre I : .....	17
Chapitre I : La sismicité en Algérie .....	18
I.1 Introduction.....	18
I.2 Qu'est-ce qu'un séisme ?.....	18
I.2.1 Définition du phénomène sismique.....	18
I.2.2 Séismes tectoniques .....	19
I.2.3 Caractéristiques principales du séisme .....	20
I.2.4 Paramètres indispensables à l'évaluation des effets d'un séisme à un endroit donné.....	24
I.2.5 Principaux séismes d'Algérie.....	26
I.2.6 Classification des zones sismiques selon le RPA99/2003 .....	28
I.2.7 Evolution des règles parasismiques algériennes .....	28
I.3 Conclusion .....	29
Chapitre II : .....	30
Chapitre II : Généralité sur les voiles.....	31
II.1 Introduction .....	31
II.2 Définition d'un voile .....	31
II.3 Classification des voiles .....	32
II.4 Classification des structures avec voiles .....	32
II.4.1 Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques.....	32
II.4.2 Structures à noyau central.....	34
II.4.3 Structures uniquement à murs porteurs .....	34
II.5 Caractéristiques géométriques des voiles.....	35
II.6 Rôle des voiles de contreventement .....	36
II.7 Conclusion :.....	37
Chapitre III : .....	38
Chapitre III : Les méthodes de dimensionnement des voiles du contreventement.....	39
III.1 Introduction.....	39
III.2 Notions élémentaires.....	39
III.2.1 Règle des déplacements égaux .....	40
III.2.2 Coefficient de comportement .....	40
III.3 Méthodes de dimensionnement.....	42
III.3.1 Sollicitations de calcul.....	42
III.3.2 Choix des méthodes de calcul .....	42
III.3.3 Dimensionnement traditionnel .....	42
III.3.4 Dimensionnement selon le règlement parasismique algérien .....	43
III.4 Conclusion .....	49
Chapitre IV : .....	50
Chapitre IV : Etude d'un bâtiment avec 10 niveaux (R+8+sous-sol).....	51
IV.1 Introduction.....	51
IV.2 Présentation de l'ouvrage et du site.....	52

IV.2.1 Localisation .....	52
IV.2.2 Usage futur .....	52
IV.2.3 Données géotechniques du site .....	58
IV.2.4 Description des éléments constituant le bâtiment.....	58
IV.2.5 Les caractéristiques des matériaux utilisés .....	60
IV.3 Prédimensionnement.....	60
IV.3.1 Plancher.....	60
IV.3.2 Volées et paliers des escaliers .....	61
IV.3.3 Poutres.....	62
IV.3.4 Poteaux.....	63
IV.3.5 Voiles .....	66
IV.4 Combinaisons d'action .....	68
IV.5 Modélisation de la structure.....	68
IV.5.1 Modélisation mathématique .....	68
IV.5.2 Description du logiciel Autodesk Robot .....	69
IV.5.3 Modélisation des éléments structuraux .....	69
IV.6 ANALYSE SISMIQUE.....	69
IV.6.1 Effets de la torsion accidentelle .....	74
IV.6.2 Vérification des déplacements : .....	75
IV.7 Dimensionnement des éléments structuraux.....	78
IV.7.1 Partie superstructure.....	79
IV.7.2 Partie infrastructure.....	101
IV.8 Conclusion .....	115
Conclusion générale.....	117
Références bibliographiques.....	118
Annexes .....	121

## Liste des figures

Figure I.1: Épicentre, hypocentre (foyer) et faille.....	18
Figure I.2 : Types de failles [20].....	19
Figure I.3 : Principales plaques tectoniques [20] .....	20
Figure I.4 : Carte méditerranéenne montrant les limites des plaques tectoniques [20] .....	20
Figure I.5 : Différents types d'ondes sismiques.....	23
Figure I.6 : Dispositif d'enregistrement à trois composantes sismiques .....	24
Figure I.7 : Allure d'un sismogramme.....	24
Figure I.8 : Exemple d'un PGA pour un séisme donné .....	25
Figure I.9 : Spectre de réponse d'une structure à un degré de liberté et construction. ....	25
Figure I.10 : Carte de zonage sismique du territoire national [8] .....	28
Figure II.1 : Forces appliquées sur un voile .....	31
Figure II.2 : Différents types de voiles.....	32
Figure II.3 : Structures « mixtes » avec des voiles associés à des portiques .....	33
Figure II.4 : Structure à noyau central.....	34
Figure II.5 : Structure uniquement à murs porteurs .....	35
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation [8] .....	35
Figure II.7 : Coupe de voiles en plan [8].....	36
Figure II.8 : Comportement d'une structure simplement appuyée .....	36
Figure III.1 : Hypothèse d'iso-déplacement .....	40
Figure III.2 : Facteur de réduction en fonction de période.....	40
Figure III.3 : Modélisation d'un voile.....	43
Figure III.4 : Cas d'un voile de section entièrement comprimée .....	45
Figure III.5 : Cas d'un voile de section partiellement tendue .....	46
Figure III.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	48
Figure IV.1 : Localisation de l'ouvrage [Google Maps].....	52
Figure IV.2 : Plan niveau courant .....	53
Figure IV.3 : Vue en élévation et décrochement en plan .....	54
Figure IV.4 : Plan du sous-sol.....	55
Figure IV.5 : Plan du RDC.....	56
Figure IV.6 : Plan d'un étage courant (1 jusqu'à 8).....	57
Figure IV.7 : Plancher à corps creux.....	59
Figure IV.8 : Coupe verticale des escaliers.....	59
Figure IV.9 : Dimensions des poutres principales et secondaires.....	63
Figure IV.10 : Vue agrandie de « p » le poteau le plus sollicité avec sa surface d'influence..	63

Figure IV.12 : Disposition des voiles.....	67
Figure IV.13 : Logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot.....	69
Figure IV.13 : Déplacement du niveau 8 selon x-x.....	76
Figure IV.16 : Déplacement du niveau 8 selon y-y.....	77
Figure IV.17 : Efforts du voile V7 .....	80
Figure IV.18 : Diagramme des contraintes .....	81
Figure IV.19 : Ferrailage de la bande.....	82
Figure IV.20 : Ferrailage de voile V7 .....	83
Figure IV.20 : Dimensions à respecter pour les poutres et poteaux.....	85
Figure IV.21 : Effort normal ultime repris par le poteau « p » .....	87
Figure IV.22 : Sections d'armatures du poteau « p ».....	90
Figure IV.23 : Schémas de ferrailage du poteau « p » .....	93
Figure IV.24 : Ferrailage des poutres principales (étage commerce) .....	97
Figure IV.25 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau .....	100
Figure IV.26 : Les charges sur les voiles périphérique .....	102
Figure IV.27 : Ferrailage des voiles périphériques .....	104
Figure IV.28 : Radier général.....	106
Figure IV.29 : Réaction de sol à ELS.....	107
Figure IV.30 : Réaction de sol à ELU .....	108
Figure IV.31 : Déplacement maximal $Z_{max}$ de la structure .....	109
Figure IV.32 : Ferrailage de la dalle du radier .....	113
Figure IV.33 : Ferrailage des nervures.....	115

## Liste des tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques de la faille [2] .....	21
Tableau I.2 : Résumé de l'échelle macrosismique selon M.S.K .....	22
Tableau I.3 : Principaux séismes qu'a connu l'Algérie depuis 1980 [10] .....	27
Tableau III.1 : Armatures verticales et horizontales [8].....	44
Tableau IV.1 : Usage des niveaux de l'ancien bâtiment .....	52
Tableau IV.2 : Usage des niveaux de la nouvelle conception.....	54
Tableau IV.3 : Données géotechniques du site .....	58
Tableau IV.4 : Charges dues aux planchers à corps creux d'un niveau courant.....	61
Tableau IV.5 : Charge due au plancher à corps creux du niveau terrasse.....	61
Tableau IV.6 : Charges permanentes et d'exploitation des volées des escaliers .....	62
Tableau IV.7 : Charges permanentes et d'exploitation des paliers des escaliers.....	62
Tableau IV.8 : Prédimensionnement des poutres .....	63
Tableau IV.9 : Dégression des charges d'exploitation pour le poteau « P ».....	64
Tableau IV.10 : Dimensions des voiles.....	68
Tableau IV.11: Périodes de vibration et nombre de modes à considérer .....	70
Tableau IV.12 : Période T choisie pour le calcul du facteur D .....	71
Tableau IV.13 : Classification de l'ouvrage.....	73
Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques .....	73
Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques .....	74
Tableau IV.16 : Efforts tranchants ( $V_d$ ) par niveaux .....	74
Tableau IV.17 : Excentricités.....	74
Tableau IV.18 : Valeurs du déplacement sens (x-x).....	75
Tableau IV.19 : Valeurs du déplacement sens (y-y) .....	76
Tableau IV.20 : Valeur l'effet P- $\Delta$ (Sens longitudinal) .....	77
Tableau IV.21 : Valeur l'effet P- $\Delta$ (sens transversal).....	78
Tableau IV.22 : Effort normal repris par les voiles.....	78
Tableau IV.23 : Sollicitations de V7 .....	80
Tableau IV.24 : Ferrailage des voiles du RDC .....	84
Tableau IV.25 : Récapitulatif des sections finales des poteaux .....	86
Tableau IV.26 : Les sollicitations de poteau « p » .....	87
Tableau IV.27 : Ferrailage de « p » sur tous les niveaux .....	91
Tableau IV.28 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales.....	94
Tableau IV.29 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales .....	98
Tableau IV.30 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires.....	98
Tableau IV.31 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires .....	99

Tableau IV.32 : Vérification de la zone nodale .....	101
Tableau IV.33 : Calcul du ferrailage du voile périphérique avec logiciel « Expert BA » ....	103
Tableau IV.34 : vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS.....	104
Tableau IV.35 : récapitulatif des moments exercés sur le radier. ....	110
Tableau IV.36 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier .....	113
Tableau IV.37 : Récapitulatif des moments pour les nervures .....	113
Tableau IV.38 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.....	113

## Liste des symboles

E : Energie sismique libérée en joule  
 $\mu_{\Delta}$  : Coefficient de ductilité  
 $\Delta_p$  : Déplacement plastique  
 $\Delta_{el}$  : Déplacement élastique  
R : Coefficient de comportement  
 $F_y$  : Force sismique plastique  
 $F_{el}$  : Force sismique élastique  
T : Période  
D : Facteur d'amplification dynamique moyen  
 $S_a(T)$  : Ordonnée du spectre de réponse de calcul en termes d'accélération  
 $S_e(T)$  : Ordonnée du spectre de réponse élastique en accélération caractérisant l'action sismique  
g : Constante gravitationnelle  
A : Coefficient d'accélération de la zone  
 $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (si  $\varepsilon \neq 5\%$ ) =  $\frac{7}{2+\varepsilon}$   
 $\varepsilon$  : Pourcentage d'amortissement critique  
 $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site  
Q : Facteur de qualité ou charge exploitation  
W : Poids totale de la structure  
d : Longueur de la bande du voile  
e : Excentricité  
 $A_s$  : Section d'armature  
 $N_u$  : Effort normal ultime  
 $B_r$  : Section de béton réduite  
B : Section de béton brute  
 $f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton à 28 jours  
 $f_{t28}$  : Résistance à la traction du béton à 28 jours  
 $f_e$  : Limite élastique de l'acier  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier  
 $L_C$  : Longueur de la zone comprimée  
 $L_T$  : Longueur de la zone tendue  
a : Epaisseur d'un voile ou longueur du côté d'un poteau  
 $M_t$  : Moment fléchissant en travée  
 $M_a$  : Moment fléchissant sur appuis  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton  
 $\sigma_{sc}, \sigma_s$  : Contraintes de calcul de l'acier  
i : Rayon de giration  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle de calcul  
 $\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle admissible  
 $V_d$  : Effort tranchant sismique dynamique  
 $V_s$  : Effort tranchant sismique statique  
 $\emptyset$  : Diamètre des barres d'armatures  
HA : Haute adhérence  
 $S_t$  : espacement des armatures  
t : Espacement d'armatures transversales dans la zone courante  
t' : Espacement d'armatures transversales dans la zone nodale

S : Section transversale du voile

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

F<sub>z</sub> : Sollicitation verticale dans l'étage

G : Charges permanentes ou centre de gravité

C : Centre de torsion

ε<sub>b</sub> : Déformation du béton

ε<sub>s</sub> : Déformation de l'acier

μ : Coefficient du moment réduit

K<sub>z</sub> : Coefficient de réaction de sol

P<sub>z</sub> : réaction totale de la structure à l'ELS

ELS : Etat limite service

ELU : Etat limite ultime

ELA : Etat limite accidentel

# **Introduction Générale**

## Introduction générale

L'objectif principal de cette étude est de présenter simplement les connaissances et les mesures adéquates sur la conception ainsi que le dimensionnement parasismique. Ses derniers sont approuvés et exigés par les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) afin de limiter au maximum les pertes en vie humaine.

Les séismes sont définis comme étant la vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre et le manteau supérieur. L'Algérie a été secouée par des nombreux séismes qui ont permis aux sismologues de recueillir des données précieuses et de localiser les zones à haut risque. Ce travail a permis d'établir les règles de conception et de dimensionnement parasismiques.

A cet effet, l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène naturel et ceci en respectant les prescriptions réglementaires.

Parmi les innovations du domaine de la construction les plus utilisées par l'ingénieur spécialisé dans les structures en béton armé pour faire face aux forces sismiques horizontales, on peut citer les voiles en béton armé. Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, les voiles permettent de réduire considérablement les dommages sismiques et maintenir la structure stable et lui garantir la robustesse nécessaire.

Nous avons introduit le calcul des voiles en béton armé en utilisant la méthode du dimensionnement traditionnel et la méthode proposée par le RPA.

Ce travail porte sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment à 10 niveaux (R+8+sous-sol) à usage d'habitation et de commerce. Ce bâtiment est implanté en zone de moyenne sismicité (zone II<sub>a</sub>). Il est constitué par des portiques et des voiles en béton armé. Le contreventement est assuré uniquement par des voiles.

Pour mener à bien cette étude nous l'avons structurée comme ce qui suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment et la détermination des actions verticales affectant la structure.
- La troisième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude sismique du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional ».
- La quatrième étape consiste au dimensionnement des éléments structuraux de la superstructure et l'infrastructure.

# **Chapitre I :**

## **La sismicité en Algérie**

## Chapitre I : La sismicité en Algérie

### I.1 Introduction

Géologiquement, selon le géologue et consultant Azzedine Boudiaf, l'Algérie a toujours été un pays sismique avec la même intensité depuis au moins 6 millions d'années, en précisant que tout le Nord du pays est sujet à une sismicité continue [4]. La tectonique active est localisée dans la région nord du pays, essentiellement dans le Tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne. La sismicité s'exprime surtout le long des bordures des bassins néogènes qui longent la côte. Ces bassins se déforment en donnant des structures plicatives (synclinaux : plis vers le bas, et anticlinaux : plis vers le haut) et parfois cassantes (pli-failles, failles inverses, chevauchements) orientées NE-SW à NNE-SSW. Ces dernières sont le plus souvent à l'origine des violents tremblements de terre que connaît l'Algérie. Plus au sud, la sismicité s'exprime tout le long du Tell et le long des faisceaux de plis de direction NE-SW. Actuellement, dans les régions des Hauts Plateaux et la région de l'Atlas saharien, l'activité sismique est faible.

Historiquement, la sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date du séisme qui a frappé la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont permis la réalisation de plusieurs catalogues [10]. Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays, c'est-à-dire, dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'aux frontières tunisiennes. D'autre part, ces catalogues indiquent que plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'histoire de l'Algérie (Alger en 1716, Oran en 1790, Blida 1825, Ténès 1890 ...)

### I.2 Qu'est-ce qu'un séisme ?

#### I.2.1 Définition du phénomène sismique

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. La projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme (Fig.I.1). Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent sous la forme de paquets d'ondes sismiques, autour et au travers du globe terrestre.

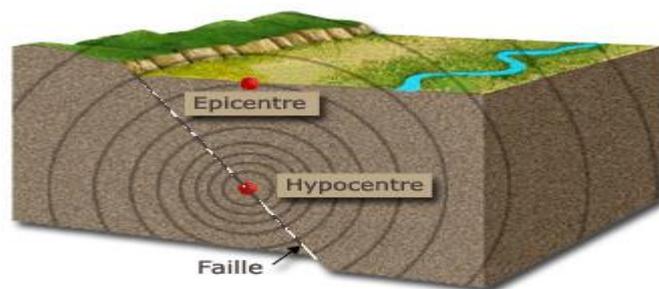


Figure I.1: Épicentre, hypocentre (foyer) et faille

Selon le mode de rupture, il existe 3 types de failles (Fig. I.2) :

- Faille décrochante
- Faille normale
- Faille inverse.

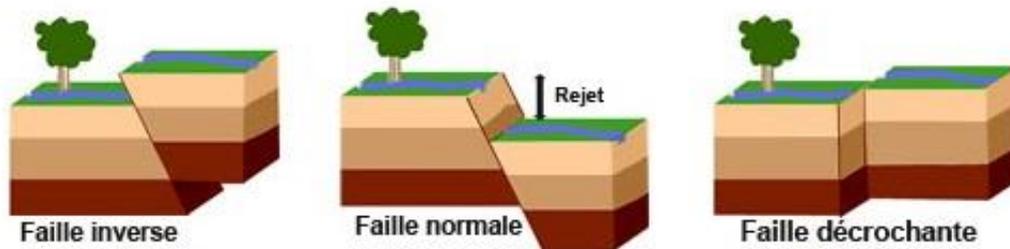


Figure I.2 : Types de failles [20]

### I.2.2 Séismes tectoniques

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et les plus dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Une autre partie a lieu sur le long d'un plan de fragilité existant ou néoformé. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes) de déplacement aismique des deux blocs séparés par la zone de rupture potentielle (la faille est alors inactive), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes. Dans les zones de subduction, les séismes représentent en nombre la moitié de ceux qui sont destructeurs sur la Terre, et dissipent 75 % de l'énergie sismique de la planète. C'est le seul endroit où on trouve des séismes profonds (de 300 à 645 kilomètres). Au niveau des dorsales médio-océaniques, les séismes ont des foyers superficiels (0 à 10 kilomètres), et correspondent à 5 % de l'énergie sismique totale. De même, au niveau des grandes failles de décrochement, ont lieu des séismes ayant des foyers de profondeur intermédiaire (de 0 à 20 kilomètres en moyenne) qui correspondent à 15 % de l'énergie. Le relâchement de l'énergie accumulée ne se fait généralement pas en une seule secousse. Il peut se produire plusieurs réajustements avant de retrouver une configuration stable. Ainsi, on constate des répliques à la suite de la secousse principale d'un séisme d'amplitude décroissante sur une durée allant de quelques minutes à plus d'un an. Ces secousses secondaires sont parfois plus dévastatrices que la secousse principale car elles peuvent faire écrouler des bâtiments qui n'avaient été qu'endommagés alors que les secours sont à l'œuvre. Il peut aussi se produire une réplique plus puissante que la secousse principale quelle que soit sa magnitude. Les figures ci-dessous donnent un aperçu respectivement sur les principales plaques tectoniques et leurs limites.

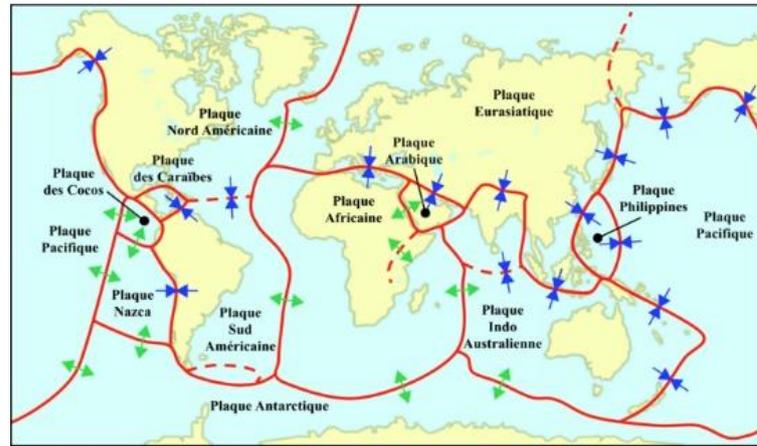


Figure I.3 : Principales plaques tectoniques [20]

La sismicité en Algérie s'exprime surtout le long des bordures des bassins néogènes qui longent la côte.

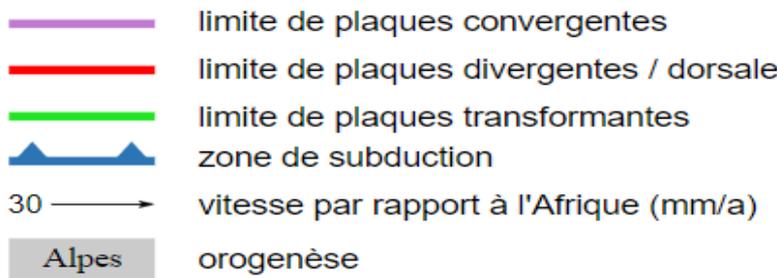


Figure I.4 : Carte méditerranéenne montrant les limites des plaques tectoniques [20]

Il existe aussi d'autres types de séismes : séismes volcaniques (lors de l'intrusion et dégazage d'un magma), séismes polaires (craquements des calottes glaciaires se répercutant dans la croûte terrestre) et séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine (explosion, effondrement d'une cavité, pompages profonds, extraction minière et explosions souterraines ou nucléaires). Ce classement est fait par les sismologues selon les phénomènes qui les ont engendrés.

### I.2.3 Caractéristiques principales du séisme

#### I.2.3.1 Magnitude

La magnitude (notée M) est un chiffre sans dimension qui traduit l'énergie libérée par le séisme sous forme d'ondes sismiques. Elle se calcule à partir des différents types d'ondes

sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc. C'est une fonction continue logarithmique :

$$M = \frac{2}{3} \log (E) - 4.8 \quad (E \text{ en joules}) \quad (1.1)$$

Lorsque l'amplitude de l'énergie sismique libérée est multipliée par 30, la magnitude augmente d'une unité. Ainsi, un séisme de magnitude 7 libèrera une énergie trente (30) fois plus importante qu'un événement magnitude 6, neuf cents (900) fois plus importante qu'un de magnitude 5. La magnitude est unique pour un séisme et indépendante du lieu d'observation (Tab.I.1).

Tableau I.1: Caractéristiques de la faille [2]

Magnitude	Énergie libérée	Durée de la rupture	Valeur moyenne du rejet	Longueur moyenne du coulissage	Nbre de séismes par an dans le monde (ordre de grandeur)
9	$E \times 30^5$	250 s	8 m	800 km	1 tous les 10 ans
8	$E \times 30^4$	85 s	5 m	250 km	1
7	$E \times 30^3$	15 s	1 m	50 km	10
6	$E \times 30^2$	3 s	20 cm	10 km	100
5	$E \times 30$	1 s	5 cm	3 km	1 000
4	E	0,3 s	2 cm	1 km	10 000
3	$E/30$				> 100 000
2	$E/30^2$				
1	$E/30^3$				

### I.2.3.2 Intensité macrosismique

L'intensité mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné. Ce n'est pas une mesure par des Instruments, mais une observation de la manière dont le séisme se traduit en surface et dont il est perçu par la population (Tab.I.2).

L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

Tableau I.2 : Résumé de l'échelle macrosismique selon M.S.K

Intensité	Définition (M.S.K)	Gravité des effets
I	Secousse non perceptible	
II	Secousse à peine perceptible	Effets ressentis seulement par l'homme
III	Faible secousse faiblement ressenti	
IV	Secousse largement ressenti	
V	Réveil de dormeurs	
VI	Frayeur	
VII	Dommmages aux constructions Effets sur les constructions	Effets sur les constructions
VIII	Destruction des bâtiments	
IX	Dommmages généralisés aux constructions	
X	Destruction générale des bâtiments	
XI	Catastrophe Effets sur l'Environnement	Effets sur l'Environnement
XII	Changement de paysage, catastrophe généralisée	

**Note :** L'échelle MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) mesure l'intensité d'un tremblement de terre.

### I.2.3.3 Ondes sismiques et leurs enregistrements

Au moment du relâchement brutal des contraintes de la croûte terrestre (séisme), deux grandes catégories d'ondes peuvent être générées. Il s'agit des ondes de volume qui se propagent à l'intérieur de la Terre et des ondes de surface qui se propagent le long des interfaces.

Du latin, "*Unda*" qui signifie eau constante ou flot, une onde est un phénomène résultant de la propagation dans un milieu d'une succession de perturbations de courte durée transmises avec transfert d'énergie mais sans transfert de matière.

#### a) Ondes de volume

Elles sont de deux types : ondes longitudinales et ondes transversales

- Les ondes longitudinales appelées aussi *ondes primaires* ou *ondes P* car elles sont les plus rapides et les premières à arriver à la surface. Ce sont des ondes de compression et de dilatation dans le sens de propagation. Elles se propagent dans tous les milieux avec une vitesse moyenne de 7 à 8 km/s.
- Les ondes transversales appelées aussi *ondes secondaires* ou *ondes S* car elles atteignent la surface de la Terre en deuxième position. Ce sont des ondes de cisaillement perpendiculaires à la direction de propagation, et qui ne se propagent que dans les milieux solides.

#### b) Ondes de surface

Elles sont générées par les ondes de volume en surface. En effet, à la surface terrestre qui constitue une limite entre le milieu solide (ou liquide) et le milieu gazeux, les conditions physiques et géométriques font que les ondes *P* et *S* induisent à la surface des ondes de longues périodes et de grandes amplitudes. Leur importance diminue avec la profondeur du foyer. On

en distingue les *ondes de Rayleigh* (R) qui font décrire aux particules du sol des mouvements elliptiques dans le sens rétrograde, et les *ondes de Love* (L) particulières aux milieux stratifiés et anisotropes et qui ne traversent que les milieux solides. Elles provoquent des cisaillements du sol dans les plans parallèles à la surface en ébranlant des constructions horizontales.

### Remarque

Généralement, ce sont les ondes de surface qui produisent les effets destructeurs des séismes

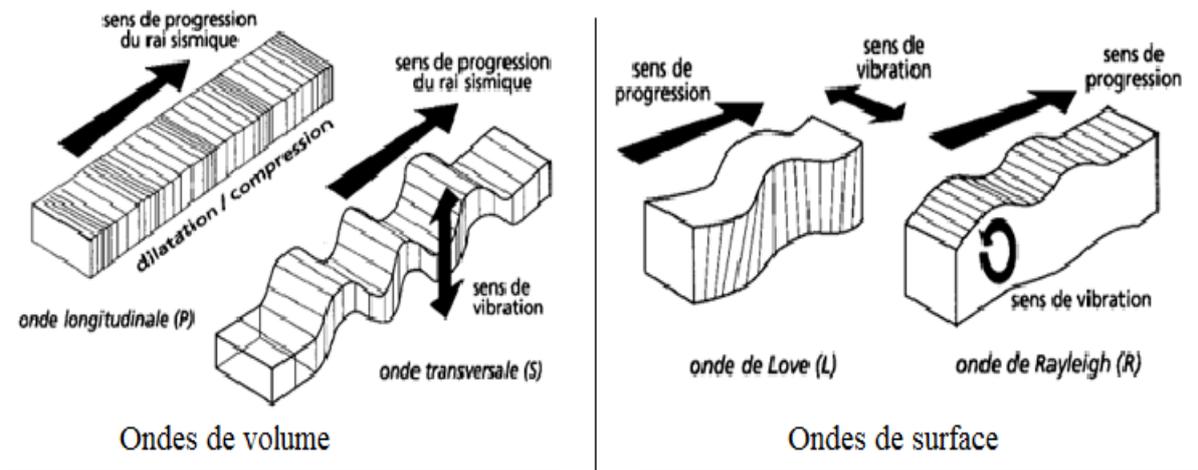


Figure I.5 : Différents types d'ondes sismiques

Les enregistrements des secousses en fonction du temps sont appelés les *sismogrammes*. Après corrections pour éliminer l'influence des oscillations propres du sismographe, ils caractérisent les mouvements sismiques du sol sur un site donné. Les sismogrammes fournissent également la durée des séismes qui ne dépasse généralement pas 40 secondes bien que des séismes de quelques minutes ont déjà été enregistrés. Ils permettent aussi de localiser les épicentres des séismes en exploitant les différences de temps d'arrivée à au moins trois stations suffisamment éloignées de l'épicentre (afin que les ondes P aient eu le temps de se séparer des ondes S). Cette localisation est très facile pour les séismes superficiels (90% des cas) car la distance épicentrale est à peu près égale à la distance focale. Pour les séismes profonds, il y a lieu de calculer d'abord la profondeur du foyer avant de localiser l'épicentre.

En pratique, pour connaître complètement le mouvement du sol à un endroit donné, on dispose au moins de trois sismographes, soit un dans chaque direction de l'espace (Fig.I.6). Les accélérations sismiques sont généralement données en fonction de l'accélération de la pesanteur  $g$ .

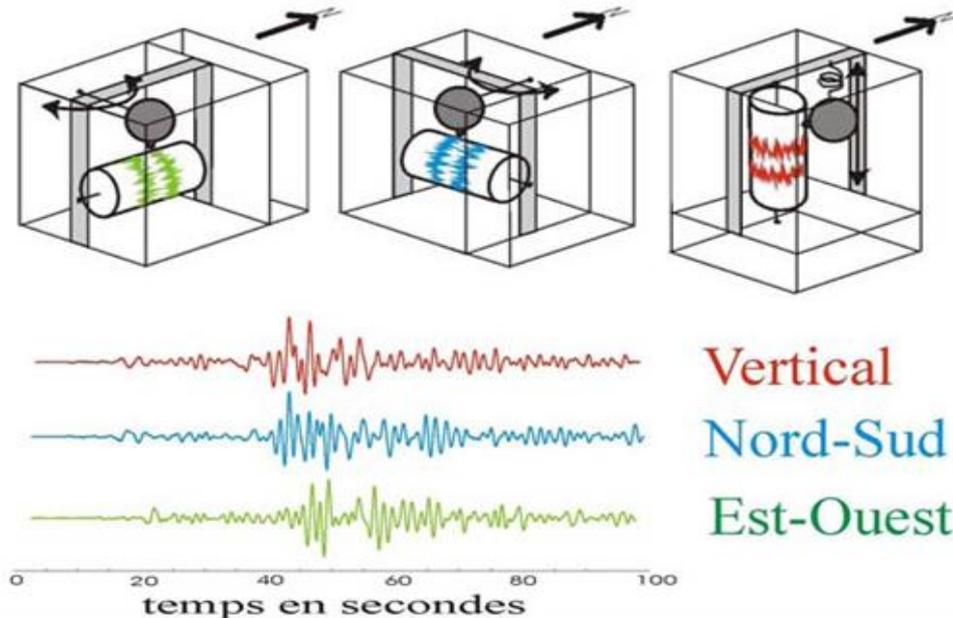


Figure I.6 : Dispositif d'enregistrement à trois composantes sismiques

La figure I.7 qui suit représente l'allure d'un sismogramme.

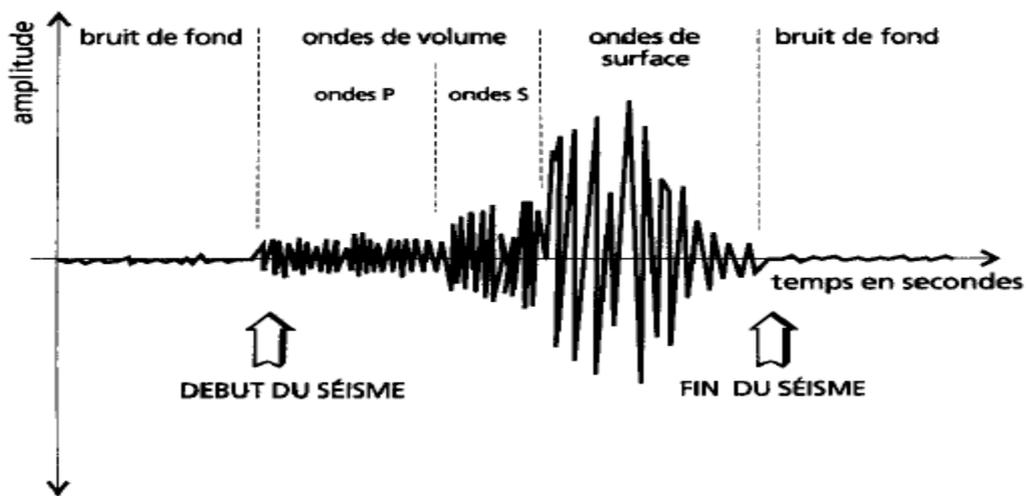


Figure I.7 : Allure d'un sismogramme

### I.2.4 Paramètres indispensables à l'évaluation des effets d'un séisme à un endroit donné

#### - Peak Ground Acceleration (PGA) (Fig.I.8)

PGA, l'accélération maximale du sol permet d'avoir une idée et de calculer la résultante de force  $F$  appliquée sur les constructions  $[F = m a_g]$ . C'est en termes de PGA au niveau du substratum qu'on élabore les cartes du micro-zonage ou du zonage sismique qui permettent de mesurer le niveau sismique à prendre en compte dans l'application des règles de constructions parasismiques.

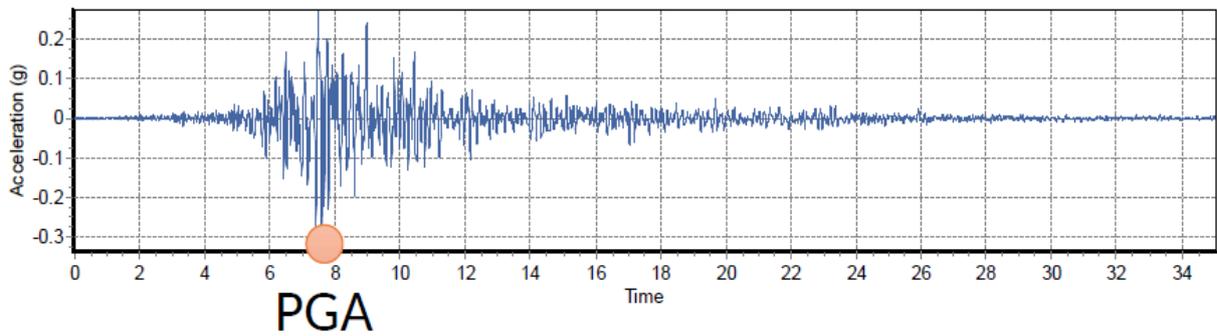


Figure I.8 : Exemple d'un PGA pour un séisme donné

- **Durée du séisme**

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans le processus de fissurations et de dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est due à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 secondes en zone de forte sismicité, et de quelques secondes en zone peu sismique.

- **Contenu fréquentiel d'un enregistrement sismique ou spectre de réponse**

(Fig.I.9)

Pour construire un tel spectre, on considère la structure la plus simple qui peut s'apparenter à un bâtiment : c'est une console verticale, de raideur  $k$ , supportant une masse concentrée  $m$  à un niveau au-dessus du sol. Ce système a une seule période de vibration naturelle  $T_0$ .

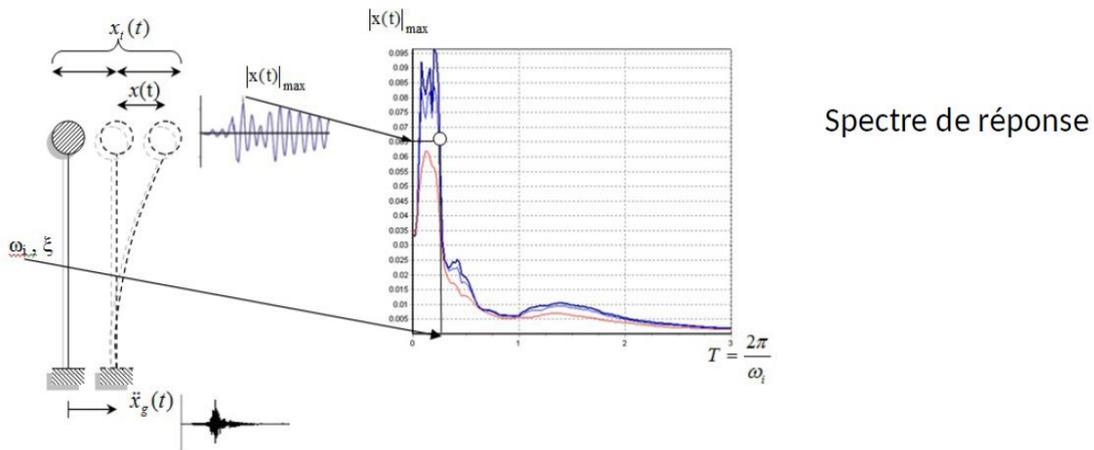


Figure I.9 : Spectre de réponse d'une structure à un degré de liberté et construction.

Les spectres de réponse constituent la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée par les ingénieurs de constructions. Ce sont des courbes, sous-produits des accélérogrammes qui permettent un calcul simple des efforts internes dans une structure soumise aux séismes. On distingue - trois types de spectre :

▪ **Spectre de calcul**

Un spectre de réponse qui est l'enveloppe de l'ensemble des spectres correspondant à plusieurs accélérogrammes enregistrés dans les sites comparables du point de vue nature du sol.

- **Spectre normalisé**

Du fait que ces accélérogrammes résultent des séismes d'importances différentes, les spectres déduites ne sont pas directement comparables, il faut donc au départ appliquer à chacun d'entre eux, une affinité pour qu'ils aient même valeur d'intensité spectrale. Ce sont les spectres normalisés.

- **Spectre réglementaire ou spectre des codes parasismiques**

Les règlements parasismiques imposent des spectres déduits des spectres de calcul et modifiés pour tenir compte forfaitairement de l'intervention des modes supérieurs ou du comportement non linéaire des structures. En d'autres termes, il permet de déterminer le niveau d'accélération (action sismique) pour dimensionner le bâtiment conformément aux normes sismiques en vigueur. Connaissant le type de sol et les périodes propres du bâtiment, on peut lire la réponse du bâtiment.

### **I.2.5 Principaux séismes d'Algérie**

Du point de vue géodynamique, l'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques, la plaque eurasiennne et la plaque africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque africaine contre la plaque eurasiennne. D'après le modèle global, la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger. L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur.

La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe et l'Algérie du Nord a été victime de nombreux séismes qui sont majoritairement des séismes en faille inverse en accord avec le mouvement général de compression à la frontière des plaques tectoniques Eurasie et Afrique.

Selon les informations publiées par le CRAAG (centre algérien de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique), les principaux séismes qu'a connus l'Algérie sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Principaux séismes qu'a connu l'Algérie depuis 1980 [10]

Localité	Date	Intensité	Magnitude	Nbr de victimes	Observations et dégâts enregistrés
Chlef	10.10.1980	IX	7.3	2633	Destructeur : 8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.948 sinistrés (*), 70% des habitations détruites. Faille inverse sismogène observée (36km). Mouvement vertical maximum de 6 m mesuré entre Zebabdja et Ouled-Abbas. Forte réplique enregistrée une heure après le choc principal (M=6.5)
Constantine	27.10.1985	VIII	5.9	0010	Peu de dégâts à El-Aria et Béni- Yakoub, plus de 300 blessés, plusieurs au voisinage du village d'El-Khroub. Ruptures de surface. Une faille de Coulissage. Plusieurs répliques pendant plus d'un mois.
El Affroun	31.10.1988	VII	5.4	Aucune	Nombreux dégâts.500 familles sinistrées et 5 blessés
Dj. Chenoua	29.10.1989	VIII	6.0	0022	Nombreux dégâts à Sidi-Moussa (près de la ville de Tipaza) (au voisinage de l'épicentre) et Nador. Peu de dégâts à Alger (Casbah). Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois.
Mascara	18.08.1994	VII	5.6		Séisme survenu la nuit, l'intensité VII atteinte à Hacine et Shadlia. Importants dégâts, des destructions dans les villages avoisinants sur un rayon de 15 km.
Alger	04.09.1996	VII	5,7		Séisme ressenti à Dellys à l'Est, Menaceur à l'Ouest et Berrouaghia au Sud. Intensité VII à Ain-Benian, Cheraga et Staoueli. Rayon macrosismique moyen 140 km.
Ain-Temouchent	22.12.1999	VII	5,8	Plusieurs	Séisme d'intensité maximale de VII. Dégâts importants et pertes en vie humaine à Ain-Témouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda sur une surface macrosismique dépassant 260 km de rayon.
Béni-Ouartilane	10.11.2000	VII	5,4	2	Ce séisme a occasionné dans la région pleistocène qui regroupe Béni-Ouartilane, Fréha et El-Main, des dégâts matériels et la perte de 02 vies humaines. Des fissurations superficielles des maisons en maçonneries traditionnelle ont été observées dans les localités citées ci-dessus.
Zemmouri	21.05.2003	X	6,8	2278	Séisme destructeur dans la région épiscopale regroupant (18h 44 GMT) : Boumerdes, Zemmouri, Corso, Tidjelabine, Reghaïa, Thénia, Bordj Menail, Sidi Daoud et Dellys : dégâts importants : immeubles et maisons récemment construits complètement détruits ou endommagés. Plusieurs milliers de blessés et 2278 morts. Plus gros dégâts à Zemmouri.



- Les centrales nucléaires, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants.
- Les ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels, etc.).
- Les réseaux et ouvrages enterrés.

Le RPA fixe les exigences pour le dimensionnement parasismique des bâtiments et des structures porteuses.

### **I.3 Conclusion**

La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe et l'Algérie du Nord a été victime de nombreux séismes. Cependant, ceci a permis aux sismologues de recueillir des données précieuses à travers l'enregistrement des ondes émises par les séismes passés, de localiser les zones à haut risque.

C'est cela qui a toujours permis de développer les règlements parasismiques et la nécessité de construire parasismique pour minimiser au maximum les pertes en vie humaine.

La philosophie des normes parasismiques peut être résumée dans le tableau suivant :

Séisme	Domages à éviter	Comment y parvenir
Faible	Architecturaux et structuraux	Contrôle des déplacements -rigidité
Moyen	Structuraux	Comportement élastique -résistance
Majeur	Effondrement structural	Déformabilité -ductilité

Aussi, le meilleur moyen de se protéger contre les effets néfastes d'un séisme c'est de respecter les règlements parasismiques en vigueur.

# Chapitre II :

## Généralité sur les voiles



## Chapitre II : Généralité sur les voiles

### II.1 Introduction

Les murs ont assuré la stabilité des bâtiments intentionnellement ou non pendant de nombreux siècles. Ils sont presque exclusivement verticaux et sont intrinsèquement rigide dans le plan. Cependant, peut-être plus important pour leur application généralisée, les murs sont des composants essentiels de la plupart des bâtiments pour diviser l'espace et isoler les conditions environnementales. Cela reste aussi vrai aujourd'hui qu'il l'a fait tout au long de l'histoire et il est rare que la conception structurelle des murs soit dépourvue de critères non structurels. Des changements relativement récents dans la forme des bâtiments ont vu une ascendance : plan libre, structures souples (avec portiques) et des structures de plus en plus élancées (gratte-ciel). Grâce à cette évolution, les structures à ossature sont apparues et les murs sont devenus des systèmes d'ingénierie qui répondent à des critères spécifiques. La construction moderne fait la distinction entre les éléments non structuraux « cloisons », « bardages » et « façades » qui sont isolés dans le plan de la structure d'une part, et les murs structuraux qui transmettent les forces planes d'autre part. Les murs qui résistent aux forces horizontales dans le plan peuvent être appelés voiles, voiles de contreventement ou diaphragmes verticaux. Ces murs peuvent résister à des forces verticales, à des forces horizontales planes, à des forces horizontales hors plan ou à une combinaison (Fig.II.1).

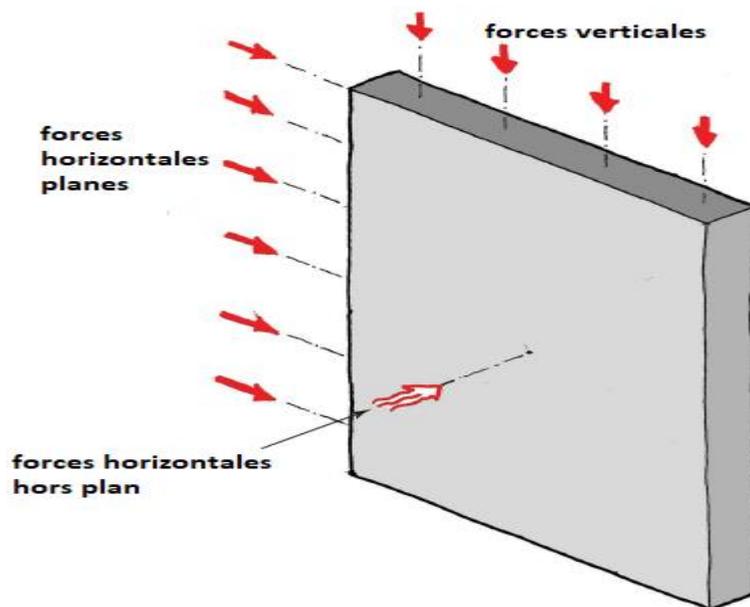


Figure II.1 : Forces appliquées sur un voile

### II.2 Définition d'un voile

Un voile en béton armé est une structure verticale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions (hauteur et longueur) c'est un élément plaque. Dans son plan, il présente généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales par contre perpendiculairement à son plan (hors plan) il présente généralement une résistance et une rigidité négligeables vis-à-vis des forces horizontales.

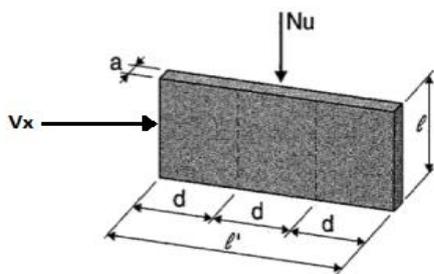
Contrairement au voile de contreventement le mur de soutènement est conçu pour reprendre les forces qui lui sont appliquées hors plan (poussées des terres ou pression

hydrostatique). Dans ce chapitre on ne s'intéresse qu'aux voiles de contreventement en béton armé.

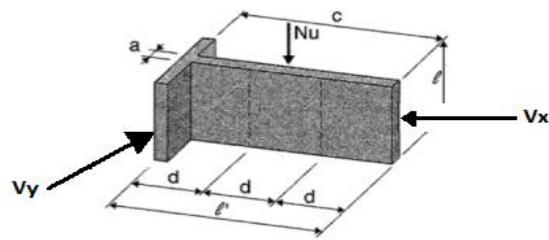
### II.3 Classification des voiles

On distingue quatre types de voiles :

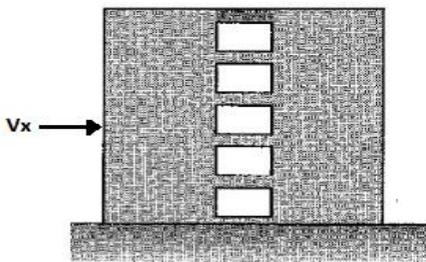
- Voile plein où -voile sans raidisseur (Fig.II.2.a) : il reprends un effort tranchant selon une direction  $V_x$  ou  $V_y$ .
- Voile avec raidisseur (Fig.II.2.b) : il reprends deux efforts tranchants selon 2 directions distinctes  $V_x$  et  $V_y$ .
- Voile avec une seule file d'ouverture (Fig.II.2.c) et Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Fig.II.2.d).



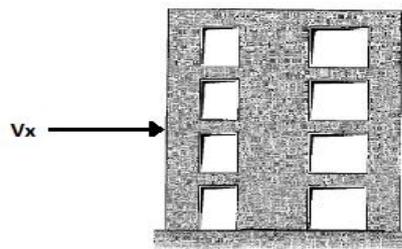
a-Voile sans raidisseurs



b-voile avec raidisseur



c- Voile avec une seule file d'ouverture



d-Voile avec plusieurs files d'ouverture

Figure II.2 : Différents types de voiles

### II.4 Classification des structures avec voiles

Il existe trois types de structures qui comportent les voiles de contreventement. Dans une structure les voiles de contreventement peuvent être disposés dans n'importe quelle configuration qui fournit :

- Résistance adéquate dans deux directions horizontales orthogonales.
- Résistance adéquate à la torsion.
- Robustesse adéquate

#### II.4.1 Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques

Dans le cas où le système portique ne peut plus assurer à lui seul un comportement satisfaisant au séisme (contreventement parasismique) car selon le RPA.99/2003 les bâtiments qui ont une ossature constituée uniquement de portiques sans remplissage en maçonnerie rigide, où ces portiques sont capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Ces bâtiments Concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m

en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III. Alors la solution c'est : adjoindre aux portiques des voiles, comme le montre la (Fig.II.3) Voiles : (V1,V2,...,V9) ; poteaux(P1,P2...,P19).

**Note :** Le RPA99/2003 classe les structures comportant les voiles et les portiques en 2 classes, selon le type de contreventement :

- Soit assuré uniquement par les voiles (Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé)
- Soit mixte assuré par les voiles et les portiques (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles).

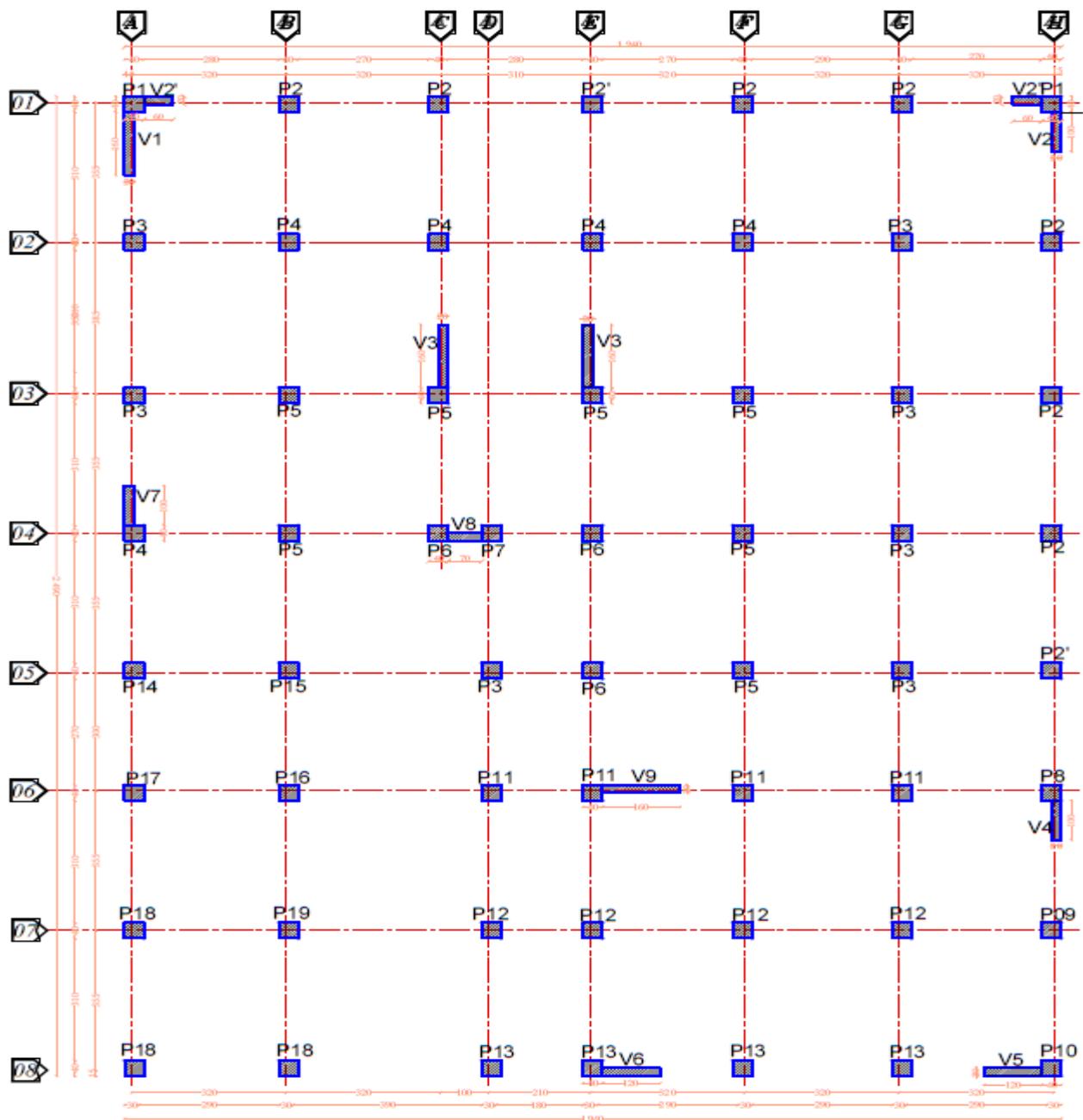


Figure II.3 : Structures « mixtes » avec des voiles associés à des portiques

### II.4.2 Structures à noyau central

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. C'est une variante particulière des voiles de contreventement, dans un sens où un noyau est constitué par un assemblage de voiles fermé (Fig.II.4).

Ce type de contreventement est très prisé en zone sismique surtout pour les bâtiments tours à usage de bureaux ou une conception architecturale en « open-space » où un espace ouvert est recherché. Les bureaux ne sont plus séparés par des cloisons. Dans ce genre de conception on retrouve le noyau ou les noyaux de contreventement au centre de la tour, on y loge en général les cages d'escaliers, les ascenseurs les sanitaires etc... Tandis que tout l'espace autour est attribué aux bureaux en « open-space ».

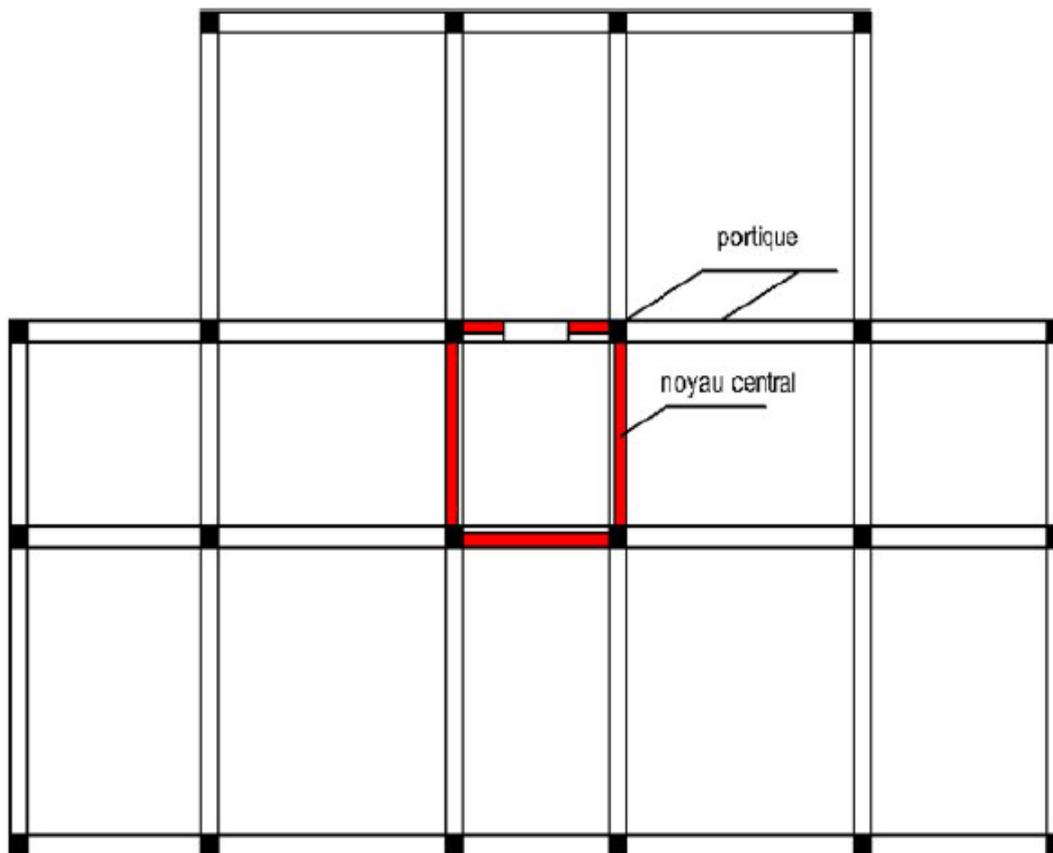


Figure II.4 : Structure à noyau central

### II.4.3 Structures uniquement à murs porteurs

La structure est constituée uniquement de voiles. Dans ce dernier cas les voiles reprennent les sollicitations horizontales (efforts dus aux séismes et/ou vent) ainsi que les sollicitations dues aux charges verticales. (Fig.II.5).



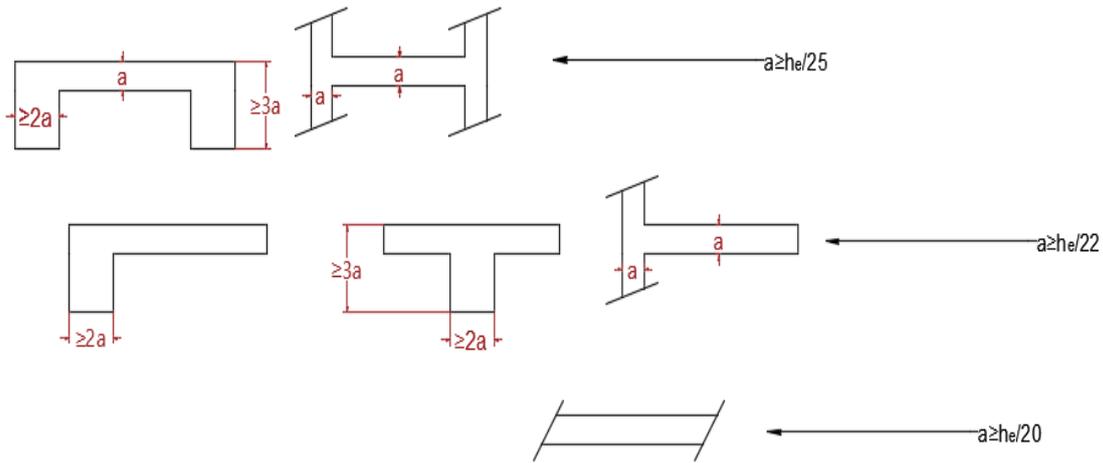


Figure II.7 : Coupe de voiles en plan [8]

### II.6 Rôle des voiles de contreventement

Pour mieux comprendre le phénomène de stabilité et le rôle d'un contreventement : considérant dans une construction classique où les charges verticales sont reprises par un système de poteaux et poutres (portiques), il est logique de dire que les charges horizontales sont elles aussi reprises par ces éléments. Cependant, bien qu'un système soit stable pour reprendre les charges verticales, il ne pourra pas l'être vis-à-vis des charges horizontales. À titre d'exemple considérons la construction constituée par deux poteaux simplement posés sur le sol de fondation (Fig.II.8), le plancher reposant sur ces poteaux par simple appui. Nous remarquons que lorsque l'effort horizontal devient important (cas du vent ou du séisme) la déformation de la structure devient importante et la ruine devient inéluctable.

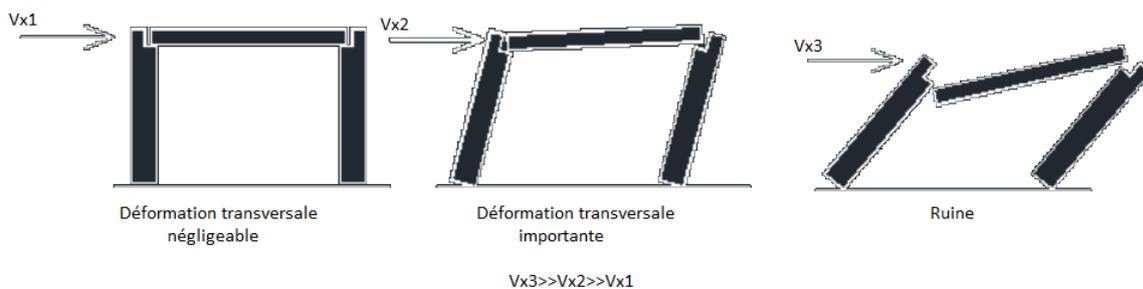


Figure II.8 : Comportement d'une structure simplement appuie

Pour cette instabilité due aux efforts horizontaux (efforts d'un séisme ou du vent) les ingénieurs en génie civil optent pour un contreventement par les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, ils sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Et leur utilisation est exigée par le RPA.99/2003 pour la construction dans les zones sismiques.

On compte parmi les rôles que les voiles jouent dans la structure :

- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques en matière de (Rigidité importante dans deux directions horizontales orthogonales, Résistance adéquate à la torsion et Robustesse de la structure).

- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment en diminuant les déplacements horizontaux qui sont importants lors des séismes.

## **II.7 Conclusion :**

Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, les voiles permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, et maintenir la structure stable et lui garantir la robustesse nécessaire. C'est pour cela que Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

# **Chapitre III :**

**Les méthodes de dimensionnement des voiles du contreventement**

## Chapitre III : Les méthodes de dimensionnement des voiles du contreventement

### III.1 Introduction

La déformation d'une structure lors d'une excitation sismique est due au mouvement forcé de ses fondations, ce qui se traduit par l'oscillation de la structure. Il s'agit d'une procédure au cours de laquelle une quantité d'énergie cinétique est communiquée à la structure sous la forme d'une déformation élastique. Cette énergie, pendant les phases successives d'oscillation de la structure, alterne continuellement de l'énergie cinétique à l'énergie potentielle et inversement, jusqu'à ce qu'elle soit dissipée sous forme de chaleur par le procédé d'amortissement visqueux. Ainsi, le principal problème pour l'ingénieur en structure dans la conception d'une structure résistant aux séismes est de fournir un système de structure capable de dissiper cette énergie cinétique à travers des cycles de déformation successifs, sans dépasser certaines limites d'endommagement. Il est évident qu'il est très important que la structure puisse « stocker » de grandes quantités d'énergie potentielle sous forme de grandes déformations dans le domaine plastique du matériau. [17]

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les régions sismiques devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, en plus de leur capacité portante par rapport à la charge verticale, reprennent la majeure partie de la force sismique. Ils régulent donc le comportement des ouvrages et jouent un rôle clé dans la sécurité par rapport à d'autres éléments structurels. Leur utilisation de voiles permet :

- D'augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- De diminuer l'influence des phénomènes du second ordre et éloigner le risque possible d'instabilité
- De diminuer les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs
- De réduire au maximum les conséquences psychologiques sur les habitants des bâtiments élancés dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- De rendre le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques. En effet, la philosophie du dimensionnement adoptée par pratiquement tous les codes parasismiques impose la création d'articulations plastiques dans les poutres, alors que les voiles doivent rester dans le domaine élastique

Les constructions contreventées par des voiles en béton armé (en nombre suffisant et bien disposés) représentent donc une "structure rigide" qui limite le mouvement par rapport au sol. Cela produit moins d'affaissements dans les zones critiques par rapport aux portiques.

Les voiles en béton armé doivent faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

### III.2 Notions élémentaires

Pour bien comprendre le comportement des structures soumis à une action sismique, il est nécessaire de définir quelques notions de base. Les principales sont :

### III.2.1 Règle des déplacements égaux

Le principe de cette règle est que les déplacements relatifs soient égaux à ceux de déplacements relatifs élastiques pour que la structure se comporte convenablement après le passage d'un séisme. Cette règle, vérifiée et validée analytiquement et expérimentalement, est à la base de la majorité des normes parasismiques dans le monde. Elle est résumée dans la figure III.1.

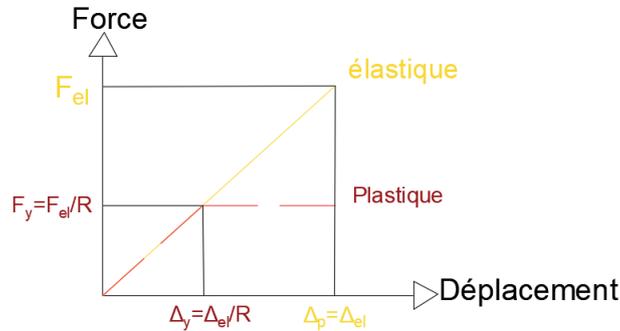


Figure III.1 : Hypothèse d'iso-déplacement

Cette figure montre que la valeur du coefficient de réduction  $R$  de la résistance a une limite déterminée par le déplacement ultime  $\Delta_p$  que peut subir la structure juste avant l'effondrement.

Le rapport  $\Delta_p/\Delta_y$  exprime la ductilité  $\mu_\Delta$  de la structure.

Globalement, la structure sera dimensionnée pour reprendre les actions obtenues en divisant les actions élastiques par  $R$ .

A titre d'exemple, dans le cas des constructions en béton armé, une structure plastique contient

environ  $R$  fois moins d'armatures que son homologue élastique. Par conséquent, la structure plastique doit compenser son déficit de résistance par une ductilité suffisante. Par ailleurs, l'application de la règle des déplacements égaux donne :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{\Delta_{el}}{\Delta_{el}/R} = R \tag{3.1}$$

Cette règle empirique est vérifiée pour les oscillations simples non linéaires soumis à des séismes naturels ou artificiels. Les résultats obtenus sont résumés par la figure III.2 suivante :

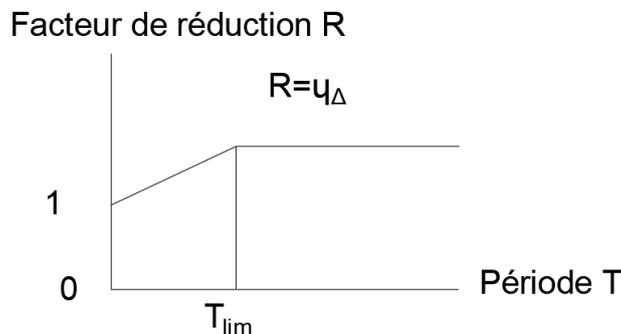


Figure III.2 : Facteur de réduction en fonction de période

### III.2.2 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement global traduit la capacité des systèmes structuraux dissipatifs à résister aux actions sismiques dans le domaine inélastique. Il est noté  $R$  dans les

règles parasismiques algériennes RPA99/2003. Il permet d'étendre le calcul sismique élastique des structures par l'analyse spectrale au domaine plastique tout en satisfaisant le compromis sécurité- économie. Les normes de dimensionnement parasismiques utilisent des spectres de réponse de calcul obtenus à partir de spectres élastiques en introduisant le coefficient de comportement global de la structure, grossièrement au moyen de la relation Suivante :

$$S_a(T) = \frac{S_e(T)}{R} \quad (3.2)$$

Avec :

$S_a(T)$  : ordonnée du spectre de réponse de calcul en termes d'accélération

$S_e(T)$  : ordonnée du spectre de réponse élastique en accélération caractérisant l'action sismique

$R$  : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives.

Cette stratégie, adoptée par les règlements parasismiques, nous évite principalement d'effectuer des analyses non linéaires explicites dans le temps. Ces analyses sont à la fois difficiles à mettre en œuvre et très coûteuses en moyens et en temps de calcul. En outre, le calcul spectral offre un grand avantage en évitant le choix souvent très difficile des accélérogrammes à utiliser pour les analyses temporelles. Les accélérogrammes doivent impérativement être représentatifs de l'action sismique de la région d'implantation de la structure.

Selon les règles parasismiques algériennes RPA99/2003, le spectre de réponse de calcul d'une structure est donné en fonction de la période à l'aide des relations suivantes :

$$\frac{S_a(T)}{g} = \begin{cases} 1.5 \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{R}{Q} \right) & T > 3s \end{cases} \quad (3.3)$$

Avec :

$g$  : constante gravitationnelle

$A$  : coefficient d'accélération de la zone

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement (si  $\varepsilon \neq 5\%$ ) =  $\frac{7}{2+\varepsilon}$

$\varepsilon$  : pourcentage d'amortissement critique

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$Q$  : facteur de qualité

### III.3 Méthodes de dimensionnement

#### III.3.1 Sollicitations de calcul

##### III.3.1.1 À l'états-limite d'ultime (ELU)

Pour les calculs, nous retenons les sollicitations les plus défavorables résultant des combinaisons d'actions ci-après.

##### a. Combinaisons fondamentales

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer la combinaison suivante :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{01} Q_i$$

Où,

$\gamma_{Q1} = 1,5$  dans le cas général

$\gamma_{Q1} = 1,35$  dans les cas où les charges d'exploitation sont étroitement bornées ou de caractère particulier et pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

##### b. Combinaisons accidentelles

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

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

Avec :

FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$  : valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

##### III.3.1.2 À l'états-limites de service (ELS)

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{01} Q_i$$

#### III.3.2 Choix des méthodes de calcul

D'après RPA99/2003, le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

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

#### III.3.3 Dimensionnement traditionnel

C'est une méthode simplifiée basée sur le calcul des contraintes en supposant un diagramme contraintes-déformations linéaire. Les ouvrages ainsi dimensionnés présentent une très grande résistance aux séismes. Pour des raisons économiques, ce type de dimensionnement n'est pas recommandé dans les zones où l'activité est faible.

Le modèle le plus utilisé pour calculer un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base (Fig.III.3).

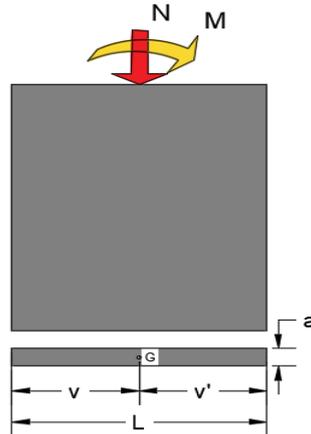


Figure III.3 : Modélisation d'un voile

### III.3.4 Dimensionnement selon le règlement parasismique algérien

Pour le prédimensionnement des voiles nous l'avons défini en détails dans (§.II.5).

Les trumeaux sont calculés en flexion composée avec la présence d'un effort tranchant dû au séisme. En tenant compte de la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées plus haut et de la disposition des voiles de contreventement dans les deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fait exclusivement dans la direction de leur plan moyen (voiles linéaires) en appliquant les règles classiques de béton armé (BAEL99, DTR DC2.42 .....).

Le calcul se fait pour des bandes verticales de largeur  $d$  :

$$d \leq \min(h_e/2, 2l'/3) \quad (3.4)$$

$l'$  : longueur de la zone comprimée

$h_e$  : longueur entre nus de planchers du voile considérée

On définit un voile par ces coordonnées  $v$  et  $v'$  du centre de gravité  $G$ , sa section (aire)  $S$ , son moment d'inertie  $I$  par rapport à son centre de gravité  $G$  (Fig.III.3). Le voile est soumis à un effort normale ultime  $N_u$  et un moment fléchissant  $M_u$ .

On définit le noyau central par les distances :

$$C = \frac{I}{sv'} \quad \text{et} \quad C' = \frac{I}{sv}$$

Dans le cas d'un voile rectangulaire de longueur  $L$  et d'épaisseur  $a$ , on a :

$$S = L \times a \quad I = \frac{aL^3}{12} \quad c = c' = \frac{L}{6} \quad v = v' = \frac{L}{2}$$

#### III.3.4.1 Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile

##### III.3.4.1.1 Effort de compression à l'ELU

L'effort limite ultime  $N_{u,lim}$  est donnée par les formules suivantes :

– Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$N_{u \lim} = \alpha \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \quad (3.5)$$

Avec :

$$B_r = L(a - 2)[\text{cm}] \quad \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$L$  : longueur du voile

$a$  : épaisseur du voile

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

– Cas d'un mur armé :  $A \neq 0$

$$N_{u,lim} = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (3.6)$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 80$$

Les valeurs de  $\alpha$  sont divisées par 1,10 si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours.

Si la majorité des charges sont appliquées à un âge inférieur de 28 jours, on remplace  $f_{c28}$  par  $f_{cj}$  et  $\alpha$  par  $\alpha/1.2$ .

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut :

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a.L} \quad (3.7)$$

### III.3.4.1.2 Armatures verticales/armatures horizontales

L'espacement maximal entre axe et le pourcentage minimales d'armatures verticales et horizontales des trumeaux sont déterminés selon par le règlement RPA99/2003 comme suit (Tab.III.1) :

Tableau III.1 : Armatures verticales et horizontales [8]

	Armatures verticales	Armatures horizontales
Espacement maximal entre axe des armatures	$\leq \min (30\text{cm} ; 1.5a)$	$\leq \min (30\text{cm} ; 1.5a)$
Armatures minimales	$A_{sv} \geq 0.2\% . L . a$	$A_{sh} \geq 0.15\% . L . a$

La section d'armatures doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du voile considérée.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du voile ou de l'élément du voile limité par des ouvertures.

### III.3.4.2 Contraintes aux extrémités

Le calcul des armatures des voiles se fait par la méthode des contraintes. Les vérifications se font conformément au RPA 99/2003 sous les effets  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ . Soit :

- Pour la vérification :  $G + Q \pm E$
- Pour le ferrailage :  $0,8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminées, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

- Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} \quad (3.8)$$

- Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} \quad (3.9)$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

S : section transversale du voile

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

La section est sollicitée en flexion composée suivant l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N}$$

On trouve que la section, soit :

- Entièrement comprimée si :  $\sigma_g > 0$  et  $\sigma_d > 0$
- Partiellement tendue si :  $\sigma_g < 0$  et  $\sigma_d > 0$
- Entièrement tendue si :  $\sigma_g < 0$  et  $\sigma_d < 0$

#### a. Cas d'une section entièrement comprimée

Du fait d'un schéma linéaire des contraintes, on peut considérer une section entièrement comprimée si la résultante  $Nu$  reste à l'intérieur du noyau central ( $c < e < c'$ ), soit une excentricité maximale  $L/6$  pour un voile rectangulaire.

Le DTU23.1 permet de découper la zone comprimée en bande de longueur  $d$ , tel que mentionnée dans l'équation 3.4 :

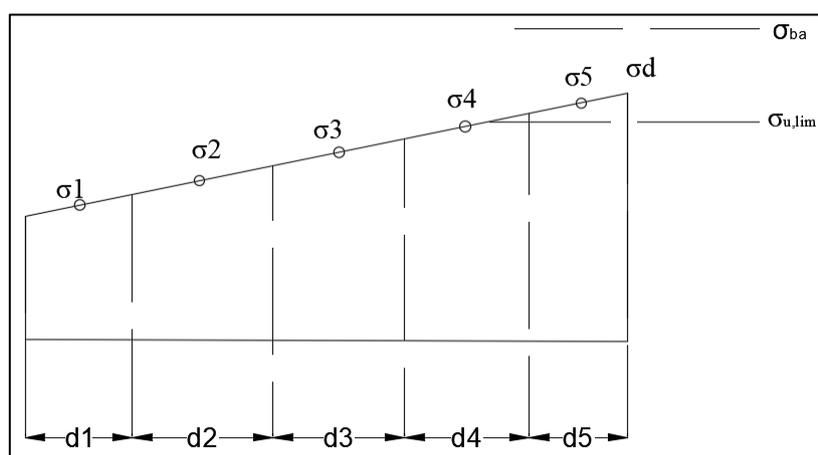


Figure III.4 : Cas d'un voile de section entièrement comprimée

Si la contrainte moyenne  $\sigma_d$  d'une bande ne dépasse la contrainte de béton non armé,  $\sigma_{u,lim}$  on n'a pas besoin d'armatures de compression ( $\sigma_d < \sigma_{u,lim}$ ).

- Si  $\sigma_d$  est supérieure à la contrainte du béton non armé ( $\sigma_d > \sigma_{u,lim}$ ), soit on détermine les armatures verticales de compression, soit on augmente les dimensions du voile.

**Détermination des armatures verticales dans une section entièrement comprimée**

La section d'armatures verticales  $A_{sv}$  est déterminée comme étant une section sous compression simple, on utilise la relation donnée plus haut : ( $N_u \leq N_{u,lim}$ ) Avec,

$N_u$  : résultante des efforts de compressions définie sur une bande  $di$

$N_{u, Lim}$  : force de compression limite de la section du voile. Elle est exprimée par les équations (3.5) (3.6).

D'où, la section d'armatures comprimées nécessaires :

$$A_{sv} = \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \tag{3.10}$$

**b. Cas d'une section partiellement tendue**

Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée, ils se font comme pour le premier cas.

Pour la zone tendue, on peut la diviser en bandes de même section d'acier par unité de longueur. Celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on peut prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).

Ainsi, les contraintes moyennes de traction valent  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  (Fig.III.5) et entraînent une section d'acier :

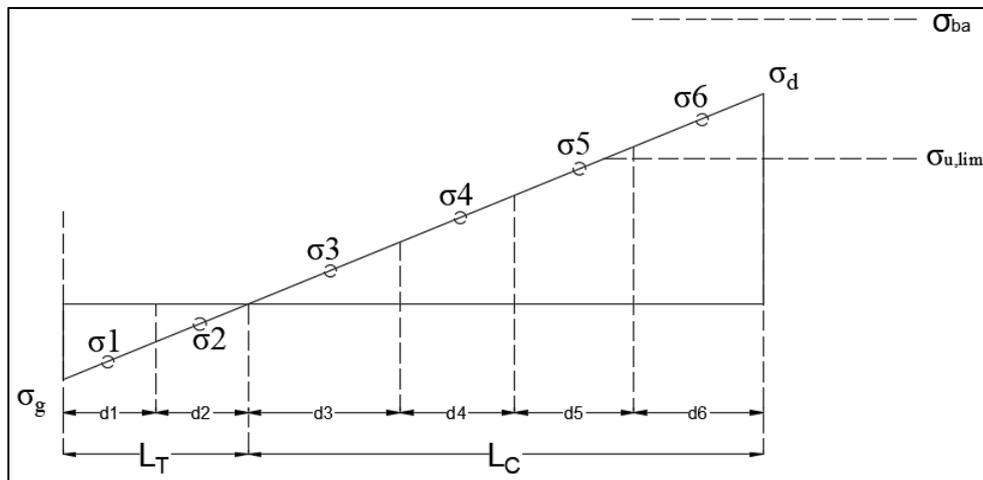


Figure III.5 : Cas d'un voile de section partiellement tendue

$L_C$  : longueur de la zone comprimée

$L_T$  : longueur de la zone tendue

Calcul de la longueur de la zone comprimée  $L_C$  et tendue  $L_T$  :

$$L_C = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} L_T \tag{3.11}$$

$$L_T = L - L_C \tag{3.12}$$

**Détermination des armatures verticales**

$$\sigma'_{d/g} = \frac{N'}{S'} \pm \frac{M'v'}{I'} \begin{cases} v' = \frac{d}{2} \\ S' = a \times d \\ I' = \frac{ad^3}{12} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N' \\ M' \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M'}{N'}$$

$$e_1 = \frac{d}{2} + e_0 - c$$

$$e_2 = \frac{d}{2} - e_0 - c$$

$$z = e_1 + e_2$$

$$A_{s1} = \frac{N' \times e_1}{f_e \times z} \quad (3.13)$$

$$A_{s2} = \frac{N' \times e_2}{f_e \times z}$$

Ensuite, on vérifie la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad (3.14)$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{cal}$$

$V_{cal}$  : effort tranchant obtenu pour la combinaison sismique la plus défavorable

$a$  : épaisseur du voile

$d$  : hauteur utile =  $0,9.h_e$

$h_e$  : hauteur totale de la section brute

### Détermination des Armatures de couture

D'après le RPA99/v2003, le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad (3.16)$$

Avec,

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{cal}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### III.3.4.3 Principes de dimensionnement selon le RPA99/2003

#### a. Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles est une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Zone tendue : un espacement maximal de  $15\text{ cm}$  et un pourcentage minimal de  $0.20\%$  de la section du béton :  $A_{\min} = 0.20\% \times L_T \times a$

Avec :

$L_T$ : longueur de la zone tendue.

$a$  : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile (Fig. III.6). Cet espacement d'extrémité doit être au maximum égal à  $15\text{cm}$ .
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

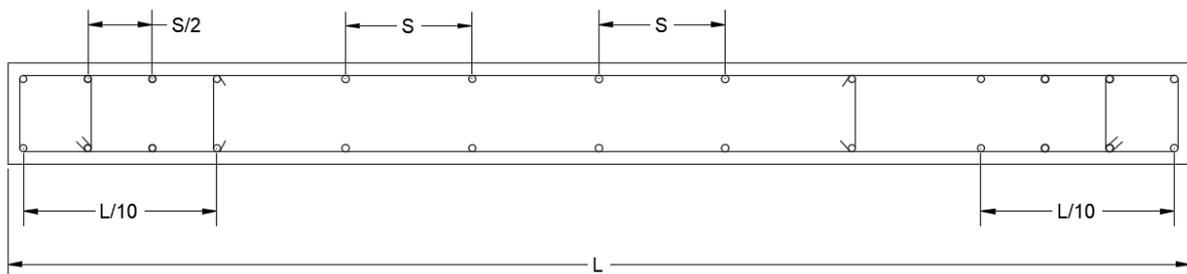


Figure III.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

#### b. Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants et maintenir les aciers verticaux pour les empêcher de flamber. Ils doivent donc être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

#### c. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres /  $\text{m}^2$ .

#### III.3.4.4 Règles communes (RPA99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est de  $0,15\%$  dans la section du voile globale et de  $0,1\%$  zone courante
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S_t \leq \min(1,5a, 30\text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré
- Le diamètre de barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

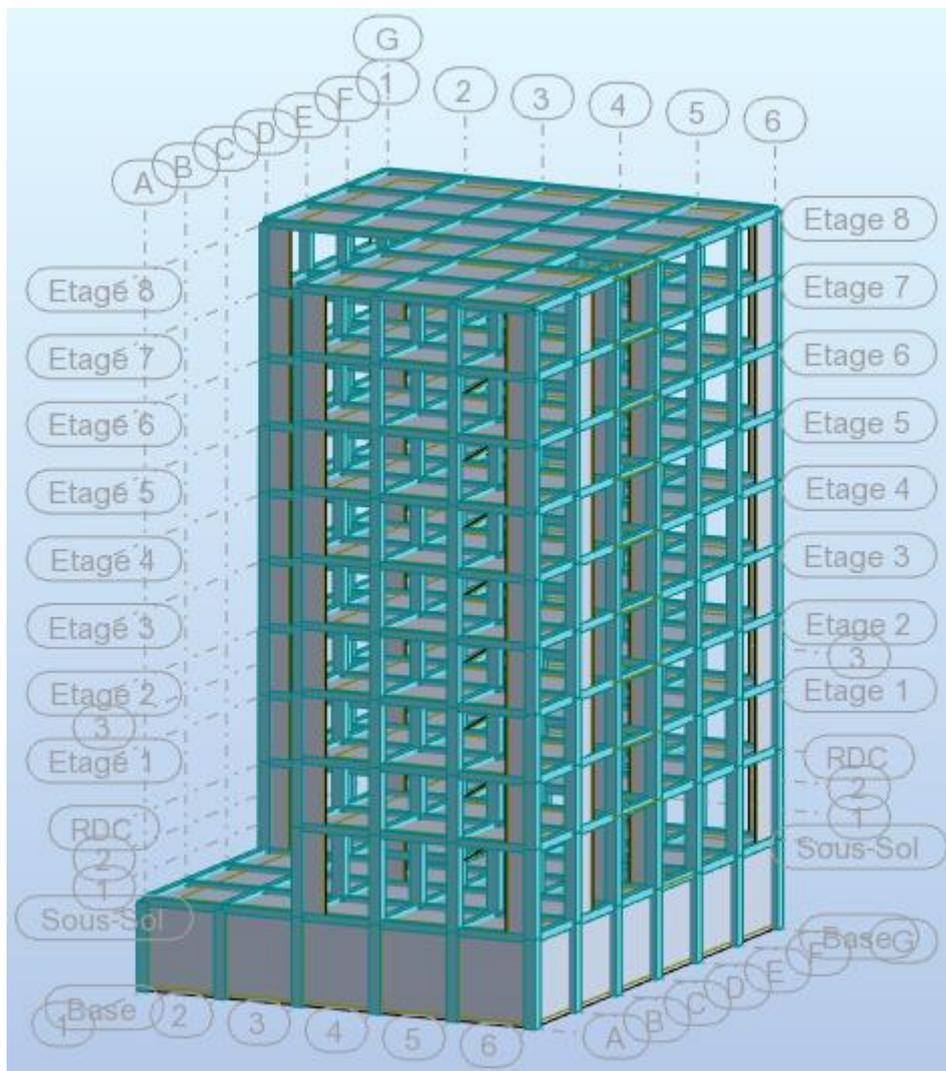
$20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule (3.16). Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### **III.4 Conclusion**

Ce chapitre va nous permettre de dimensionner les voiles de notre ouvrage et calculer leur ferrailage, de vérifier le minimum imposé par le RPA, ainsi que la disposition des armatures.

**Chapitre IV :**  
**Etude d'un bâtiment avec 10 niveaux**  
**(R+8+sous-sol)**



## Chapitre IV : Etude d'un bâtiment avec 10 niveaux (R+8+sous-sol)

### IV.1 Introduction

La conception d'une structure aux normes parasismiques est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix. Pour cela l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié au début portait sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel avec 7 niveaux (R+5+sous-sol) auquel nous avons apporté des modifications suivantes :

- Nouvelle conception architecturale (modifier les plans d'architecture et augmenter le nombre d'étages).
- Nouvelle conception structurelle (nouvelle disposition des voiles pour avoir l'excentricité théorique la plus faible possible).

Ainsi, notre mémoire de fin d'étude porte sur la conception et le dimensionnement parasismiques d'un bâtiment multifonctionnel (R+8+sous-sol). Il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations. Il est contreventé par des voiles porteurs, implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIa). Pour ce faire, nous avons respecté les étapes suivantes :

- La première étape porte sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape s'intéresse au prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment et la détermination des actions verticales sollicitant la structure.
- La troisième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors d'une action sismique. L'étude du bâtiment est faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional ».
- La quatrième étape consiste au dimensionnement des éléments structuraux. Elle est réalisée en deux parties :
  - A) Première partie : l'étude de la superstructure qui comporte le calcul de ferrailage des éléments structuraux résistants suivants :
    - Voiles
    - Poteaux
    - Poutres
    - Zone nodale
  - B) Deuxième partie : l'étude de l'infrastructure qui s'intéresse au dimensionnement des éléments suivants :
    - Dimensionnement du radier général
    - Dimensionnement du voile périphérique

## IV.2 Présentation de l'ouvrage et du site

### IV.2.1 Localisation

Comme nous l'avons mentionné plus haut, le bâtiment qui nous a été confié, comporté 7 niveaux (R.D.C+5+sous-sol). Le site d'implantation est situé dans la wilaya de Bouira ancienne ville près du stade Bourouba (Fig. IV.1).

Selon la carte de zonage sismique du territoire national (RPA99/2003), la wilaya de Bouira se trouve dans la zone IIa (sismicité moyenne).



Figure IV.1 : Localisation de l'ouvrage [Google Maps]

### IV.2.2 Usage futur

#### IV.2.2.1 Ancien bâtiment

La surface bâtie est de 483.06 m<sup>2</sup>. Le tableau suivant montre l'usage fonctionnel de ses différents niveaux.

La conception de ce bâtiment est illustrée par la figure IV.2.

Tableau IV.1 : Usage des niveaux de l'ancien bâtiment

Niveaux	Usage
Sous-sol	Commerce
R.D.C	Commerce + Habitation (1 logement F3)
Etages courants 1→5	Habitation (4 logements F3)

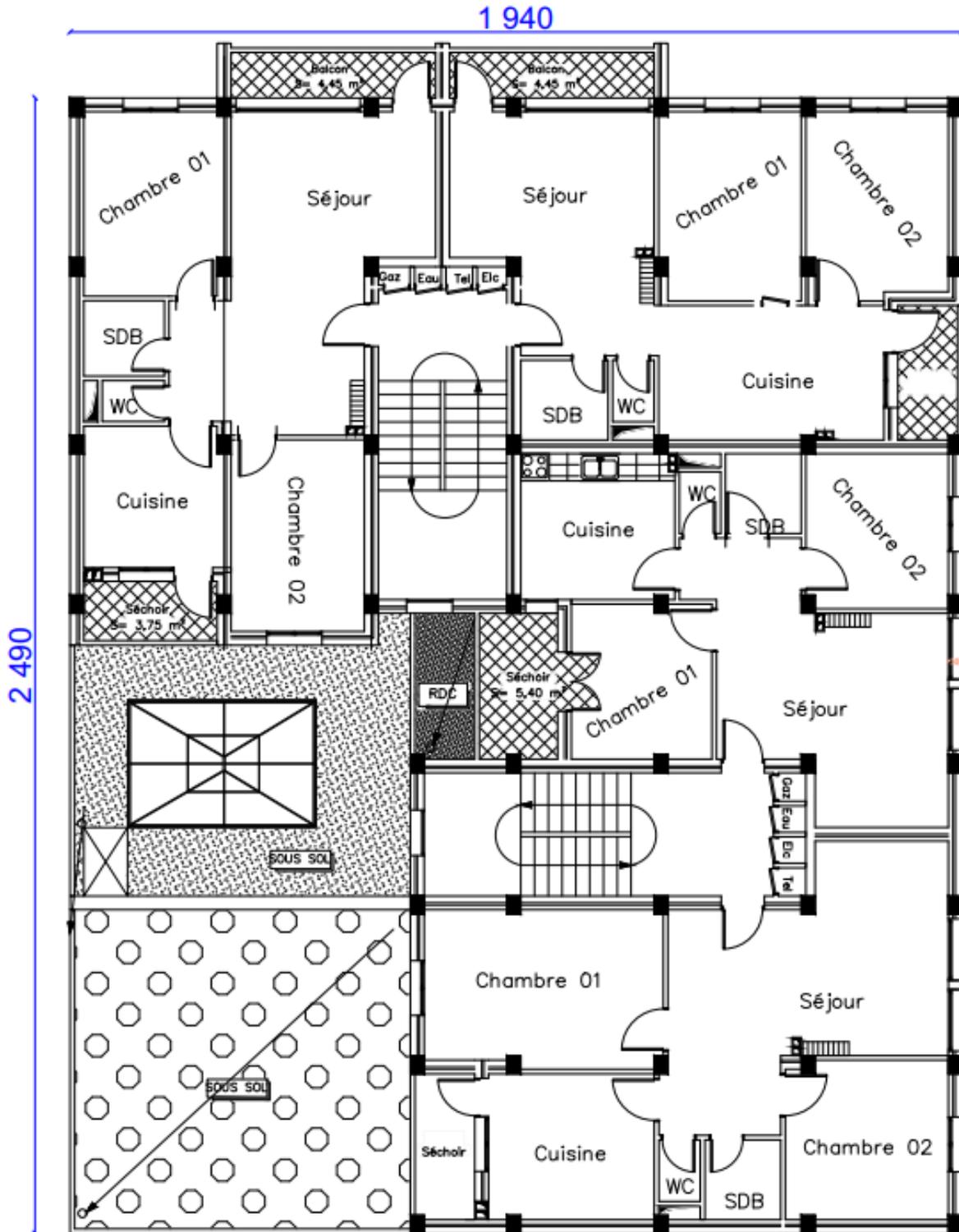


Figure IV.2 : Plan niveau courant

### V.2.2.2 Nouvelle conception du bâtiment

Nous avons apporté des modifications sur l'ancienne conception architecturale en modifiant les plans d'architecture et en augmentant le nombre de niveaux (R+8+sous-sol). L'usage fonctionnel de ses différents niveaux figure dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Usage des niveaux de la nouvelle conception

Niveaux	Usage
Sous-sol	Commerce
R.D.C	Commerce + habitation (1 logement F3)
Etages courants 1→8	Habitations (3 logements F3)

L'ouvrage est constitué d'un seul bloc de forme rectangulaire avec un décrochement en plan, ses caractéristiques géométriques sont :

Longueur en plan	24.90 m
Largeur en plan	19.4 m
Hauteur de la super structure (sans acrotère)	28.56 m
Hauteur totale (sans acrotère)	32.64 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur de RDC	4.08 m
Hauteur de sous-sol	4.08 m
Longueur selon x et longueur selon y du décrochement	$l_x=7.6m, l_y=12.25m.$

Nous avons conçu le décrochement pour pouvoir laisser des ouvertures sur les façades sud-ouest et sud-est afin de respecter l'Article 24 du code d'urbanisme algérien [12]. La figure IV.3 illustre ces caractéristiques.

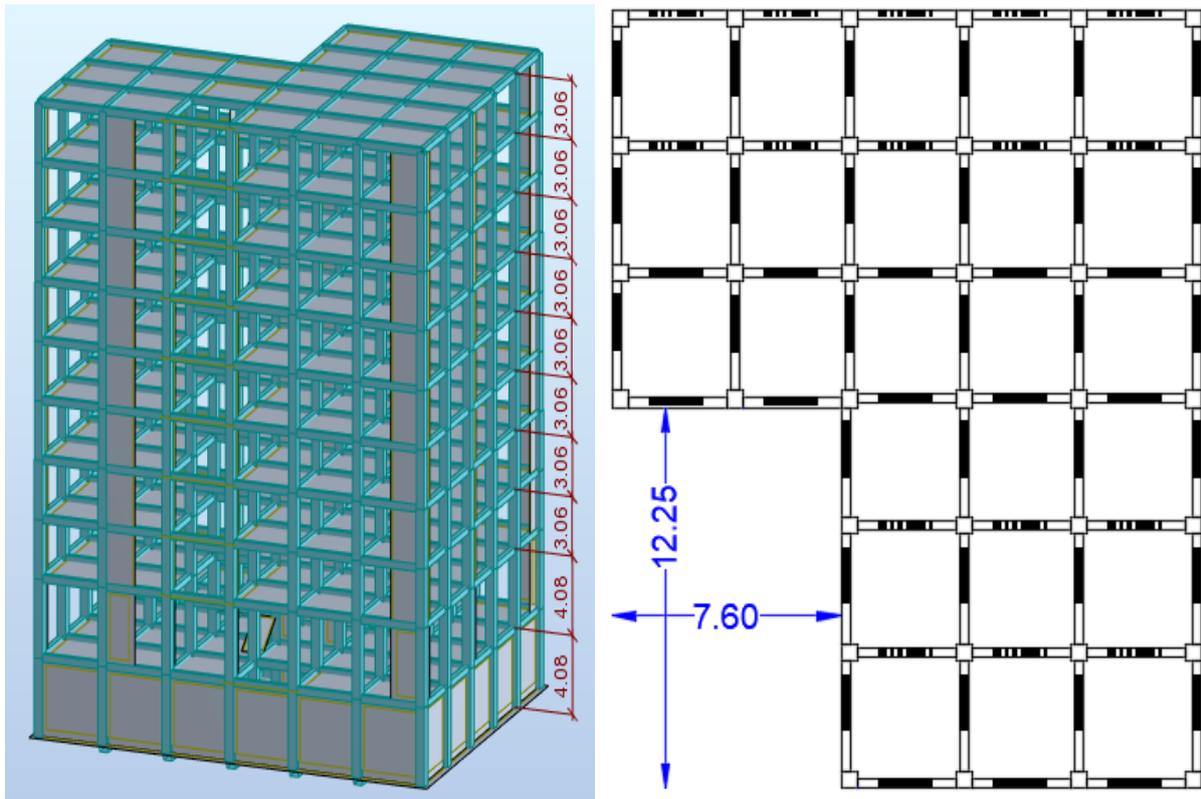


Figure IV.3 : Vue en élévation et décrochement en plan

**Remarque**

On constate que pour cette conception, la régularité en plan n'est pas vérifiée (RPA99/2003) :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{7.6m}{19.4m} \approx 0.39 > 0.25 \quad \text{et} \quad \frac{l_y}{L_y} = \frac{12.25m}{24.9m} \approx 0.49 > 0.25$$

Les figures suivantes montrent la nouvelle conception de l'ouvrage qui fait l'objet de ce mémoire de fin d'études.

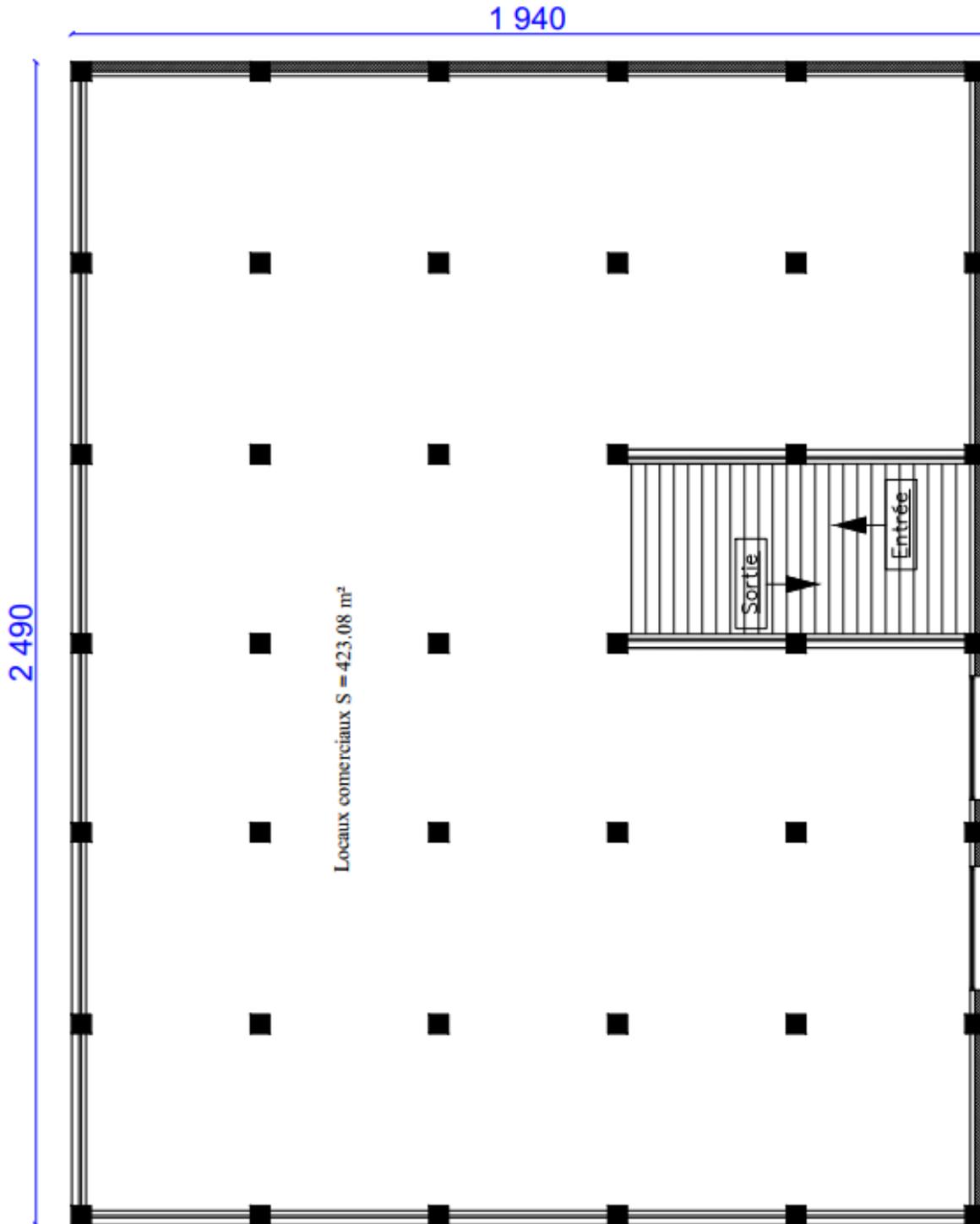


Figure IV.4 : Plan du sous-sol

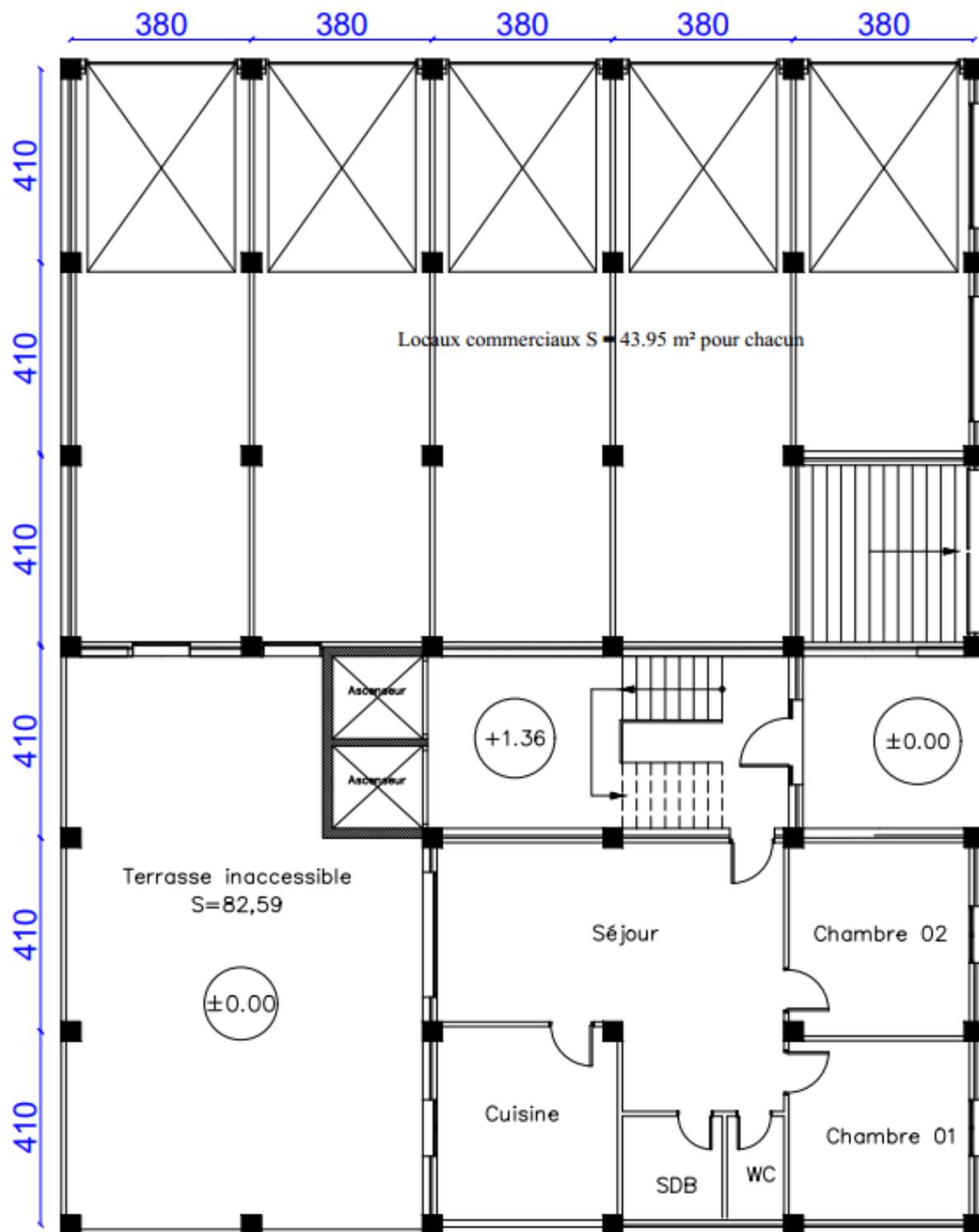


Figure IV.5 : Plan du RDC

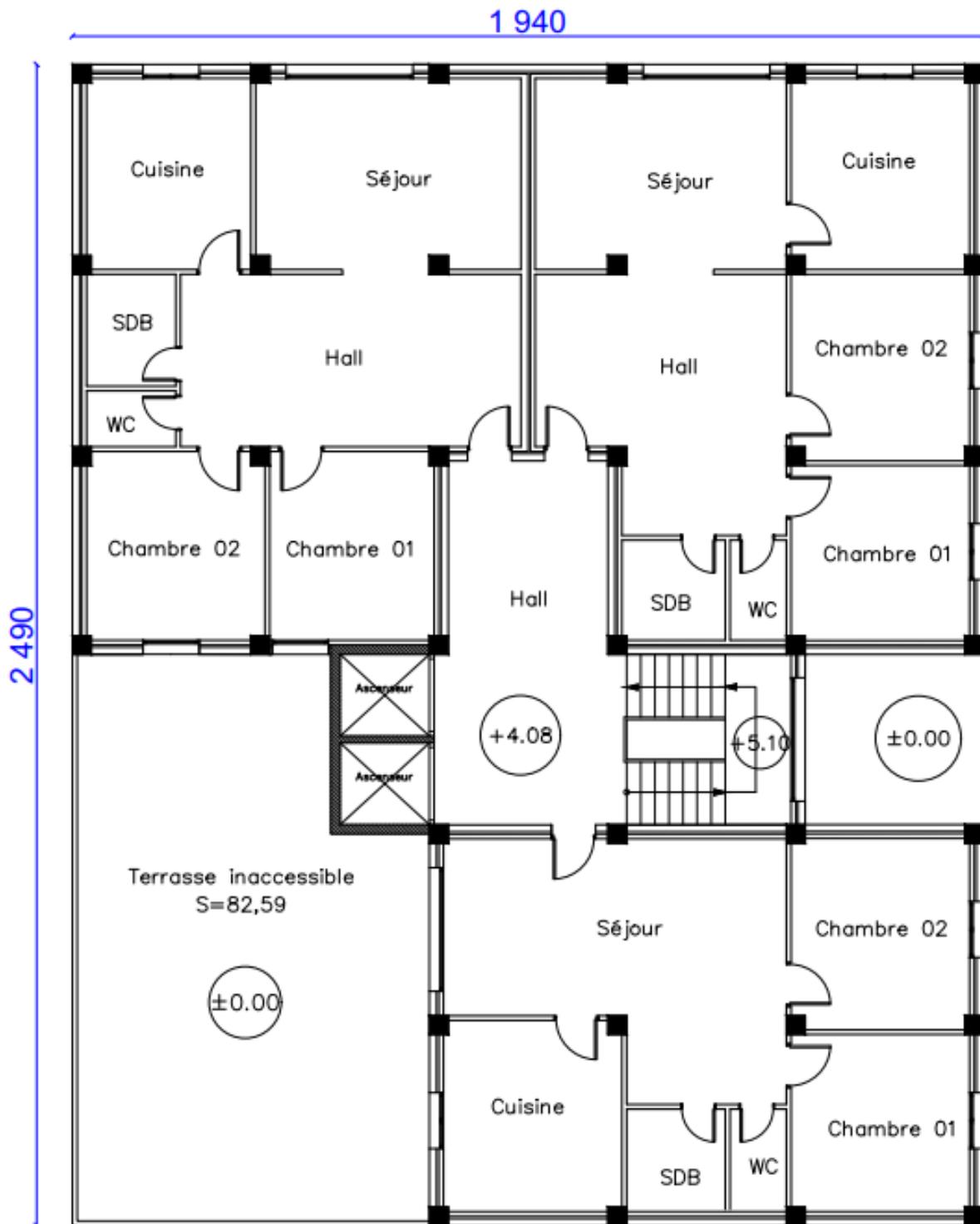


Figure IV.6 : Plan d'un étage courant (1 jusqu'à 8)

Les modifications apportées par rapport à l'ancienne conception :

- Augmenter la surface d'habitation (3 logements par niveau au lieu de 4 logements) et des locaux commerciaux
- Ajout des ascenseurs pour accéder aux 8 niveaux
- Augmenter la distance entre axes des poteaux.

### IV.2.3 Données géotechniques du site

Le rapport de sol établi par le laboratoire de l'habitat et de la construction (L.N.H.C) de la direction régionale Est, Unité de Bouira, fournit les données suivantes :

Sondages :

- 0.00 -- 1.20m : Remblais
- 1.20 -- 3.00m : Argile de couleur beige.
- 3.00 -- 4.50m : Argile marneuse de couleur beige-verdâtre, graveleuse.
- 4.50 -- 6.00m : Alluvions récupère sous forme de (sable, gravier ; cailloux à matrice argileux)
- 6.00 -- 9.00m : Sable fins à moyen, de couleur beige à matrice argileux limoneux.
- 9.00 -- 10.0m : Argile marneuse de couleur beige-verdâtre avec inclusion des grains de calcaire.

Les essais effectués en laboratoire montrent que les échantillons testés présentent les caractéristiques géotechniques suivantes : moyenne densité, peu plastiques moyennement compressibles et non gonflants. Dans le tableau suivant se trouvent les données nécessaires à notre étude.

Tableau IV.3 : Données géotechniques du site

Données	valeur
$Q_{adm}$	$Q_{adm}=1.8 \text{ bars } =0.18 \text{ MPa}$
Profondeur des fondations superficielles adaptées, ancrage "D"	D=2.00m
Agressivité vis-à-vis des sulfates	Nulle
Tassement total	$\sum \Delta H_{tranche} = 3.24 \text{ cm}$
Coefficient de sécurité $F_s$	$F_s=3$
Classification du site	Site meuble S3

### IV.2.4 Description des éléments constituant le bâtiment

#### IV.2.4.1 Ossature de l'ouvrage

La structure est en béton armé, constituée de portiques (poteaux-poutres) et de refends linéaires (voiles) servant à assurer la stabilité de l'ensemble sous l'action des charges verticales et horizontales. La stabilité de l'ouvrage sous l'action des efforts sismiques est assurée par les refends linéaires sans l'interaction des portiques.

#### IV.2.4.2 Plancher

Le plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm (Fig. IV.7).

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent la résultante sismique à la base
- Fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

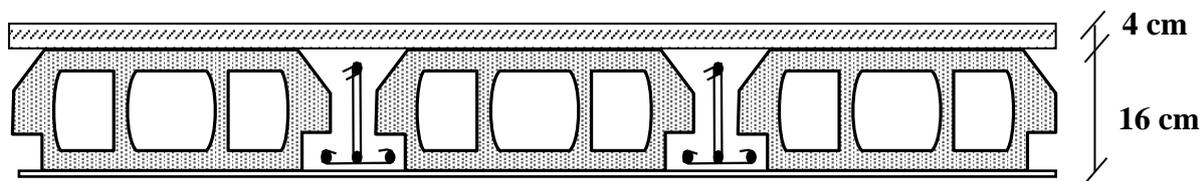


Figure IV.7 : Plancher à corps creux

#### IV.2.4.3 Voiles

Ce bâtiment comprend deux types de voiles en béton armé :

- Voiles de contreventement : c'est la partie de la structure qui a pour fonction de reprendre toutes les forces horizontales (forces sismiques)
- Voile périphérique (mur de soutènement) : c'est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action de la poussée des terres. Il est situé au niveau du sous-sol.

Selon le RPA99/2003, les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Ce mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm
- Les armatures constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les armatures ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### IV.2.4.4 Escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils comprennent deux volées et un palier intermédiaire qui sont des éléments en dalle pleine.

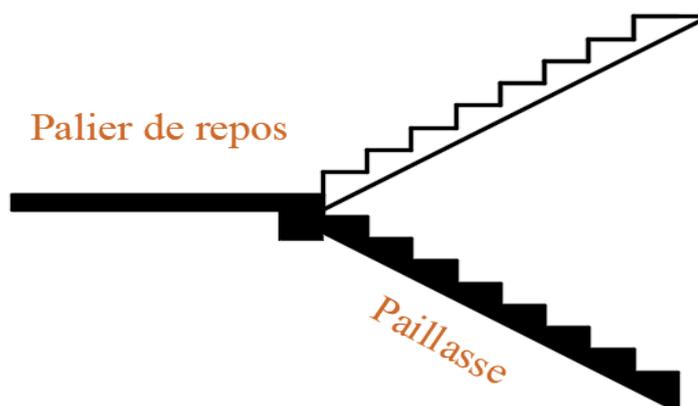


Figure IV.8 : Coupe verticale des escaliers

#### IV.2.4.5 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

**a. Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10 cm (10+10+10) cm.

**b. Murs intérieurs**

Ils sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

**IV.2.4.6 Revêtement**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

**IV.2.4.7 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 20 cm d'épaisseur.

**IV.2.5 Les caractéristiques des matériaux utilisés**

Le ferrailage sera réalisé avec des armatures en acier à haute adhérence ayant une limite élastique ( $f_e$ ) égale à 400 MPa.

Le béton utilisé a une résistance nominale ( $f_{c28}$ ) égale à 25MPa.

**IV.3 Prédimensionnement****IV.3.1 Plancher**

Le prédimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$ . Elle est déterminée comme ci-dessous :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec :

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression

Selon le CBA93, il faut :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$  : portée maximale entre nu d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$3.5/25 \leq h_t \leq 3.5/20 \Rightarrow 0.14 \text{ m} \leq h_t \leq 0.175 \text{ m} \Rightarrow h_t = 17 \text{ cm (12+5)}$$

A partir de ce résultat, on adopte un plancher de 20 cm, soit (16+4) cm.

A partir de cette hauteur, nous avons déterminé les charges [6]. Les résultats obtenus figurent dans les tableaux ci-dessous.

Avec :

- G : charge permanente (due aux poids propres des éléments du bâtiment)
- Q : surcharge d'exploitation (due aux activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment)

Tableau IV.4 : Charges dues aux planchers à corps creux d'un niveau courant

Désignation	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	1600	0.02	0.32
Mortier de pose	2000	0.04	0.8
Lit de sable	1500	0.04	0.6
Dalle en corps creux (16+4)	/	0.20	2.40
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.20
Cloisons intérieures	1000	0.1	1
G	5.32 kN/m <sup>2</sup>		
Q <sub>étage</sub>	1.50 kN/m <sup>2</sup>		
Q <sub>commerce</sub>	5 kN/m <sup>2</sup>		

Tableau IV.5 : Charge due au plancher à corps creux du niveau terrasse

Désignation	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(kN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	1700	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	600	0.02	0.12
Forme de pente	2200	0.11	2.4
Isolation thermique en liège	400	0.04	0.16
Dalle en corps creux (16+4)	/	0.20	2.40
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.20
G	6.13 kN/m <sup>2</sup>		
Q <sub>terrasse</sub>	1.00 kN/m <sup>2</sup>		

### IV.3.2 Volées et paliers des escaliers

Ces types d'éléments travaillent essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. D'où, on choisit pour tous les paliers et volées des escaliers une épaisseur égale à 15 cm.

Les charges et surcharges obtenues figurent dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 : Charges permanentes et d'exploitation des volées des escaliers

Désignation		$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	Horizontal	2200	0.01	0.22
	Vertical	2200	0.01	0.22
Mortier de pose	Horizontal	2000	0.01	0.20
	Vertical	2000	0.01	0.20
Lit de sable		1800	0.2	0.36
Dalle pleine 15 cm		2500	0.15/cos 33.18	4.48
Poids des marches		2200	0.17/2	1.87
Enduit en plâtre		1000	0.02	0.20
Garde de corps		/	/	1.00
G		8.75 kN/m <sup>2</sup>		
Q		2.50 kN/m <sup>2</sup>		

Tableau IV.7 : Charges permanentes et d'exploitation des paliers des escaliers

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e(m)	G(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	0.44
Mortier de pose	2000	0.02	0.40
Lit de sable	1800	0.2	0.36
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15	3.75
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.20
G	5.15 kN/m <sup>2</sup>		
Q	2.50 kN/m <sup>2</sup>		

### IV.3.3 Poutres

Pour le prédimensionnement des poutres (Fig. IV.9), on applique les prescriptions des règlements BAEL91/99 et RPA99/2003. Les résultats obtenus figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Prédimensionnement des poutres

	$L_{max}$	BAEL 91/99	RPA 99/2003		
		Hauteur	Hauteur	Largeur	$h/b$
		$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$h \geq 30$	$b \geq 20$	$\frac{h}{b} \leq 4$
<b>P. Principale</b>	4.1 m	$27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \rightarrow (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$			
<b>P. Secondaire</b>	3.8 m	$25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm} \rightarrow (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$			

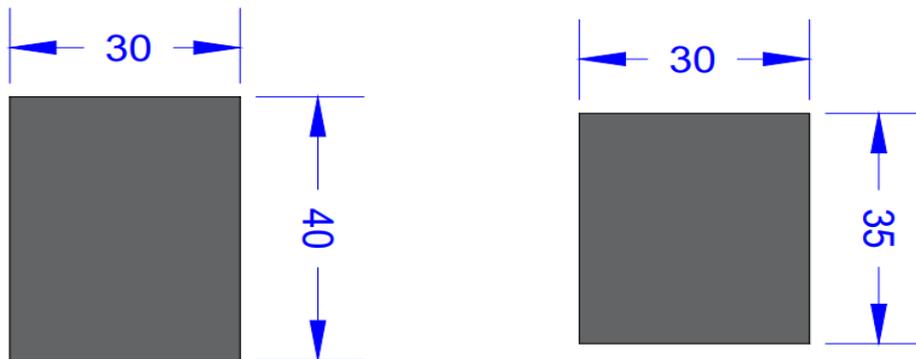


Figure IV.9 : Dimensions des poutres principales et secondaires

### IV.3.4 Poteaux

Les dimensions des poteaux sont fixées à partir de la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99. Pour le prédimensionnement des poteaux, nous avons choisi une section de 40 cm x 40 cm. Ce premier choix s'est fait en nous basant sur l'importance de l'ouvrage (10 niveaux, zone de moyenne sismicité, usage de bâtiment...).

Pour vérifier ces dimensions, nous avons choisi le poteau du sous-sol le plus sollicité, la figure IV.10 nous montrent sa localisation et sa surface d'influence.

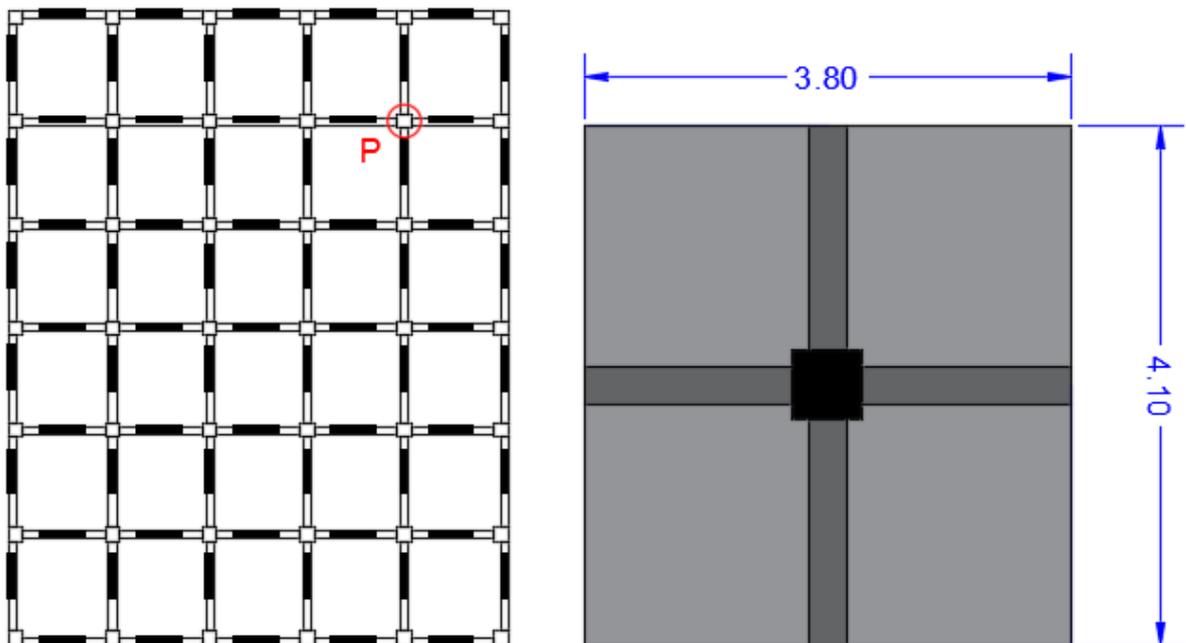


Figure IV.10 : Vue agrandie de « p » le poteau le plus sollicité avec sa surface d'influence

Les détails du calcul sont :

$$S_i = (3.8 \times 4.1 - 0.4 \times 0.4) = 15.42 \text{ m}^2 \quad (\text{surface d'influence})$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ kN/m}^2 \times (3.8 \times 4.1) \text{ m}^2 = 15.58 \text{ kN} \quad (\text{x1 niveau})$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ kN/m}^2 \times 15.42 \text{ m}^2 = 23.13 \text{ kN} \quad (\text{x8 niveaux})$$

$$Q_{\text{commerce}} = 5 \text{ kN/m}^2 \times 15.42 \text{ m}^2 = 77.1 \text{ kN} \quad (\text{x1 niveau})$$

$$G_{\text{plancher-terrasse}} = 6.13 \text{ kN/m}^2 \times [15.42 - 2 \times 0.3 \times (1.7 + 1.85)] \text{ m}^2 = 81.47 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutres}} = [2 \times 0.3 \times (1.7 \times 0.35 + 1.85 \times 0.4)] \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 20.025 \text{ kN}$$

$$G_{\text{plancher-étage}} = 5.32 \text{ kN/m}^2 \times [15.42 - 2 \times 0.3 \times (1.7 + 1.85)] \text{ m}^2 = 70.703 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Poteaux}} = [0.4 \times 0.4 \times (2 \times 4.08 + 8 \times 3.06)] \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 130.56 \text{ kN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{plancher-terrasse}} + G_{\text{poutres}} = 101.495 \text{ kN}$$

$$G_{\text{étage}} = G_{\text{plancher-étage}} + G_{\text{poutres}} = 90.73 \text{ kN}$$

La loi de dégression est appliquée pour la surcharge d'exploitation. Les résultats sont résumés dans le tableau IV.9 suivant :

Tableau IV.9 : Dégression des charges d'exploitation pour le poteau « P »

$Q_i$	Q (kN)	Niveau
$Q_0$	15.58	Terrasse
$Q_1$	38.71	Niveau 8
$Q_2$	59.527	Niveau 7
$Q_3$	70.031	Niveau 6
$Q_4$	94.222	Niveau 5
$Q_5$	108.1	Niveau 4
$Q_6$	119.665	Niveau 3
$Q_7$	131.23	Niveau 2
$Q_8$	142.795	Niveau 1
$Q_9$	190.34	RDC

On évalue les charges pour le poteau « P » du sous-sol

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{terrasse}} + 9 \times G_{\text{étage}} + G_{\text{Poteaux}} = 1048.625 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 190.34 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.35 \times G_{\text{total}} + 1.5 \times Q_{\text{total}} = 1701.154 \text{ kN}$$

D'après les règles BAEL91/99, la section réduite  $B_r$  est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N'_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A}{B_r}}$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ )

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24\text{h).}$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas général).}$$

$\beta$  : coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \times \lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} l_f}{a} = 24.73$$

On trouve :  $\beta = 1.1$

D'après le RPA99/Version2003, le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa.

On prend :  $\frac{A}{B_r} = 0.8\%$

$$B_r \geq \frac{1.1 \times 1.701154}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15} \times 0.008}$$

$$B_r \geq 0.123 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.123} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.37 \text{ m}$$

D'après l'article 7.4.1 [8] la section du poteau doit vérifier les conditions en zone IIa.

$$a > \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = b = 55 \text{ cm} > \left(\frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}\right)$$

$$1/4 < a/b < 4 \quad \Rightarrow 1/4 < 1 < 4$$

Donc un poteau de section (40 x 40) cm<sup>2</sup> vérifie les conditions précédentes.

### IV.3.5 Voiles

Pour le prédimensionnement des voiles, nous l'avons conçu selon le RPA (§ III.5).

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{4.08 - 0.2}{20} = 19.4 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 4 a = 80 \text{ cm}$$

A partir de ces prescriptions, la longueur de chaque voile doit être supérieure à 80 cm. Dans ce qui suit nous allons détailler la détermination des longueurs finales des voiles à partir du calcul des caractéristiques sismiques de notre ouvrage (centre de masse et centre de torsion).

#### V.3.5.1 Conditions prises en compte pour la disposition des voiles

Il faut :

- Respecter les contraintes architecturales (ouvertures, passages, escaliers...).
- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. [8]
- Prédimensionnement  $a = 20 \text{ cm}$  ;  $h_i \geq 4 a = 80 \text{ cm}$
- Calculer le centre de masse ( $X_G = 11.11 \text{ m}$  ;  $Y_G = 13.96 \text{ m}$ ) ensuite faire un premier essai (avoir première variante d'une disposition de voiles) tout en respectant les conditions mentionnées ci-dessus, ensuite calculer le centre de torsion de la première variante : ( $X_{c1} = X_G + E_{x1}$  ;  $Y_{c1} = Y_G + E_{y1}$ )

Après, on résout l'égalité  $E_{x1} = 0$  et  $E_{y1} = 0$  pour obtenir une excentricité théorique nulle suivant x et y pour la variante finale. On obtient :

$$(X_{cf} = X_G ; Y_{cf} = Y_G)$$

$$X_G = X_{cf} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} \times x_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} = \frac{\frac{\sum_{i=1}^n (a_i \times h_i^3) \times x_i}{12}}{\frac{\sum_{i=1}^n (a_i \times h_i^3)}{12}} = 11.11 \text{ m}$$

$$Y_G = Y_{cf} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} \times y_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} = \frac{\frac{\sum_{i=1}^n (a_i \times h_i^3) \times y_i}{12}}{\frac{\sum_{i=1}^n (a_i \times h_i^3)}{12}} = 13.96 \text{ m}$$

$$\text{Avec } a_i = a = 20 \text{ cm} \quad \forall i \in \{1, n\}$$

Et enfin nous arrivons à déterminer les  $h_i$  pour chaque voile avec une excentricité théorique nulle. Et voici ci-dessous la disposition finale des voiles de contreventement sur le plan (Fig IV.12) avec leurs dimensions détaillées (Tab.IV.10)

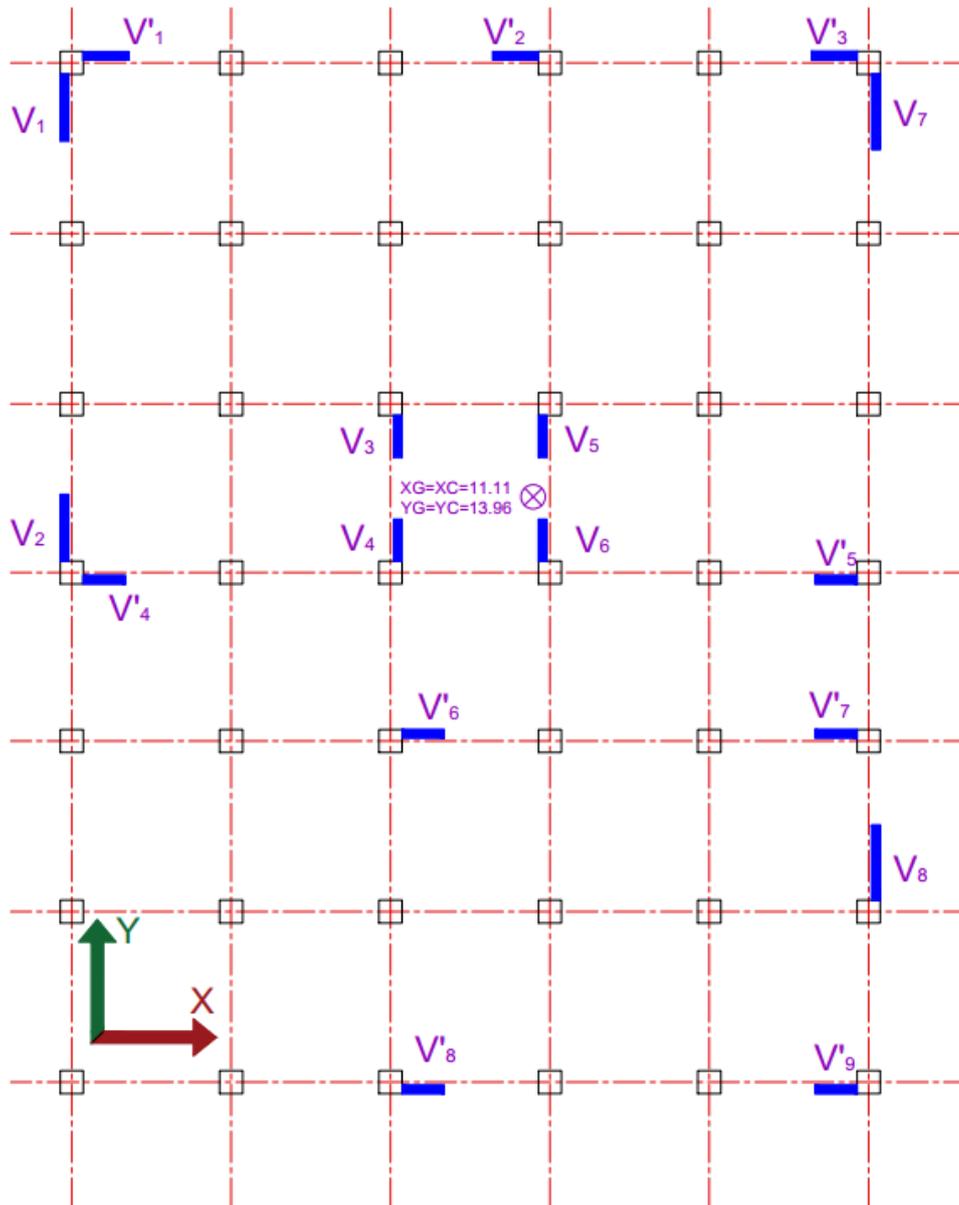


Figure IV.11 : Disposition des voiles

Tableau IV.10 : Dimensions des voiles

Les voiles	a (m)	h (m)	Ix (m4)	Iy (m4)	dx/c (m)	dy/c (m)
V1	0,2	1,8	0,0972	0	10,94	10,47
V2	0,2	1,8	0,0972	0	10,94	0,02
V3	0,2	1,2	0,0288	0	3,14	2,57
V4	0,2	1,2	0,0288	0	3,14	0,28
V5	0,2	1,2	0,0288	0	0,46	2,57
V6	0,2	1,2	0,0288	0	0,46	0,28
V7	0,2	2	0,1333	0	8,26	10,37
V8	0,2	2	0,1333	0	8,26	8,03
V'1	0,2	1,29	0	0,0358	10,2	11,47
V'2	0,2	1,29	0	0,0358	0,08	11,47
V'3	0,2	1,29	0	0,0358	7,52	11,47
V'4	0,2	1,2	0	0,0288	10,24	0,98
V'5	0,2	1,2	0	0,0288	7,56	0,98
V'6	0,2	1,2	0	0,0288	2,64	4,83
V'7	0,2	1,2	0	0,0288	7,56	4,83
V'8	0,2	1,2	0	0,0288	2,64	13,23
V'9	0,2	1,2	0	0,0288	7,56	13,23

#### IV.4 Combinaisons d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentelle.

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $G + Q$
- ELA :  $G + Q \pm E$
- ELA :  $0,8G \pm E$

Avec :

- E : du l'anglais « Earthquake » c'est la charge sismique (charge accidentelle).
- G : charge permanente (due aux poids propres de tous les éléments du bâtiment)
- Q : surcharge d'exploitation (due aux activités humaines liées à l'occupation d'un bâtiment)

#### IV.5 Modélisation de la structure

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet, notre choix c'est porté sur le logiciel Autodesk Robot 2018 [3] en raison de la complexité du calcul manuel des efforts internes des éléments d'un bâtiment élancé (RDC+8+sous-sol).

##### IV.5.1 Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure [3].

### IV.5.2 Description du logiciel Autodesk Robot

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 grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.



Figure IV.12 : Logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot

### IV.5.3 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (barre) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
  - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
  - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
  - Chaque voile est modélisée par un élément plaque type (panneau) à plusieurs nœuds.
  - La dalle pleine est modélisée par un élément plaque type (panneau) à plusieurs nœuds.
  - le plancher est modélisé par un élément plaque type (bardage) et le sens des poutrelles est automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).
- La modélisation est faite à deux parties :
  - a. La première partie pour l'analyse sismique, nous modélisons sauf la superstructure (RDC+8).
  - b. La deuxième partie pour les efforts et les moments, nous modélisons toute la structure (RDC+8+Sous-Sol)

## IV.6 ANALYSE SISMIQUE

L'étude sismique est menée conformément au RPA 99/2003. Le tableau ci-dessous (Tab. IV.13) fournit tous les éléments dont on a besoin pour mener à bien une étude sismique. Ce travail est fait après avoir déterminé certains paramètres nécessaires à cette étude.

Selon les conditions d'application de la méthode statique équivalente, le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière (§.4.1.2). De plus, comme il appartient au groupe d'usage 2, sa hauteur doit être inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. Cette dernière condition n'est pas vérifiée car  $h_N = 28.56$  m. Par conséquent, nous ne pouvons pas appliquer la méthode statique équivalente. Cependant, on en a besoin pour faire certaines vérifications que nous détaillerons un peu plus loin.

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure [8]. Le tableau suivant montre le nombre de modes à considérer.

Tableau IV.11: Périodes de vibration et nombre de modes à considérer

Mode	Fréquence	Période	Masses Cumulées Ux	Masses Cumulées Uy	Masse modale Ux	Masse modale Uy
1	0,97	1,03	73,42	0,09	73,42	0,09
2	1,18	0,85	73,49	63,26	0,08	63,17
3	1,3	0,77	75,53	75,04	2,04	11,79
4	2,23	0,45	75,55	75,24	0,02	0,2
5	2,27	0,44	75,57	75,49	0,02	0,25
6	2,87	0,35	85,07	75,49	9,5	0
7	3,21	0,31	85,07	75,5	0	0,01
8	3,62	0,28	85,17	85,39	0,1	9,89
9	3,74	0,27	86,7	85,85	1,53	0,46
10	3,87	0,26	86,82	86,18	0,11	0,33
11	4,19	0,24	87,07	86,34	0,25	0,16
12	4,47	0,22	87,07	86,37	0	0,03
13	4,66	0,21	87,16	87,06	0,09	0,69
14	4,75	0,21	89,6	87,06	2,44	0
15	5,34	0,19	89,67	87,09	0,07	0,03
16	5,48	0,18	89,68	87,37	0,01	0,28
17	5,64	0,18	90,07	87,4	0,4	0,03
18	6,02	0,17	90,08	89,78	0	2,38
19	6,3	0,16	91,11	89,8	1,03	0,02
20	6,4	0,16	91,11	90,11	0,01	0,3

### Remarque

L'analyse modale de notre bâtiment constitué de 10 niveaux fait ressortir la présence de 20 modes propres, ce qui indique une dominance importante de l'effet des forces d'inertie sur la rigidité latérale du bâtiment (déséquilibre masse/rigidité). Pour remédier à cette situation et en application du concept de l'amortissement de Rayleigh, il suffit d'augmenter symétriquement la longueur des voiles de contreventement dans les deux directions principales et réduire ainsi le nombre de modes propres autour de 10 en adéquation avec les règles RPA 99/ 2003.

#### - Période fondamentale (T)

Selon le RPA 99/2003 (§.4.2.4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T_a = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

$$T_{bx} = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_x}$$

$$T_{by} = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_y}$$

$$T_x = \min(t_a; t_{bx})$$

$$T_y = \min(t_a; t_{by})$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau égale à 28.56 m.

$C_t$  : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage = 0.05 [8].

$L_x$  et  $L_y$  : dimensions de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x = 19.4 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 24.9 \text{ m}$$

Les calculs donnent :

$$T_a = 0.05 \cdot 28.56^{3/4} = 0.6177 \text{ s}$$

$$T_{bx} = 0.09 \times \frac{28.56}{\sqrt{19.4}} = 0.58358 \text{ s}$$

$$T_{by} = 0.09 \times \frac{28.56}{\sqrt{24.9}} = 0.51511 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.6177 \text{ s}; 0.58358 \text{ s}) \quad ; \quad T_y = \min(0.6177 \text{ s}; 0.51511 \text{ s})$$

$$T_{emp\acute{e}rique/x} = 0.58358 \text{ s} \quad ; \quad T_{emp\acute{e}rique/y} = 0.51511 \text{ s}$$

Tableau IV.12 : Période T choisie pour le calcul du facteur D

Cas possibles	T à prendre dans les calculs
$T_{num\acute{e}rique} \leq T_{emp\acute{e}rique}$	$T = T_{emp\acute{e}rique}$
$T_{emp\acute{e}rique} \leq T_{num\acute{e}rique} \leq 1.3 T_{emp\acute{e}rique}$	$T = T_{num\acute{e}rique}$
$1.3 T_{emp\acute{e}rique} \leq T_{num\acute{e}rique}$	$T = 1.3 T_{emp\acute{e}rique}$

D'après le résultat obtenu à l'aide du logiciel de calcul « Autodesk Robot »,

$$T_{num\acute{e}rique/x} = 1.03 \text{ s} \quad ; \quad T_{num\acute{e}rique/y} = 0.85 \text{ s}$$

$$1.3 T_{emp\acute{e}rique/x} = 0.75865 \text{ s} \leq T_{num\acute{e}rique/x} = 1.03 \text{ s}$$

$$1.3 T_{emp\acute{e}rique/y} = 0.66964 \text{ s} \leq T_{num\acute{e}rique/y} = 0.85 \text{ s}$$

$$\text{D'où } T_x = 0.75865 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.66964 \text{ s}$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad ; \quad \xi = 10\% \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.7638$$

Pour notre cas :

$$T_2 = 0.5 \leq T_x = 0.75865 \text{ s} \leq 3 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.5 \leq T_y = 0.66964 \text{ s} \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.7638 \times \left(\frac{0.5}{0.75865}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.4461$$

$$D_y = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.7638 \times \left(\frac{0.5}{0.66964}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,5715$$

- **Détermination de la force sismique statique :**

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

A : coefficient d'accélération de zone = 0.15 ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen,

Q : Facteur de qualité ;

W : Poids total de la structure ; ( $W = G + 0.2Q$ , avec un coefficient de pondération  $\beta=0.2$  (Tab.4.5 [8]))

R : Coefficient comportement. (Tab.4.3 [8])

On a :  $A = 0.15$  ;  $D_x = 1.4461$  ;  $D_y = 1.5715$  ;  $Q = 1.25$  ;  $W = 43366,99 \text{ KN}$  ;

$$R = 4$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.4461 \times 1.3}{4} \times 43366.99 = 2939,57 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.5715 \times 1.3}{4} \times 43366.99 = 3194,60 \text{ KN}$$

Tableau IV.13 : Classification de l'ouvrage

Données	Valeur
Zone sismique	II <sub>a</sub>
Importance de l'ouvrage	Groupe 2
Site	Meuble S3
Période caractéristiques associées à la catégorie de site	T <sub>1</sub> =0.15 s T <sub>2</sub> =0.50 s
Période fondamentale T	T <sub>x</sub> = 0.75865 s ; T <sub>y</sub> = 0.66964 s
Coefficient comportement R Système de contreventement de structure en portiques assuré par des voiles en béton armé	R = 4
Coefficient d'accélération de zone	A = 0.15
Facteur de qualité Q : (Conditions minimales sur les files de contreventement, Redondance en plan, Régularité en plan, Contrôle de la qualité des matériaux, Contrôle de la qualité de l'exécution) non observés	Q = 1.25
Facteur d'amplification dynamique moyen D	D <sub>x</sub> = 1.4461 ; D <sub>y</sub> = 1.5715
Poids total de la structure W	43366,99 KN
Force sismique totale V <sub>s</sub> appliquée à la base de la structure suivant les deux directions orthogonales.	V <sub>s/x</sub> = 2939,57 KN V <sub>s/y</sub> = 3194,60 KN
Force sismique totale V <sub>d</sub> appliquée à la base de la structure suivant les deux directions orthogonales.	V <sub>d/x</sub> = 2256.53 KN V <sub>d/y</sub> = 2532,84 KN

La résultante des forces sismiques à la base V<sub>d</sub> obtenue par combinaison des valeurs modales (effort sismique obtenu à partir de notre modélisation) ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V<sub>s</sub> pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Tableau IV.14).

Si V<sub>d</sub> < 0.80 V<sub>s</sub>, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport 0.8 V<sub>s</sub>/V<sub>d</sub> (§.4.3.2 [8]).

Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques

V (KN)	0.8V statique (KN)		V dynamique (KN)		0.8 V <sub>s</sub> < V <sub>d</sub>	
	V <sub>s/x</sub>	V <sub>s/y</sub>	V <sub>d/x</sub>	V <sub>d/y</sub>	x-x	y-y
<b>Effort tranchant à la base</b>	2351,65	2555,68	2256.53	2532,84	Non vérifié	Non vérifié

Il faut augmenter tous les paramètres de la réponse avec un rapport de :  $\frac{0.8V_s}{V_d}$

Selon x – x :  $\frac{0.8V_{s/x}}{V_{d/x}} = 1.042$ , on prend 1.043

Selon y – y :  $\frac{0.8V_{s/y}}{V_{d/y}} = 1.009$ , on prend 1.01

Les nouveaux efforts sont détaillés dans le tableau IV.15 qui suit.

Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques

V (kN)	0.8V statique (kN)		V dynamique (kN)		0.8 V <sub>s</sub> < V <sub>d</sub>	
	V <sub>s/x</sub>	V <sub>s/y</sub>	V <sub>d/x</sub>	V <sub>d/y</sub>	x-x	y-y
<b>Effort tranchant à la base</b>	2351,65	2555,68	<b>2353,56</b>	<b>2558,17</b>	Vérifié	Vérifié

Le Tableau IV.16 regroupe les efforts tranchants (V<sub>d</sub>) par niveaux issus de la modélisation.

Tableau IV.16 : Efforts tranchants (V<sub>d</sub>) par niveaux

Niveaux	Hauteur h <sub>i</sub>	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
<b>R.D.C</b>	4.08	<b>2353,56</b>	<b>2558,17</b>
<b>1</b>	3.06	2296,44	2496,48
<b>2</b>	3.06	2174,76	2367,13
<b>3</b>	3.06	1995,88	2176,35
<b>4</b>	3.06	1776,12	1938,05
<b>5</b>	3.06	1519,03	1654,39
<b>6</b>	3.06	1219,53	1322,53
<b>7</b>	3.06	862,46	931,27
<b>8</b>	3.06	434,18	467,77

#### IV.6.1 Effets de la torsion accidentelle

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction [8].

Donc, l'excentricité prise dans les calculs est la somme de  $e_{acc}$  et  $e_{th}$ . Les détails de calcul figurent dans le tableau suivant.

Tableau IV.17 : Excentricités

G (x,y) [m]	C (x,y) [m]	e <sub>thx</sub> [m]	e <sub>thy</sub> [m]	e <sub>acc</sub> [m]	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
10,85 ; 13,42	10,84 ; 13,20	0,01	0,23	1,245	1.255	1.475
10,91 ; 13,55	10,82 ; 13,20	0,10	0,35	1,245	1.345	1.495
10,91 ; 13,55	10,82 ; 13,20	0,10	0,35	1,245	1.345	1.495
10,92 ; 13,54	10,82 ; 13,15	0,10	0,39	1,245	1.345	1.635
10,92 ; 13,54	10,82 ; 13,15	0,10	0,39	1,245	1.345	1.635
10,92 ; 13,5	10,82 ; 13,15	0,10	0,39	1,245	1.345	1.635
10,92 ; 13,54	10,81 ; 13,11	0,11	0,43	1,245	1.355	1.675
10,92 ; 13,54	10,81 ; 13,11	0,11	0,43	1,245	1.355	1.675
10,90 ; 13,67	10,71 ; 13,12	0,19	0,56	1,245	1.435	1.805

Avec :

- $e_{thx}$  et  $e_{thy}$  : excentricités théoriques selon x et y respectivement, elles sont données par le logiciel « Autodesk Robot » après la modélisation et l'introduction des charges G et Q.
- $e_{acc}$  : excentricité accidentelle exigée par le RPA qui est égale à  $\pm 0.05 L$
- $e_x = e_{thx} + e_{acc}$  et  $e_y = e_{thy} + e_{acc}$

**IV.6.2 Vérification des déplacements :****- Justification vis-à-vis des déformations :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Avec :

$$\Delta K = 0.01 \times h_e$$

$$\Delta_{xi} = \delta_{xi} - \delta_{xi-1}$$

D'après la modélisation de notre structure par logiciel Autodesk robot, le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous Tableaux (IV.18 et IV.19) et schématisé sur les figures (IV.15 et IV.16).

**A) Sens longitudinal (x-x) :**

Tableau IV.18 : Valeurs du déplacement sens (x-x).

Niveau	$h_e$ (m)	$\delta_x$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	Vérification
<b>RDC</b>	4,08	0,9	0,9	4,08	Vérifiée
<b>1</b>	3,06	2,1	1,2	3,06	Vérifiée
<b>2</b>	3,06	3,5	1,4	3,06	Vérifiée
<b>3</b>	3,06	4,9	1,4	3,06	Vérifiée
<b>4</b>	3,06	6,3	1,4	3,06	Vérifiée
<b>5</b>	3,06	7,5	1,2	3,06	Vérifiée
<b>6</b>	3,06	8,5	1	3,06	Vérifiée
<b>7</b>	3,06	9,3	0,8	3,06	Vérifiée
<b>8</b>	3,06	10	0,7	3,06	Vérifiée

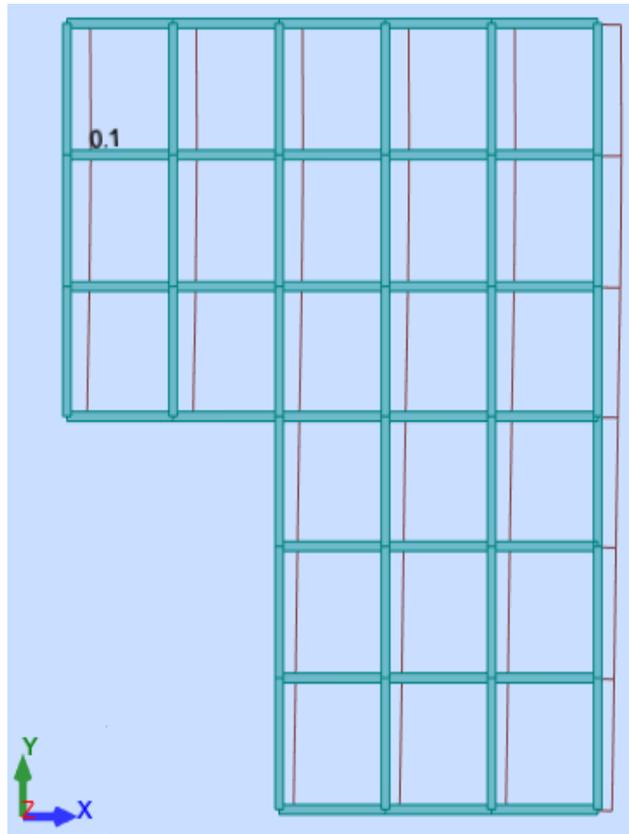


Figure IV.13 : Déplacement du niveau 8 selon x-x

**B) Sens transversal (y-y) :**

Tableau IV.19 : Valeurs du déplacement sens (y-y)

Niveau	H (m)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	Vérification
RDC	4,08	0,7	0,7	4,08	Vérifiée
1	3,06	1,6	0,9	3,06	Vérifiée
2	3,06	2,5	0,9	3,06	Vérifiée
3	3,06	3,5	1	3,06	Vérifiée
4	3,06	4,5	1	3,06	Vérifiée
5	3,06	5,4	0,9	3,06	Vérifiée
6	3,06	6,2	0,8	3,06	Vérifiée
7	3,06	6,8	0,6	3,06	Vérifiée
8	3,06	7,3	0,5	3,06	Vérifiée

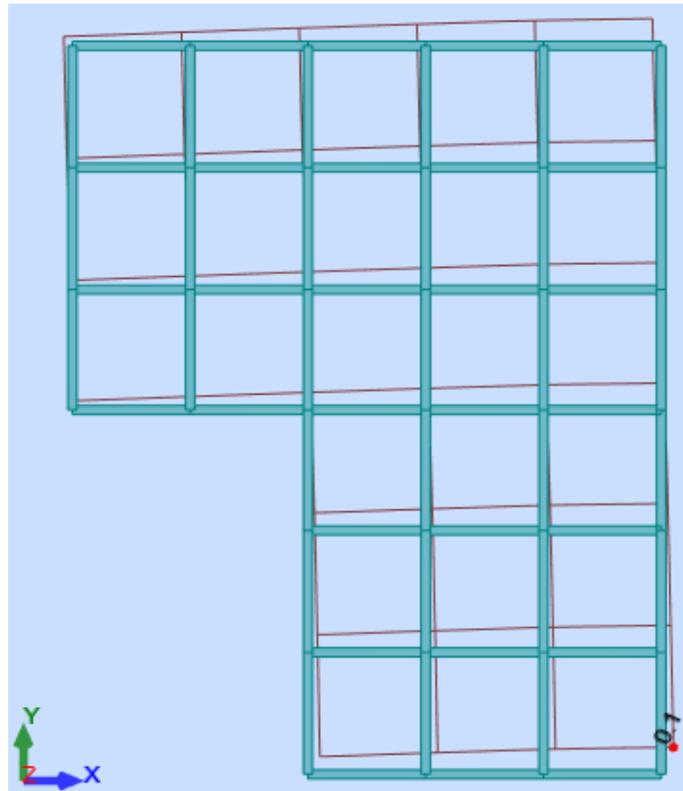


Figure IV.14 : Déplacement du niveau 8 selon y-y

**- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Selon le RPA 99/2003 (Article 5.9), Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P \times \Delta}{V \times h_e} \leq 0.10$$

- P : poids total de la structure et des charges d'exploitation
- V: effort tranchant d'étage au niveau "k"
- Δ: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- $h_e$  : Hauteur de l'étage.

**A) Sens longitudinal :**

Tableau IV.20 : Valeur l'effet P-Δ (Sens longitudinal)

Niveau(k)	$h_e$ (m)	P (kN)	P	$\Delta_x$ (m)	V (kN)	$\theta$	Vérification
<b>RDC</b>	4.08	-46670.5	46670.5	0.009	2353.5	0.04374	Vérifiée
<b>1</b>	3.06	-40288.5	40288.5	0.012	2296.4	0.0688	Vérifiée
<b>2</b>	3.06	-34991.4	34991.3	0.014	2174.7	0.07361	Vérifiée
<b>3</b>	3.06	-29745.8	29745.8	0.014	1995.8	0.06818	Vérifiée
<b>4</b>	3.06	-24593.3	24593.2	0.013	1776.1	0.05882	Vérifiée
<b>5</b>	3.06	-19440.8	19440.7	0.012	1519.0	0.05018	Vérifiée
<b>6</b>	3.06	-14334.9	14334.8	0.01	1219.5	0.03841	Vérifiée
<b>7</b>	3.06	-9313.16	9313.16	0.008	862.46	0.02823	Vérifiée
<b>8</b>	3.06	-4290.37	4290.37	0.006	434.18	0.01937	Vérifiée

**B) Sens transversal :**Tableau IV.21 : Valeur l'effet P- $\Delta$  (sens transversal)

Niveau (k)	$h_c$ (m)	P (kN)	P	$\Delta_y$ (m)	V (kN)	$\theta$	Vérification
RDC	4,08	-46670,5	46670,52	0,007	2558,17	0,0313	Vérifiée
1	3,06	-40288,5	40288,51	0,009	2496,48	0,047465	Vérifiée
2	3,06	-34991,4	34991,39	0,01	2367,13	0,048308	Vérifiée
3	3,06	-29745,8	29745,82	0,01	2176,35	0,044666	Vérifiée
4	3,06	-24593,3	24593,29	0,01	1938,05	0,04147	Vérifiée
5	3,06	-19440,8	19440,76	0,009	1654,39	0,034562	Vérifiée
6	3,06	-14334,9	14334,87	0,008	1322,53	0,028337	Vérifiée
7	3,06	-9313,16	9313,16	0,006	931,27	0,019609	Vérifiée
8	3,06	-4290,37	4290,37	0,005	467,77	0,014987	Vérifiée

**Remarque :**

Puisque le coefficient  $\theta$  est inférieur à 0,10, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé pour les deux sens.

❖ **Vérification l'effort normal repris par les voiles (vérification de coefficient de comportement R)**

Les efforts normaux obtenus de notre modélisation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22 : Effort normal repris par les voiles

Étages	$F_z$ [kN]	$F_z$ sur les poteaux [kN]	$F_z$ sur les voiles [kN]	Pourcentage
Sous-sol	79043,92	46892,23	32151,69	40,68
RDC	63727,21	51224,52	12502,69	19,62
1	55432,56	44789,81	10642,75	19,20
2	48193,78	39019,90	9173,88	19,04
3	40954,99	32896,02	8058,97	19,68
4	33785,78	27044,04	6741,74	19,95
5	26742,18	21640,43	5101,75	19,08
6	19698,59	15823,78	3874,81	19,67
7	12717,94	10214,06	2503,88	19,69
8	5850,17	4699,55	1150,62	19,67

On remarque que les voiles reprennent au plus 20% de sollicitations verticales d'où R=4 est justifié.

Pour le sous-sol il n'est pas vérifié à cause des voiles périphériques.

**IV.7 Dimensionnement des éléments structuraux**

Les sollicitations sont tirées directement de la modélisation pour les cas les plus défavorables, sous combinaisons sismiques et statiques.

L'étude des éléments résistants est menée selon les règles du calcul de béton armé

(C.B.A.93 et R.P.A.99).

Les sollicitations de calcul sont déterminées sous les combinaisons d'action détaillées plus haut.

## IV.7.1 Partie superstructure

### IV.7.1.1 Ferrailage des voiles

Le calcul des voiles se fait exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.2.41" CBA93), si les conditions mentionnées dans § III.3.4 sont satisfaites.

#### IV.7.1.1.1 Détail du ferrailage du voile 7 (V7)

Le calcul du ferrailage comprend les étapes suivantes :

- a) Distribution de l'effort tranchant  $V_y$  au niveau du RDC aux éléments de contreventement ayant l'inertie maximale perpendiculaire à l'axe (y-y)

$$I_{xi} = \frac{a \times h_i^3}{12} ; I_{yi} \approx 0 \quad (V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8).$$

- b) Choix de (V7) en raison de sa grande inertie (rigidité) et de son éloignement du centre de torsion (Fig. IV.17)

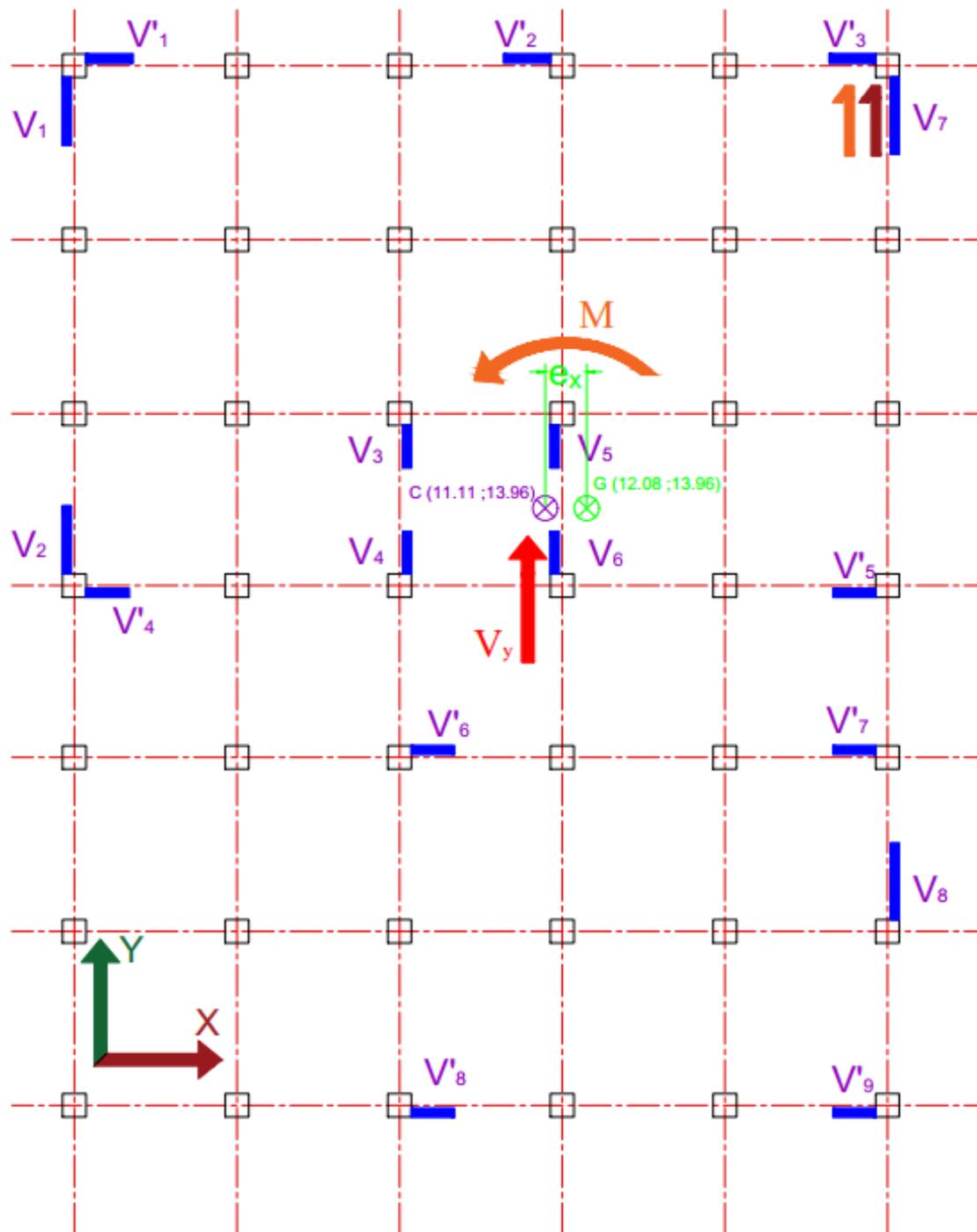


Figure IV.15 : Efforts du voile V7

Les sollicitations de voile 7 sont résumées dans le tableau suivant (Tab.IV.23) :

Tableau IV.23 : Sollicitations de V7

		$M_{min}$ (kN.m)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{min}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$V_{min}$ (kN)	$V_{max}$ (kN)
<b>ELU</b>		-19,55	80,53	83,09	949,30	-37,64	76,51
<b>ELS</b>		-14,13	59,16	61,03	698,34	-27,40	55,66
<b>ELA</b>	0.8G±E	<b>-800.83</b>	818,41	<b>-568,88</b>	1616,43	168,29	788,29
	G+Q±E	-795.49	<b>823,75</b>	-374,27	<b>1790,95</b>	181,33	<b>806,67</b>

**a) Armatures verticales**

La combinaison à considérer pour la détermination des sollicitations est : **0.8G+/-E**

On calcule les contraintes  $\sigma_g$  et  $\sigma_d$  d'après les équations (3.8) et (3.9)

$$\sigma_g = \frac{-0.56888}{0.2 \times 2} - \frac{0.80083 \times 1}{0.1333} = -7.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{-0.56888}{0.2 \times 2} + \frac{0.80083 \times 1}{0.1333} = 4.59 \text{ MPa}$$

**Calcul la bande « d » :**

D'après l'équation 3.4 :

$$l' = \frac{\sigma_d \times h}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{4.59 \times 2}{7.43 + 4.59} = 0.764 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3.88}{2}; \frac{2 \times 0.764}{3}\right) = 0.51 \text{ m}$$

Sollicitation de la bande

$$\sigma'_{d/g} = \frac{N'}{S'} \pm \frac{M'v'}{I'} \left\{ \begin{array}{l} v' = \frac{d}{2} = 0.255 \text{ m} \\ S' = 0.2 \times 0.51 = 0.102 \text{ m}^2 \\ I' = 0.00222 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_d = -4.62 \text{ MPa} \\ \sigma'_g = -7.43 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N' = -0.601 \text{ MN} \\ M' = 0.013 \text{ MN.m} \end{cases}$$

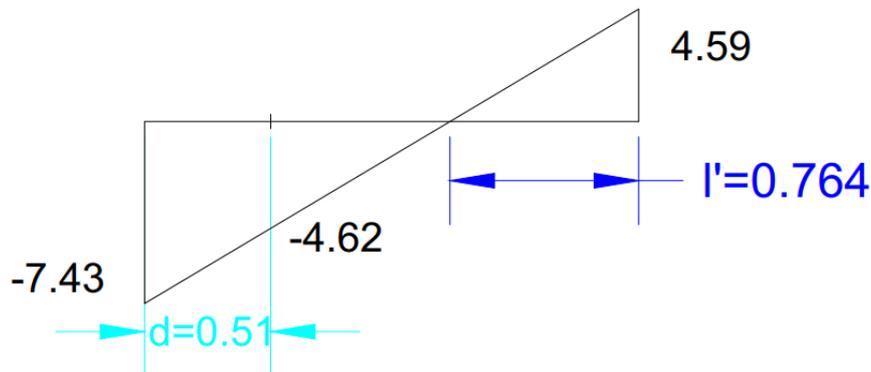


Figure IV.16 : Diagramme des contraintes

**Ferrailage de la bande**

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = 0.022 \text{ m}$$

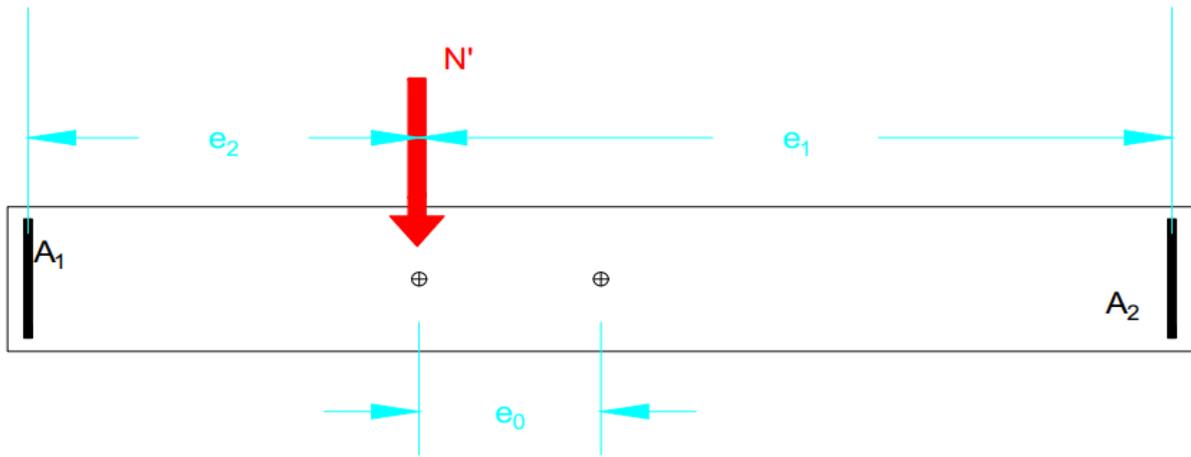


Figure IV.17 : Ferrailage de la bande

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

$$e_1 = \frac{d}{2} + e_0 - c = \frac{0.51}{2} + 0.022 - 0.025 = 0.252 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} - e_0 - c = \frac{0.51}{2} - 0.022 - 0.025 = 0.208 \text{ m}$$

$$z = e_1 + e_2 = 0.252 + 0.208 = 0.46 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{N' \times e_1}{f_e \times z} = \frac{0.601 \times 0.252}{400 \times 0.46} = 8.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = \frac{N' \times e_2}{f_e \times z} = \frac{0.601 \times 0.208}{400 \times 0.46} = 6.79 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{sv} = A_{s1} + A_{s2} = 15.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{sv}/\text{façade}/\text{ml} = \frac{A_{sv}}{2.d} = 14.72 \text{ cm}^2 / \text{façade}/\text{ml} \geq A_{sv}/\text{minRPA} = 2 \text{ cm}^2 / \text{façade}/\text{ml}$$

(§.IV.3.4.1.2)

**On adopte 5HA20/façade/ml = 15.71 cm<sup>2</sup>/ml**

L'espacement est égale à : 20 cm

L'espacement  $S_{tv} = 20 \text{ cm}$  vérifie toutes les exigences du RPA mentionnées en haut (§.III.3.4.1.2).

**b) Vérification de la contrainte de compression sous la combinaison G+Q+E :**

$$c) \sigma_g = \frac{1.79095}{0.2 \times 2} - \frac{0.82375 \times 1}{0.1333} = -1.7 \text{ MPa} \leq f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$d) \sigma_d = \frac{1.79095}{0.2 \times 2} + \frac{0.82375 \times 1}{0.1333} = 10.65 \text{ MPa} \leq f_{c28}$$

Donc le béton tout seul peut reprendre les contraintes de compression sous cette combinaison défavorable à la compression.

**e) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'équation (3.15)

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 806,67 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2} = 2,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$  le béton tout seul peut reprendre les efforts de cisaillement (§.7.7.2) [8]

**Remarque :**

Malgré le béton suffit à lui seul de reprendre les efforts de cisaillement, le RPA exige un minimum d'armatures horizontales.  $A_{sh-Rpa} = 0,002 \cdot b \cdot h$

$$A_{sh-RPA} = 0,002 \times 20 \times 200 = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sh/façade/ml} = 2 \text{ cm}^2/façade/ml$$

**On adopte 5HA10/ml = 3,925 cm<sup>2</sup>/façade/ml**

L'espaceur  $S_{th} = 20 \text{ cm}$  vérifie toutes les exigences du RPA mentionnées en haut (§.III.3.4.1.2).

Voici le ferrailage de V7 :

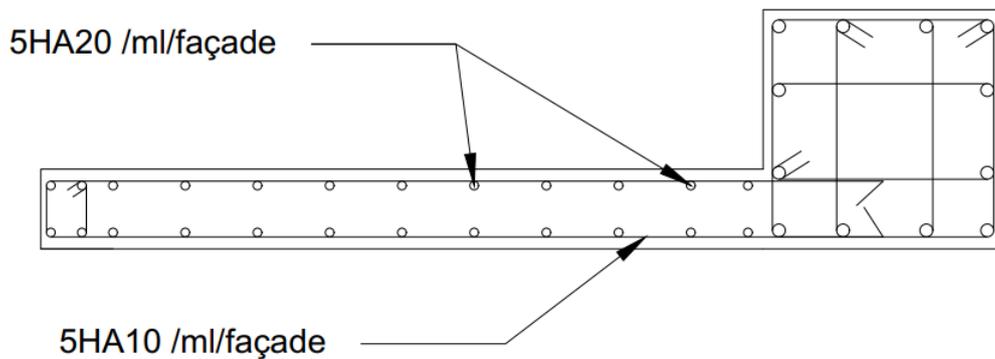


Figure IV.18 : Ferrailage de voile V7

**IV.7.1.1.2 Ferrailage de tous les voiles du RDC**

En utilisant les étapes de calculs mentionnées ci-dessus on résume dans le tableau qui suit (Tab.IV.24) le ferrailage du reste des voiles :

Si  $A_{sv} = 0 \text{ cm}^2$  le béton suffit tout seul pour reprendre les charges.

Pour  $A_{sh}$  on vérifie  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$  le béton tout seul peut reprendre les efforts de cisaillement donc on ferraille avec le minimum de RPA.

Tableau IV.24 : Ferrailage des voiles du RDC

Voile	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sv}$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_{sh}$ calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	
					$A_{sv/façade/ml}$	$A_{sh/façade/ml}$
V1	0.36	7.2	35.52	7.2	10.055 cm <sup>2</sup> 5HA16	3.925 cm <sup>2</sup> 5HA10
V2	0.36	7.2	29.95	7.2	10.055 cm <sup>2</sup> 5HA16	3.925 cm <sup>2</sup> 5HA10
V3	0.24	4,8	61.78	4,8	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.925 cm <sup>2</sup> 5HA10
V4	0.24	4,8	52.96	4,8	21.994 cm <sup>2</sup> 7HA20	3.925 cm <sup>2</sup> 5HA10
V5	0.24	4,8	60.94	4,8	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.925 cm <sup>2</sup> 5HA10
V6	0.24	4,8	59.73	4,8	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V7	0.4	8	58.88	8	15.71 cm <sup>2</sup> 5HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V8	0.4	8	55.11	8	15.71 cm <sup>2</sup> 5HA20	2.62 cm <sup>2</sup> 4HA10
V'1	0.258	5,16	60.90	5,16	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'2	0.258	5,16	56.82	5,16	21.994 cm <sup>2</sup> 7HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'3	0.258	5,16	58.62	5,16	21.994 cm <sup>2</sup> 7HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'4	0.24	4,8	56.77	7,2	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'5	0.24	4,8	55.95	7,2	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'6	0.24	4,8	55.40	4,8	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'7	0.24	4,8	54.62	4,8	25.136 cm <sup>2</sup> 8HA20	3.14 cm <sup>2</sup> 5HA10
V'8	0.24	4,8	41.15	4,8	18.852 cm <sup>2</sup> 6HA20	2.62 cm <sup>2</sup> 4HA10
V'9	0.24	4,8	41.22	4,8	18.852 cm <sup>2</sup> 6HA20	2.62 cm <sup>2</sup> 4HA10

**Remarque**

Seul le ferrailage des voiles du RDC qui est calculé dans notre mémoire, pour les voiles des niveaux supérieurs (niveaux moins sollicités) on les calcule en suivant les mêmes étapes mentionnées ci-dessus et on vérifie leurs sections d'armatures par rapport à la section minimale définie par le RPA, si elle est supérieure on l'adopte, si elle est inférieure on adopte cette dernière du RPA.

### IV.7.1.2 Ferrailage des poteaux :

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

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

D'après l'article (§.7.4.2) [8] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone II)
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le RPA limite l'effort normal de compression de calcul par la condition suivante (article 7.4.3.1) :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d = 2159.73$  kN, (Résultat issue de la modélisation sous la combinaison G+Q+E)

On obtient :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} = \frac{2159.73}{0.3 \times 25} = 0.288 \text{ m}^2$$

$$a_2 \geq \sqrt{B_c} \geq 0.54 \text{ m} \rightarrow a = 60 \text{ cm}$$

#### Remarque

Nous avons augmenté la section pour avoir des poteaux plus puissants que les poutres (éviter que les rotules plastiques soient localisées au niveau des poteaux) et aussi pour des raisons économiques (limiter la section d'armatures par rapport à celle du béton en raison du coût de l'acier).

Après le dimensionnement des poutres et des poteaux, le RPA exige une autre vérification qui est représentée par la figure IV.20 qui suit.

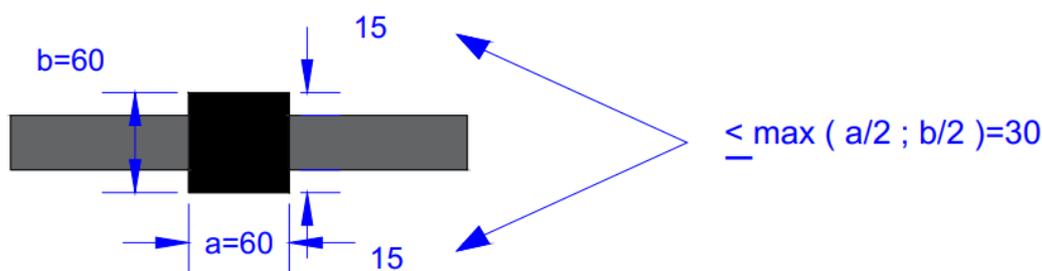


Figure IV.19 : Dimensions à respecter pour les poutres et poteaux

A partir de cette figure, on constate que cette condition est vérifiée.

Les dimensions des poteaux choisies sont basées sur le poteau le plus sollicité. Pour les poteaux des autres niveaux, nous avons choisi la réduction des sections qui figure dans le Tableau IV.25. Ces dimensions sont vérifiées au flambement et à la condition de l'effort normal réduit exigée par le RPA.

### Vérification au flambement

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{a^4}{12}$$

- Rayon de giration  $i_x, i_y$  :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec : } A = a^2 \text{ (section du poteau).}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{\sqrt{12} l_f}{a} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\{l_0\} = \{4.08 \text{ m}, 3.06 \text{ m}\}$$

$$\{l_f\} = \{2.856 \text{ m}, 2.142 \text{ m}\}$$

Il faut que  $\lambda_x = \lambda_y < 55$  pour éviter le flambement

Tableau IV.25 : Récapitulatif des sections finales des poteaux

Niveaux	n	$B_c(m^2)$	Section ( $cm^2$ )	$l_0(m)$	$\lambda(cm)$	Nu (kN)	Observation
Sous-sol	10	0.360	60×60	4.08	16.49	2534,82	Vérifié
RDC	9	0.360	60×60	4.08	16.49	2246,89	Vérifié
1 <sup>er</sup> Étage	8	0.3025	55×55	3.60	13.49	1864,40	Vérifié
2 <sup>ème</sup> Étage	7	0.3025	55×55	3.06	13.49	1591,86	Vérifié
3 <sup>ème</sup> Étage	6	0.3025	55×55	3.06	13.49	1330,78	Vérifié
4 <sup>ème</sup> Étage	5	0.250	50×50	3.06	14.84	1076,72	Vérifié
5 <sup>ème</sup> Étage	4	0.250	50×50	3.06	14.84	836,40	Vérifié
6 <sup>ème</sup> Étage	3	0.250	50×50	3.06	14.84	603,41	Vérifié
7 <sup>ème</sup> Étage	2	0.2025	45×45	3.06	16.49	372,75	Vérifié
8 <sup>ème</sup> Étage	1	0.2025	45×45	3.06	16.49	192,34	Vérifié

En utilisant les sollicitations issues des combinaisons mentionnées en haut (§.III.4), nous allons ferrailer le poteau « p » le plus sollicité au niveau du sous-sol (Fig.IV.21) en prenant en considération les efforts les plus défavorables déterminés à l'aide notre modélisation. Les autres poteaux de ce niveau seront ferrillés avec la même section.

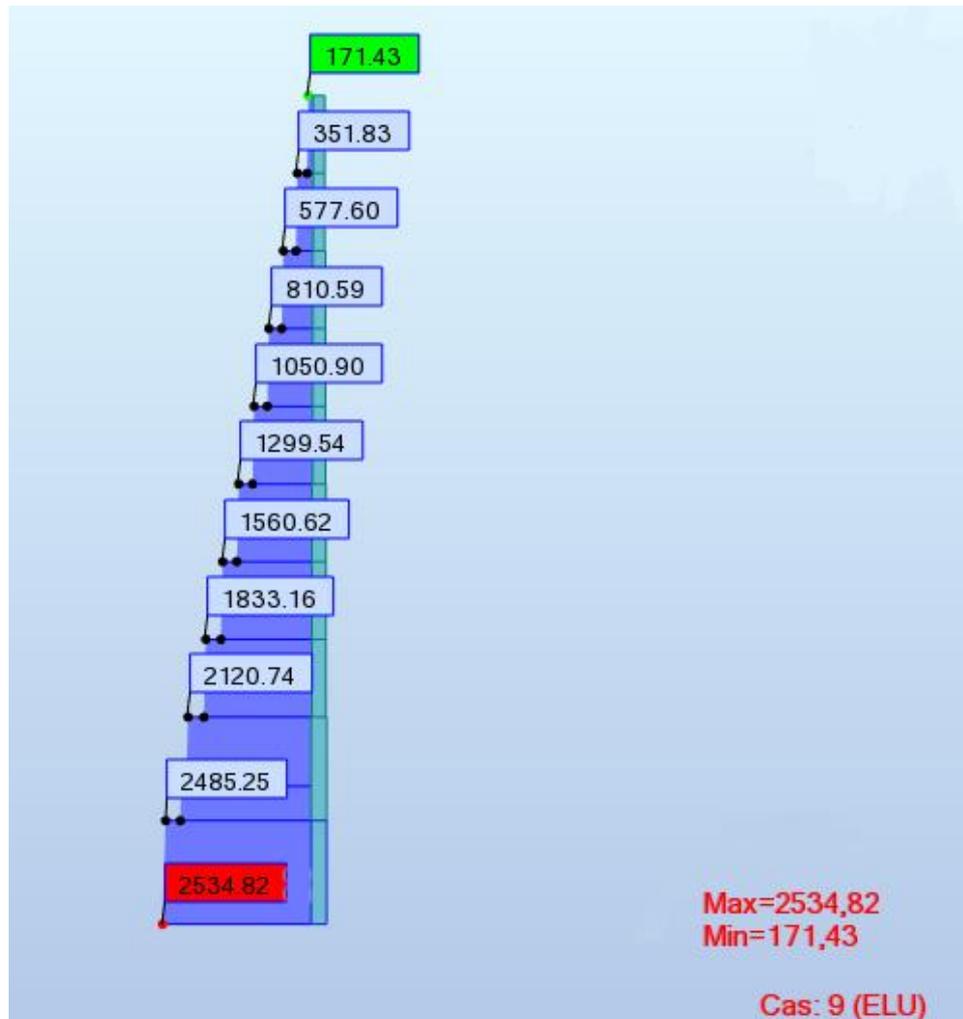


Figure IV.20 : Effort normal ultime repris par le poteau « p »

Les sollicitations reprises par « p » sont détaillées dans le tableau IV.26 suivant :

Tableau IV.26 : Les sollicitations de poteau « p »

		<b>M<sub>y</sub></b> <b>(kN.m)</b>	<b>M<sub>z</sub></b> <b>(kN.m)</b>	<b>N</b> <b>(kN)</b>	<b>V<sub>max</sub></b> <b>(kN)</b>
<b>ELU</b>		<b>136.22</b>	113.87	<b>2534.82</b>	138.23
<b>ELS</b>		100.87	84.97	1839.85	102.42
<b>ELA</b>	0.8G±E	207,70	161,41	1827.99	130.79
	G+Q±E	209,56	169,58	2159,73	148,30

**a) Armatures verticales**

Données :

$$\epsilon_{es} = 1.74\text{‰} ; \mu_1 = 0.392 ; \epsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \epsilon_b ; \epsilon_{sc} = \left(1 - \frac{d'}{\alpha \times d}\right) \epsilon_b$$

$$B = 0.60 \text{ m} \quad h = 0.60 \text{ m} ; \quad S = (60 \times 60) \text{ m}^2$$

$$d' = c = 0.025 \text{ cm} ; \quad d = h - c = 57.5 \text{ cm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_c 28}{\delta_b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

- **1<sup>er</sup> Cas : Combinaison fondamentale : ELU**▪ **Calcul de l'excentricité :**

Pour les moments nous avons choisi le moment max ( $M_y$ ), ce moment est supposé qui il est appliqué suivant les deux directions par rapport à y et à z :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{136.22}{2534.82} = 0,0537m = 5,37 \text{ cm.} \quad \text{Cette excentricité est très inférieure à } h/2$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 32.9 \text{ cm}$$

▪ **Moment fictif  $M_u$  et effort normal fictif :**

$$N_u = \gamma_n \times N \quad \text{tel que} \quad \gamma_n = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.044$$

$$M_u = \gamma_n \times (M + N \cdot e_a)$$

$$N_u = 2.6464 \text{ MN}$$

$$M_u = 1.044 \times (0.13622 + 2.53482 \times 0.329) = 1.013 \text{ MN.m}$$

▪ **Vérification des conditions :**

$$b = \gamma_n \times N(d - d') - M_u$$

$$b = 0.443$$

$$a = (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$a = 0.928$$

$$\text{Donc : } a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

▪ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\delta_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1.013}{14.17 \times 0.575^2 \times 0.60} = 0.36 < 0.392 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow A_{sc} = 0$$

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

$$\alpha = 0.589$$

$$\varepsilon_s = 2.44 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sc} = 3.24 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.4395$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{1.013}{0.4395 \times 348} - \frac{2.6464}{348} = -9.87 \text{ cm}^2$$

$A_s = -9.87 \text{ cm}^2 \leq 0 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$  pas besoin de la section d'armatures de calcul de ferrailage.

- **2<sup>ème</sup> Cas : Combinaison fondamentale : ELA (0.8G±E)**

Données :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

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

▪ **Calcul de l'excentricité :**

Pour les moments nous avons choisi le moment max ( $M_y$ ), ce moment est supposé qu'il est appliqué suivant les deux directions par rapport à y et à z :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{207,70}{1827,99} = 11.36 \text{ cm} \quad \text{Cette excentricité est très inférieure à } h/2$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 38.86 \text{ cm}$$

▪ **Moment fictif  $M_a$  et effort normal fictif  $N_a$  :**

$$N_a = \gamma_n \times N \quad \text{tel que} \quad \gamma_n = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.044$$

$$M_a = \gamma_n \times (M + N \cdot e_a)$$

$$N_a = 1,90914 \text{ MN}$$

$$M_a = 0,95886 \text{ MN.m}$$

▪ **Vérification des conditions :**

$$b = \gamma_n \times N(d - d') - Ma$$

$$b = 0.0912$$

$$a = (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$a = 1.21$$

$$\text{Donc : } a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

▪ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.95886}{18.48 \times 0.575^2 \times 0.60} = 0.262 < 0.392 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.387$$

$$\varepsilon_s = 5.55\%_0 \geq \varepsilon_{es} = 1.74\%_0 \rightarrow \sigma_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sc} = 3.11\%_0 \geq \varepsilon_{es} = 1.74\%_0 \rightarrow \sigma_{sc} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,486$$

$$A_s = \frac{Ma}{z \times \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{0.95886}{0.4496 \times 400} - \frac{1.90914}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

La section calculée est inférieure à :

$$A_{sminBAEL} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} = 3.6 \text{ cm}^2, \quad 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.17 \text{ cm}^2 \right\} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Et aussi cette dernière reste inférieure à la section minimale définie par le RPA en zone II<sub>a</sub>

$$A_{smin-RPA} = 0.008 \times b \times h$$

$$A_s = 4.17 \text{ cm}^2 \leq A_{sminRPA} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

D'où on adopte la section minimale du RPA = **8HA20+4HA16= 33.18 cm<sup>2</sup>**.

**Remarque**

Dans les combinaisons d'actions en suivant le calcul théorique par la flexion composée, la section des armatures longitudinales est soit nulle ou très faible. On peut l'expliquer par le fait que la sollicitation dominante exercée sur les poteaux est la compression simple et aussi à cause de l'augmentation des sections des poteaux afin de vérifier la condition sur l'effort normal réduit.

Dans ce qui suit, on s'intéresse au calcul du ferrailage du poteau « p » aux autres niveaux en utilisant d'une part le logiciel Robot (Fig.IV.22) et d'autre part la section minimale exigée par le RPA99/2003.

Barre	Ferrailage théorique suivant b [cm2]	Ferrailage théorique suivant h [cm2]	Ferrailage réel suivant b [cm2]	Ferrailage réel suivant h [cm2]	Effort dimensionnant N [kN]
21	2,90	2,90	3,02	3,02	1776,33
22	2,90	2,90	3,02	3,02	1841,76
23	2,90	2,90	3,02	3,02	1987,99
24	2,90	2,90	3,02	3,02	1025,42
25	2,90	2,90	3,02	3,02	120,91
26	2,90	2,90	3,02	3,02	313,69
27	2,90	2,90	3,02	3,02	1635,24
28	2,90	2,90	3,02	3,02	2534,82
29	2,90	2,90	3,02	3,02	2000,56
30	2,90	2,90	3,02	3,02	808,49
31	2,90	2,90	3,02	3,02	94,62
32	2,90	2,90	3,02	3,02	310,19
33	2,90	2,90	3,02	3,02	1855,51
34	2,90	2,90	3,02	3,02	2105,02
35	2,90	2,90	3,02	3,02	2037,13
36	2,90	2,90	3,02	3,02	1214,56
37	2,90	2,90	3,02	3,02	48,70
38	2,90	2,90	3,02	3,02	127,22
39	2,90	2,90	3,02	3,02	850,87
40	2,90	2,90	3,02	3,02	869,13
41	2,90	2,90	3,02	3,02	868,48
42	2,90	2,90	3,02	3,02	894,53
68	2,90	2,90	3,02	3,02	2246,89
104	2,62	2,62	3,02	3,02	1864,40
140	2,62	2,62	3,02	3,02	1591,86
175	2,62	2,62	3,02	3,02	1330,78
212	2,35	2,35	2,51	2,51	1076,72
248	2,35	2,35	2,51	2,51	836,40
296	2,35	2,35	2,51	2,51	603,41
336	2,08	2,08	2,51	2,51	372,75
372	2,08	2,08	2,51	2,51	192,34

Figure IV.21 : Sections d'armatures du poteau « p »

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.27 : Ferrailage de « p » sur tous les niveaux

Niveaux	Section brute (cm <sup>2</sup> )	A min RPA (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinal adopté		
			Section Robot (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	(60 × 60)	28.80	6.04	8HA20+4HA16	33.18
RDC	(60 × 60)	28.80	6.04	8HA20+4HA16	33.18
1	(55 × 55)	24.20	6.04	4HA20+8HA16	28.656
2	(55 × 55)	24.20	6.04	4HA20+8HA16	28.656
3	(55 × 55)	24.20	6.04	4HA20+8HA16	28.656
4	(50 × 50)	20.00	5.02	4HA16+8HA14	20.356
5	(50 × 50)	20.00	5.02	4HA16+8HA14	20.356
6	(50 × 50)	20.00	5.02	4HA16+8HA14	20.356
7	(45 × 45)	16.20	5.02	8HA14+4HA12	16.836
8	(45 × 45)	16.20	5.02	8HA14+4HA12	16.836

**Vérification au cisaillement :**

$$V_{max} = 148,30 \text{ kN}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{148.30 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.575} = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

Où  $\rho_d$  est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire, dans notre cas l'élanement géométrique est :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_{g1} = \frac{0.7 \times 306}{55} = 3.89$$

$$\lambda_{g2} = \frac{0.7 \times 408}{60} = 4.76$$

$$\text{D'où } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Calcul de ferrailage transversal :**

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

$$\phi_t \leq \min (h/35, b/10, \phi_{Lmin})$$

Avec :

$\phi_{Lmin}$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\phi_t \leq \min (60/35, 60/10, 1.2) = 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

L'espaceur t :

$t \leq \min (10\phi, 15 \text{ cm})$  en zone nodale (zone IIa).

$t' \leq 15\phi$  en zone courante. (Zone IIa).

$$t \leq \min (10\phi_t, 15 \text{ cm})$$

$$t = 8 \text{ cm}$$

$$t' \leq \min (15\phi_t)$$

$$t' = 15 \text{ cm}$$

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h$  : hauteur total de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale égale à 400

$\rho$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho = 2.5$  si l'élancement géométrique  $\lambda g \geq 5$

$\rho = 3.75$  si l'élancement géométrique  $\lambda g < 5$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_{u\_nod}}{h \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \cdot Vu \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 0.14830 \times 8}{60 \times 400} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$3 < \lambda g < 5$  alors par interpolation  $\frac{A_{t,RPA}}{t \cdot b} = 0.5775\%$

$$A_{t,RPA} = \frac{0.5775 \times 8 \times 60}{100} = 2.77 \text{ cm}^2 \geq A_t \text{ donc on adopte } A'_t = 4\phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{408}{6}, 60, 60, 60 \right) \text{ cm} = 68 \text{ cm}$$

$h' = 68 \text{ cm}$  pour tous les étages.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone IIa)

$\phi = 2.0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2.0 \times 40 = 80 \text{ cm}$ , alors on adopte:  $L_r = 80 \text{ cm}$ .

$\emptyset = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm}$ , alors on adopte:  $L_r = 65 \text{ cm}$ .

$\emptyset = 1.4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$ , alors on adopte:  $L_r = 60 \text{ cm}$ .

$\emptyset = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte:  $L_r = 50 \text{ cm}$ .

### Remarque

Selon le RPA le cours des cadres transversaux dans la zone nodale est en 2U superposés la figure 7.5 du RPA99/2003, cette disposition est définie pour faciliter la mise en place du ferrailage sur le chantier, mais d'après les explications des ingénieurs sur le chantier, les ouvriers sont expérimentés suffisamment pour la mise en place des cadres comme dans la zone courante car ces derniers sont plus résistants que les cadres en 2U.

La figure IV.23 schématise le ferrailage du poteau « p » au niveau sous-sol :

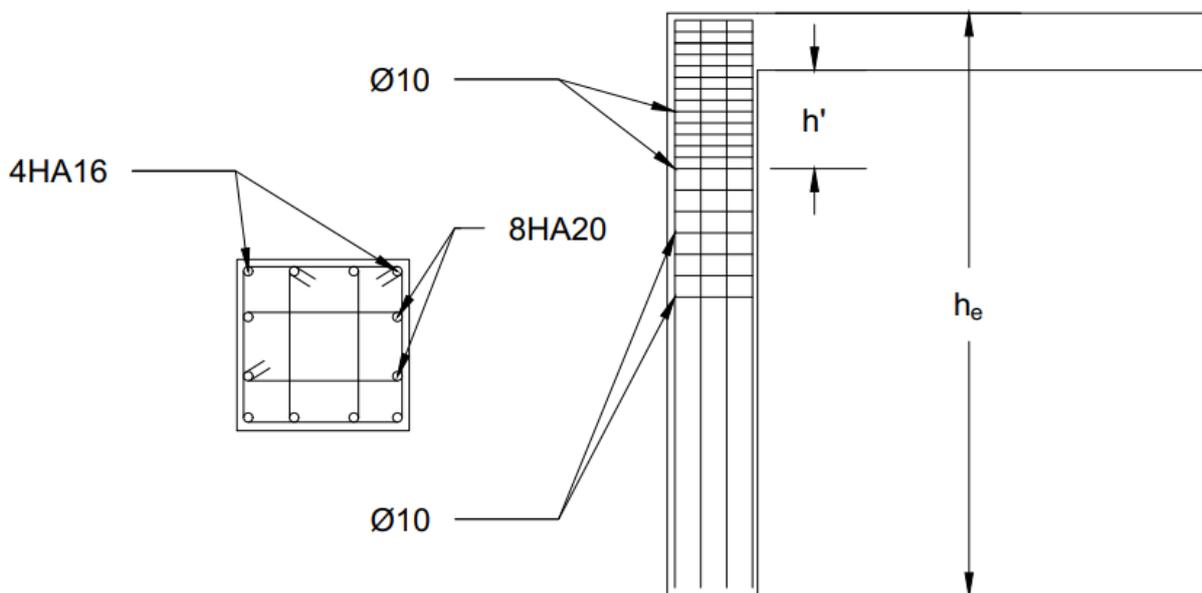


Figure IV.22 : Schémas de ferrailage du poteau « p »

### IV.7.1.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales  $\rightarrow$  P.P ( $30 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires  $\rightarrow$  P.S ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$ .

D'après l'article (§.7.4.2) [8] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Longueur de Recouvrement  $40\phi$  en zone II<sub>a</sub>.

#### IV.7.1.3.1 Ferrailage des poutres principales

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.28 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales

Type de plancher	ELU		ELS		ELA	
	Appui (kN.m)	Travée (kN.m)	Appui (kN.m)	Travée (kN.m)	Appui (kN.m)	Travée (kN.m)
Etage commercial	-109.22	51.46	-78.03	36.64	-116.17	58.09
Etage courant	-93.77	44.54	-67.86	32.32	-176.21	88.105
Terrasse	-92.3	45.18	-67.33	32.98	-70.97	35.46

#### - Exemple de calcul

On va prendre comme un exemple de calcul la poutre principale de l'étage commercial, et les autres poutres sont calculées à l'aide du logiciel Robot.

#### a. Calcul des armatures longitudinales

$$h = 0.40 \text{ m} ; b = 0.30 \text{ m} ; d = 0.375 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

#### ❖ ELU

#### - En travée

$$M_u^t = 51.46 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{51.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375^2 \times 14,17} = 0,0861 \leq 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1127$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,3581 \text{ m}$$

$$A_u^t = \frac{51.46 \times 10^{-3}}{0,93 \times 40 \times 348} = 4.13 \text{ cm}^2$$

#### - En appuis

$$M_u^a = -109.22 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{109.22 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375^2 \times 14,17} = 0.183 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,2542$$

$$z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,3369 \text{ m}$$

$$A_u^a = \frac{122,71 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 348} = 9,32 \text{ cm}^2$$

### ❖ ELA

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

#### - En travée

$$M_a^t = 58,09 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{58,09 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 18,48} = 0,0745 \leq 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0969$$

$$z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,3605 \text{ m}$$

$$A_a^t = \frac{58,09 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 400} = 4,03 \text{ cm}^2$$

#### - En appuis

$$M_a^a = -109,22 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{116,17 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 18,48} = 0,149 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,203$$

$$z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,3446 \text{ m}$$

$$A_a^a = \frac{116,17 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 400} = 8,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-\text{min-RPA}} = 0,5\% \mathbf{b.h} = 6 \text{ cm}^2$$

### Récapitulatif :

#### - En travée :

$$A^t = \max \{A_u^t = 4,13 \text{ cm}^2, A_a^t = 4,03 \text{ cm}^2\} = 4,13 \text{ cm}^2 \leq A_{s-\text{min-RPA}} = 6 \text{ cm}^2$$

#### - En appui :

$$A^a = \max \{A_u^a = 9,32 \text{ cm}^2, A_a^a = 8,43 \text{ cm}^2\} = 9,32 \text{ cm}^2 \geq A_{s-\text{min-RPA}} = 6 \text{ cm}^2$$

D'où le choix ferrailage de la poutre principale est :

$$\text{En travée : } 3HA16 = 6.033 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } 3HA16 + 3HA14 = 10.65 \text{ cm}^2 \geq 9.32 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.3 \times 0.375 = 1.45 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $8.01 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée
- **En appui :**  $10.65 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

### ❖ ELS

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition sur appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Remarque : cette vérification est suffisante mais pas nécessaire (si elle est vérifiée alors  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ , si non en passe à la vérification de cette dernière).

- **En travée**

$$M_u = 51.46 \text{ kN.m} ; \quad M_s = 36.64 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{51.46}{36.64} = 1.4$$

$$\rightarrow \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0,1127 < 0.29 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appui**

$$M_u = -109.22 \text{ kN.m} ; \quad M_s = -78.03 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{109.22}{78.03} = 1.4$$

$$\rightarrow \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0,2542 < 0.445 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Donc notre choix de ferrailage est correct :

$$\text{En travée : } \mathbf{3HA16} = 6.033 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } \mathbf{3HA16} + \mathbf{3HA14} = 10.65 \text{ cm}^2 \geq 9.32 \text{ cm}^2$$

### - Vérification au cisaillement

$V_{max} = 155.85 \text{ kN}$  (L'effort tranchant max dans toutes les poutres du bâtiment).

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{155.85 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375} = 1.385 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

### b. Calcul des armatures transversales

- L'espacement des armatures transversales

D'après l'article (§.7.4.2) [8]

$S < \min(h/4, 10\phi_{lmin}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$  pour la zone nodale

$S < h/2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$  pour la zone courante

Donc on prend :

$$\begin{cases} S = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale} \\ S = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante} \end{cases}$$

- Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{L-min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, \phi_{L-min}\right)$$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$

La figure IV.24 schématise le ferrailage de cette poutre

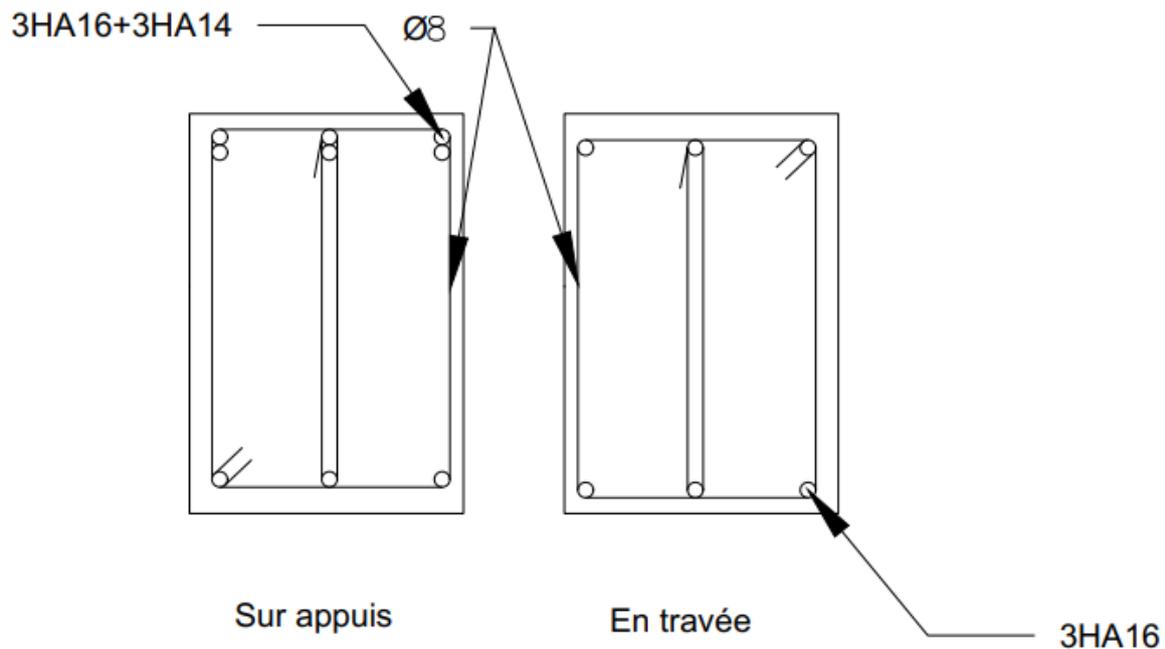


Figure IV.23 : Ferrailage des poutres principales (étage commerce)

### Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement pour les poutres est de  $40\phi$  (zone II<sub>a</sub>), elle est similaire à celle des poteaux.

Après divers calculs à l'aide du logiciel « Expert BA » et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.29 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Type de plancher	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
		Travée			Appui			$\phi$ (mm)	St-nod (cm)	St-cou (cm)
		$A_{ExpertBA}$ ( $cm^2$ )	A choisie	A adoptée ( $cm^2$ )	$A_{ExpertBA}$ ( $cm^2$ )	A choisie	A adoptée ( $cm^2$ )			
Etage commerce	6.00	4.13	3HA16	6.033	9.32	3HA16 + 3HA14	10.7	8	10	15
Etages courant	6.00	6.2	3HA14+ 3HA12	8.01	13.5	6HA14 + 3HA14	13.9	8	10	15
Terrasse	6.00	3.6	3HA16	6.033	7.7	3HA14 + 3HA12	8.01	8	10	15

#### IV.7.1.3.2 Ferrailage des poutres secondaires

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.30 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires

Type de plancher	ELU		ELS		ELA	
	Appui ( $kN.m$ )	Travée ( $kN.m$ )	Appui ( $kN.m$ )	Travée ( $kN.m$ )	Appui ( $kN.m$ )	Travée ( $kN.m$ )
Etage commercial	-62.4	31.2	-45.44	22.72	-56.78	28.39
Etage courant	-38.5	17.8	-28.45	13.19	-99.95	50
Terrasse	-39.45	19.72	-28.33	14.28	-46.23	23.13

Après divers calculs à l'aide du logiciel « Expert BA » et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.31 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Type de plancher	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
		Travée			Appui			$\phi$ ( $mm$ )	St-nod cm	St-cou cm
		$A_{ExpertBA}$ ( $cm^2$ )	$A_{choisie}$	$A$ adoptée ( $cm^2$ )	$A_{ExpertBA}$ ( $cm^2$ )	$A_{choisie}$	$A$ adoptée ( $cm^2$ )			
Etage commercial	5.25	2.9	<b>3HA16</b>	6.033	6.0	<b>3HA16</b>	6.03	8	10	15
Etage courant	5.25	4.0	<b>3HA16</b>	6.033	8.5	<b>6HA14</b>	9.23	8	10	15
Terrasse	5.25	1.8	<b>3HA16</b>	6.033	3.7	<b>3HA16</b>	6.03	8	10	15

#### IV.7.1.4 Zone nodale

Afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25. (Fig.IV.25)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. (§.7.6) [8]

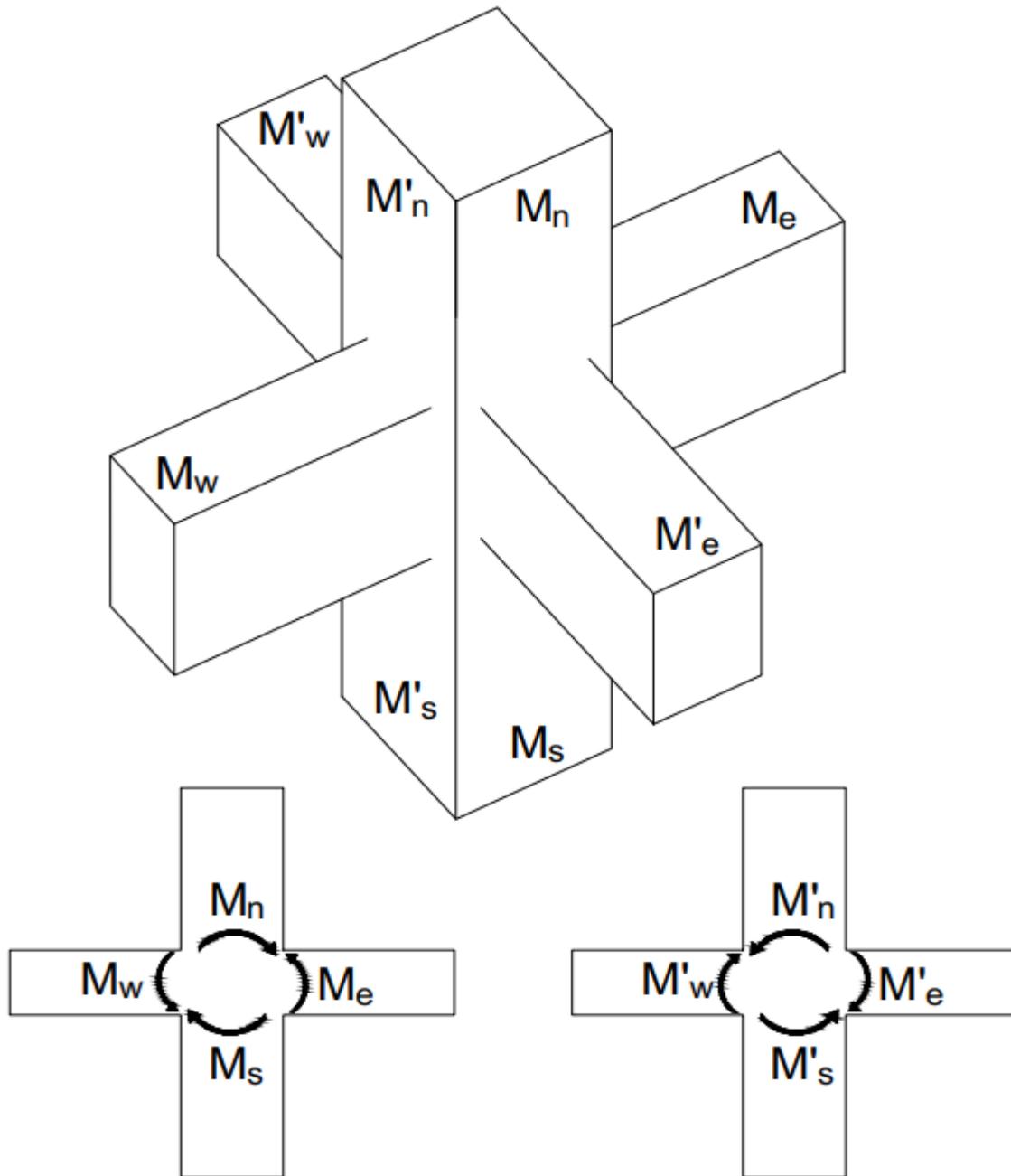


Figure IV.24 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Le moment résistant «  $M_R$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = d \cdot A_s \cdot \sigma_s$$

Avec :

$A_s$  : section d'armatures longitudinales

$$d = 0.9 h ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Le RPA exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|) \text{ et } |M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_e| + |M'_w|)$$

Pour les moments des poutres  $M_e$ ,  $M_w$ ,  $M'_e$ ,  $M'_w$  nous avons choisi le moment résistant le plus grand  $M_e = M_w = M'_e = M'_w = M_{R-\max} = 174.14$  kN.m, contrairement au moment des poteaux  $M_n$ ,  $M_s$ ,  $M'_n$ ,  $M'_s$  ils sont calculés pour chaque niveau.

Le tableau suivant montre le détail de calcul de la vérification des nœuds exigée par le RPA.

Tableau IV.32 : Vérification de la zone nodale

Niveau	$M_N$ (kN.m)	$M_S$ (kN.m)	$M_N+M_S$	$M_W$ (kN.m)	$M_E$ (kN.m)	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Observation
Sous-sol	623,52	623,52	<b>1247,04</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
RDC	623,52	493,63	<b>1117,15</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage1	493,63	493,63	<b>987,26</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage2	493,63	493,63	<b>987,26</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage3	493,63	318,77	<b>812,40</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage4	318,77	318,77	<b>637,55</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage5	318,77	318,77	<b>637,55</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage6	318,77	237,29	<b>556,06</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Vérifiée
Etage7	237,29	237,29	<b>474,57</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Facultative
Etage8	237,29	0	<b>237,29</b>	174,14	174,14	<b>435,348</b>	Facultative

## IV.7.2 Partie infrastructure

### IV.7.2.1 Voile périphérique (mur de soutènement)

#### IV.7.2.1.1 Introduction

Selon le RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $40\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

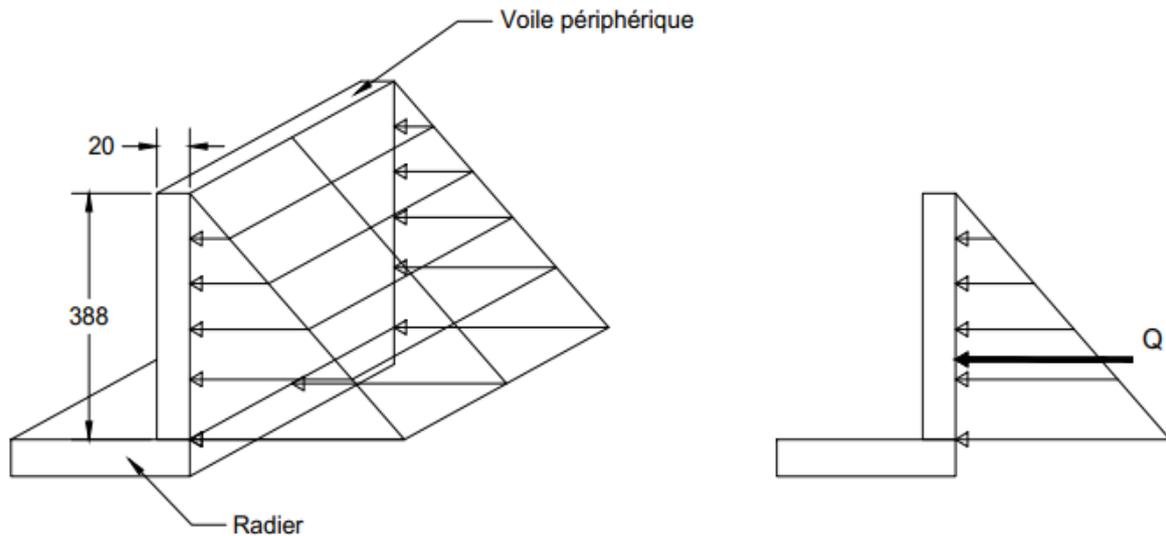


Figure IV.25 : Les charges sur les voiles périphérique

#### IV.7.2.1.2 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).  $L_x=3.88$  m ;  $L_y=4.1$  m ;  $e=20$  cm. La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = \gamma \cdot h \cdot K_a \quad ; \quad K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,48$$

Avec :

$$\gamma : \text{poids volumique des terres } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$K_a$  : coefficient de poussée

$h$  : hauteur du mur voile ( $h = 3,88\text{m}$ )

$\phi$  : angle de frottement ( $\phi = 20,56^\circ$ )

$$Q = 0,48 \times 17 \times 3,88 = 31,66 \text{ kN/m}^2$$

##### a. Calcul de sollicitation :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{388}{410} = 0,95 > 0,4 \quad (\text{La dalle travaille dans les 2 sens}).$$

$$\rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{cases}$$

##### ❖ E.L.U

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 1,35 Q = 42,74 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} M_x = 0,041 \times 42,74 \times 3,88^2 = 26,38 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,887 \times 26,38 = 23,4 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 26,38 = 22,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 23,4 = 19,89 \text{ kN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5.M_x = 0,5 \times 26,38 = 13,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 0,5 \times 23,4 = 11,7 \text{ kN.m}$$

❖ **E.L.S**

$$q_u = Q = 31,67 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,041 \times 31,67 \times 3,88^2 = 19,54 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,887 \times 26,38 = 17,33 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 26,38 = 16,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 23,4 = 14,73 \text{ kN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5.M_x = 0,5 \times 26,38 = 9,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 0,5 \times 23,4 = 8,67 \text{ kN.m}$$

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} .$$

Tableau IV.33 : Calcul du ferrailage du voile périphérique avec logiciel « Expert BA »

	Position	$M_u$ (kN.m)	$M_s$ (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	Ast adopté (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Sens X	Travée	22.42	16.61	6.1	2	6HA12	6.786	18
	Appuis	13.19	9.77	3.5	2	6HA10	4.71	18
Sens Y	Travée	19.89	14.73	5.4	2	5HA12	5.655	22
	Appuis	11.7	8.67	3.1	2	5HA10	3.925	22

### b. Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} 100 \times 18 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$3.925 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**c. Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par Robot Autodesk :

$V_{\max} = 33.07 \text{ kN}$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{33.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.22 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  condition vérifiée

**d. Vérification à ELS**

$q_{\text{ser}} = p + q = 24.62 \text{ kN/ml}$

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Tableau IV.34 : vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS

		$M_s$	$M_u$	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travées	16.61	22.42	1.35	0.091	0.425	Vérifié
	Appuis	9.77	13.19	1.42	0.053	0.46	Vérifié
Sens YY	Travées	14.73	19.89	1.35	0.081	0.325	Vérifié
	Appuis	8.67	11.7	1.35	0.047	0.325	Vérifié

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

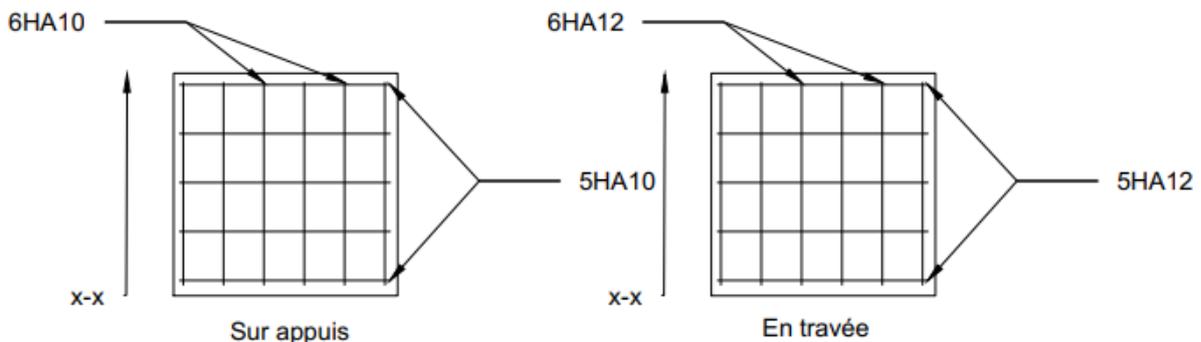


Figure IV.26 : Ferrailage des voiles périphériques

### IV.7.2.2 Fondation superficielle

#### IV.7.2.2.1 Semelles isolées

##### ❖ Calcul des dimensions des semelles isolées

La charge ultime au pied de la semelle (compris le poids du poteau) est de  $N_u = 2534.82$  kN.

En considérant les semelles homothétiques autour des poteaux, la surface d'une semelle carrée est donnée par la relation :  $S_{\text{semelle}} = [N_u / \sigma_{\text{sol}}] = (2.53482 / 0,180) = 14.08 \text{ m}^2$  soit des semelles de  $(3.8 \times 3.8) \text{ m}^2$  (surface réelle :  $14.44 \text{ m}^2$ )

##### ❖ Surface totale occupée par les semelles

Les semelles isolées étant présentes sous chacun des 42 poteaux, la surface totale donc occupée par les semelles est de  $42 \times 16 = 607 \text{ m}^2 > 50\%$  de la surface du bâtiment ( $483.06 \text{ m}^2$ )

##### ❖ Pour conclure

Au vu de ces résultats ci-haut, il y'a impossibilité de réaliser des semelles pour le bâtiment c'est pour ça on opte pour un radier général.

#### IV.7.2.2.2 Prédimensionnement du radier

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

##### ❖ Hauteur du radier

Le prédimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité

Sous réserves des deux autres conditions :

- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement
  - **Hauteur de nervure**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = 41 \text{ cm}$$

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$\frac{410}{8} \leq h_r \leq \frac{410}{5}$$

$$51.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 82 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ et on a } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K_z \cdot b}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot K_z}{E} \left( \frac{2 \cdot L_{\text{max}}}{\pi} \right)^4}$$

Avec :

$h_r$  : Hauteur totale (nervure + radier)

$h_n$  : hauteur de la nervure

$h_d$  : Hauteur de dalle radier

$L_e$  : Longueur élastique

$L_{max}$  : Longueur maximal entre axes des poteaux parallèlement aux nervures

$E$  : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée  
( $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ )

$b$  : Largeur de la nervure du radier (largeur de poteau = 30 cm)

$I$  : Inertie du la section du radier ( $I = b \cdot h_r^3 / 12$ )

$K_z$  : Coefficient de réaction de sol, rapporté à l'unité de surface (d'après rapport de sol on prend  $K_z = 40 \text{ MN/m}^3$ ).

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3.21 \times 10^4} \left( \frac{2 \times 4.10}{\pi} \right)^4} = 0.56 \text{ m}$$

#### - Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{407}{20} = 20.5 \text{ cm}$$

A partir des conditions précédentes on prend (Fig.IV.28)

- Hauteur de la dalle  $h_d = 40 \text{ cm}$
- Dimensions de la nervure (60 x 80)

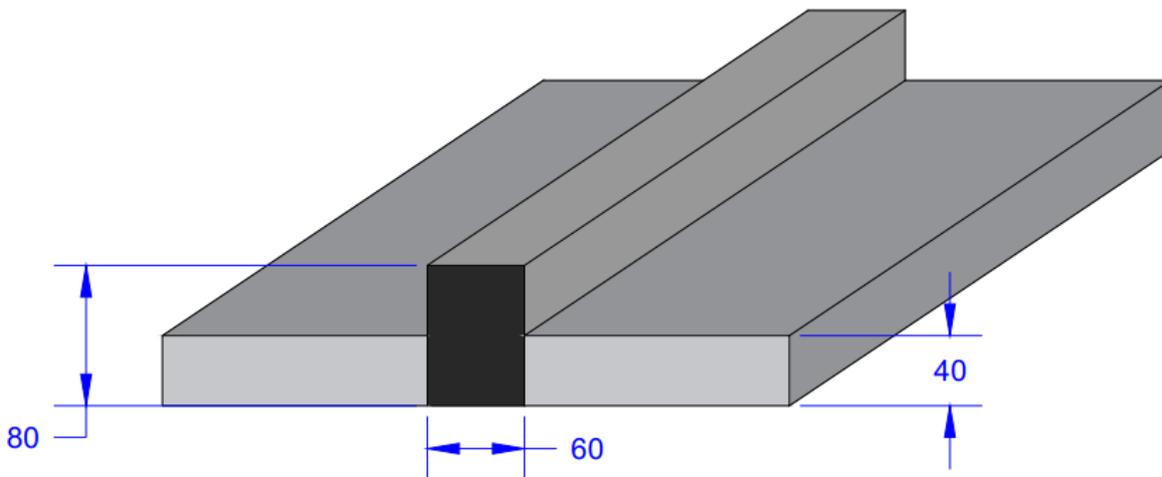


Figure IV.27 : Radier général

#### IV.7.2.2.3 Les vérifications nécessaires du radier :

##### a. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$

- **1<sup>ère</sup> vérification**

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\sigma_{sol,ser} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{sol,ser}$  : réaction totale de la structure à l'ELS.

Les valeurs de la réaction d'après notre modélisation sont (Fig.IV.29/IV.30) :

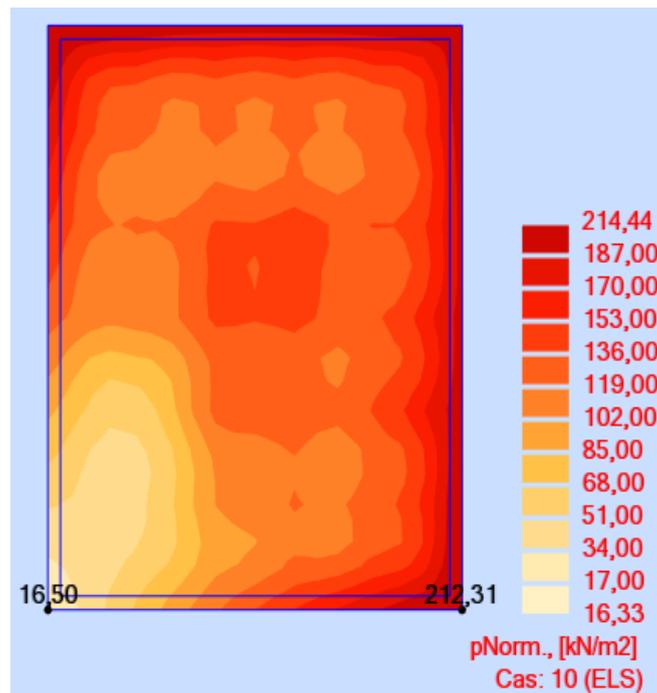


Figure IV.28 : Réaction de sol à ELS

$$\sigma_{sol,ser} = 212.31 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{sol,ser} = 212.31 \text{ kN/m}^2 > \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Pour corriger cela : on ajoute un débordement du radier.

- **Calcul du débordement « D »**

$$D \geq \text{Max} \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 1 \text{ m}$ .

$$\sigma_{sol,ser} = 163.04 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{sol,ser} = 163.04 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La prochaine condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\sigma_{sol,ult} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{sol,ult}$  : réaction totale de la structure à l'ELU.

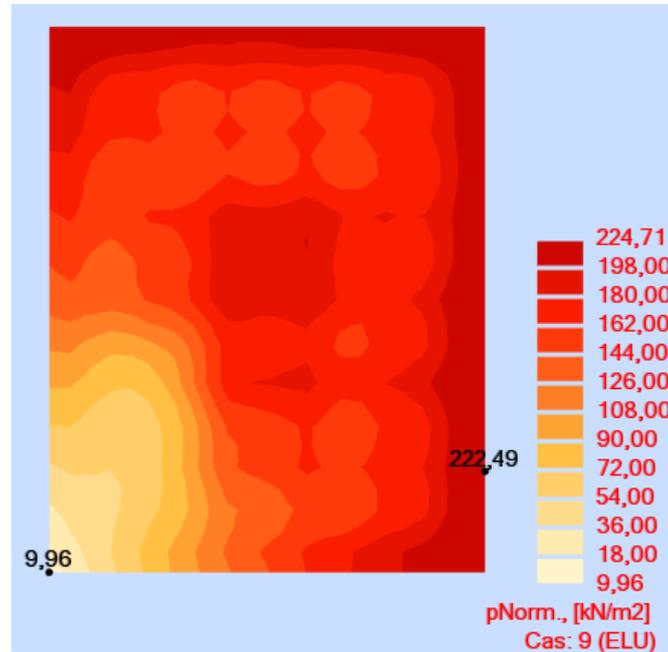


Figure IV.29 : Réaction de sol à ELU

$$\sigma_{sol,ult} = 222.49 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{sol,ult} = 222.49 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_{sol} = 270 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### - 2<sup>ème</sup> vérification

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{P_z}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$P_z$  : réaction totale de la structure à l'ELS

$S$  : surface totale de la structure

En utilisant le programme « Robot Autodesk », on obtient :  $P_z = 65193.64 \text{ kN}$

$$\frac{65193.64}{575.66} = 113.25 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### - 3<sup>ème</sup> vérification

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis au déplacement maximal suivant l'axe « Z ».

La condition exige que :  $Z_{max} \times K_z \leq \sigma_{sol}$

Avec :

- $Z_{max}$  : déplacement maximale « Uz » à L'ELS obtenu par Robot Autodesk

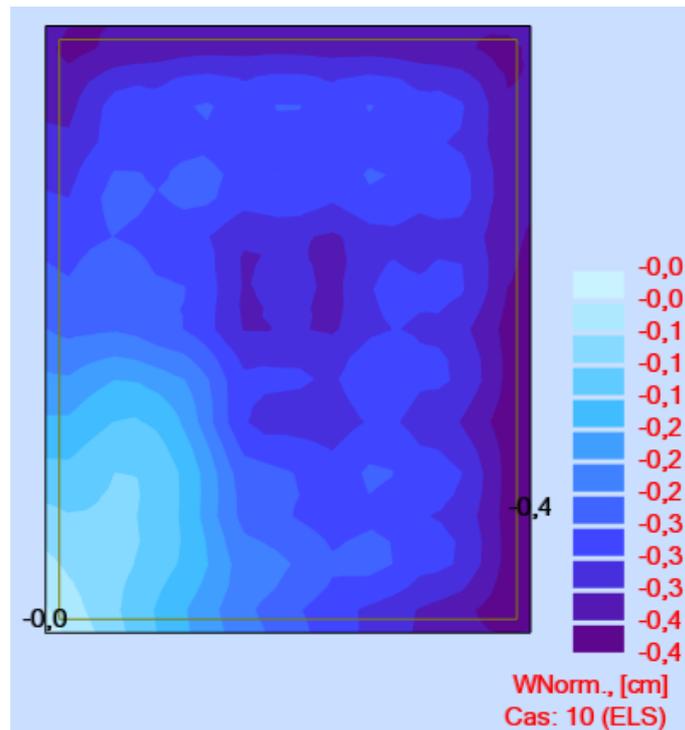


Figure IV.30 : Déplacement maximal  $Z_{max}$  de la structure

$$\rightarrow Z_{max} = 0.004 \text{ m}$$

$$0.004 \times 4.10^4 = 160 \text{ kN/m}^2 \leq 180 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b. Vérification au poinçonnement

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité (kN).

On a :  $N_u = 2534.82 \text{ kN}$ .

$Q_u$  : Charge de calcul du poteau (kN)

$\mu_x$  : périmètre d'impact de la charge (m) :  $\mu_x = 2 [(a + b) + h]$

a, b : dimension du poteau (m).

h : épaisseur du radier.

$$\mu_x = 2 [(0.6 + 0.6) + 0.8] = 4 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times 4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 2.4 \text{ MN}$$

$$N_u = 2.535 \text{ MN} \geq Q_u = 2.4 \text{ MN} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Il faut augmenter la hauteur de radier on prend  $h_r = 1 \text{ m}$

$$\mu_x = 4.4 \text{ m}$$

$$Q_u = 3.3 \text{ MN} \geq N_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**IV.7.2.3 Calcul le Ferrailage :****IV.7.2.3.1 Ferrailage de la dalle de radier :**

Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

Tableau IV.35 : récapitulatif des moments exercés sur le radier.

	ELU		ELS	
	<b>M<sub>appuis</sub></b> <b>(kN. m)</b>	<b>M<sub>travées</sub></b> <b>(kN. m)</b>	<b>M<sub>appuis</sub></b> <b>(kN. m)</b>	<b>M<sub>travées</sub></b> <b>(kN. m)</b>
<b>Sens (x-x)</b>	- 136.80	84.32	- 99.84	61.62
<b>Sens (y-y)</b>	- 124.84	77.63	- 91.30	56.80

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant(y-y)

On a:  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0,40 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 (h) = 0,36 \text{ m}$ .

**❖ Sens x-x****▪ En travées**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{84.32 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,36)^2 \times 1} = 0,046 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0589$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,351 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{84.32 \times 10^{-3}}{0,351 \times 348} = 6.9 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} : 7\text{HA}12 = 7.917 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**▪ En appuis**

$$\mu = \frac{136.8 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,36)^2 \times 1} = 0,0745 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,097$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,346 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{136.8 \times 10^{-3}}{0,346 \times 348} = 11.36 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} : 5\text{HA}16 + 21\text{HA}2 = 12.317 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.225 = 2.71 \text{ cm}^2$$

**En travées :**  $7.917 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**Sur appuis :**  $12.317 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ **En travée**

$$M_u = 84.32 \text{ kN.m} ; \quad M_s = 61.62 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.0589$$

$$\gamma = \frac{84.32}{61.62} = 1.368$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.434 \geq 1.368 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sur appuis**

$$M_u = -136.80 \text{ kN.m} ; \quad M_s = -99.84 \text{ kN.m} ; \quad \alpha = 0.097$$

$$\gamma = \frac{136.8}{99.84} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 \geq 0.097 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

❖ **Sens y-y**▪ **En travées**

$$\mu = \frac{77.63 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,36)^2 \times 1} = 0,042 < 0,187$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,352 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{77.63 \times 10^{-3}}{0,352 \times 348} = 6.34 \text{ cm}^2$$

On adopte  **$A_{st} : 7HA12 = 7.91 \text{ cm}^2/ml$**

- **Sur appuis**

$$\mu = \frac{124.84 \times 10^{-3}}{14.17 \times (0.36)^2 \times 1} = 0,068 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.347 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{124.84 \times 10^{-3}}{0.347 \times 348} = 10.34 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} : 7HA14 = 10.773 \text{ cm}^2/ml$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

**En travées :**  $7.91 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**En appuis :**  $10.773 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée**

$$\frac{1.367 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434 \geq 0.054 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$\frac{1.367 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434 \geq 0.088 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement**

D'après les résultats obtenus par « Robot Autodesk » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Avec : } V_{u \max} = 13.52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{13.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.038 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc on a :

Tableau IV.36 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Travée			Appui		
	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens (x-x)	6.9	7HA12	7.917	11.36	5 HA16+2 HA 12	12.317
Sens (y-y)	6.34	7 HA12	7.917	10.34	7 HA14	10.773

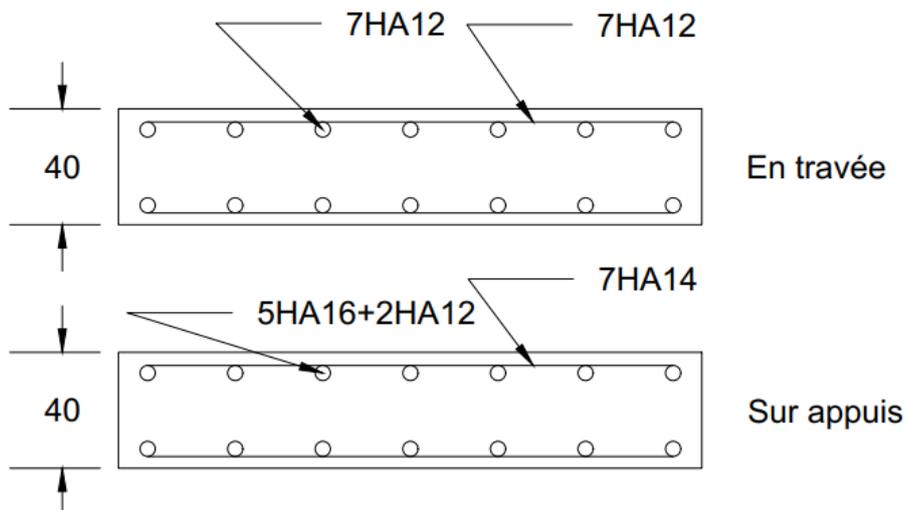


Figure IV.31 : Ferrailage de la dalle du radier

**IV.7.2.3.2 Ferrailage des nervures**

A partir du logiciel Robot Autodesk, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.37 : Récapitulatif des moments pour les nervures

ELU		ELS	
M <sub>appuis</sub> (kN.m)	M <sub>travées</sub> (kN.m)	M <sub>appuis</sub> (kN.m)	M <sub>travées</sub> (kN.m)
772.24	430.08	564.60	314.11

**a. Ferrailage longitudinal :**

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (0.6 x 1.0) m<sup>2</sup> à l'aide de logiciel « Expert BA ».

Tableau IV.38 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

Travée			Appui		
A <sub>Expert</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Expert</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisie	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
18.0	2x6HA14	18.468	33.2	2x6HA16+6HA14	33.366

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.6 \times 0.9 = 6.5205 \text{ cm}^2$$

**En travées** :  $18.468 \text{ cm}^2 > 6.5205 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**Sur appuis** :  $33.366 \text{ cm}^2 > 6.5205 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

#### - Vérification à l'ELS

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

##### ▪ En travée

$$M_u = 430.08 \text{ kN.m} ; \quad M_s = 314.11 \text{ kN.m} ; \quad \alpha = 0.081$$

$$\gamma = \frac{430.08}{314.11} = 1.37$$

$$\frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \geq 0.081 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

##### ▪ Sur appuis

$$M_u = 772.24 \text{ kN.m} ; \quad M_s = 564.60 \text{ kN.m} ; \quad \alpha = 0.149$$

$$\gamma = \frac{772.24}{564.60} = 1.38$$

$$\frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \geq 0.149 \quad \text{condition vérifier}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

#### - Vérification au cisaillement

D'après les résultats obtenus par « Robot Autodesk » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\text{Avec : } V_{u \max} = 474.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{474.72 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.9} = 0.879 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### b. Calcul des armatures transversales

#### • Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{Lmin} ; \frac{b}{10}\right) \text{ selon le CBA93}$$

$\phi_{Lmin} = 1,6 \text{ cm}$  (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{100}{35}; 1.6; \frac{60}{10}\right) = 1.6 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales**

D'après le RPA 99 :

$$S < \min(h/4, 12 \varnothing_{\min}, 30 \text{ cm}) = 14.4 \text{ cm (pour la zone nodale).}$$

$$S < h/2 = 50 \text{ cm (pour la zone courante).}$$

Donc on prend :

$$S = 10 \text{ cm (pour la zone nodale)}$$

$$S = 15 \text{ cm (pour la zone courantes)}$$

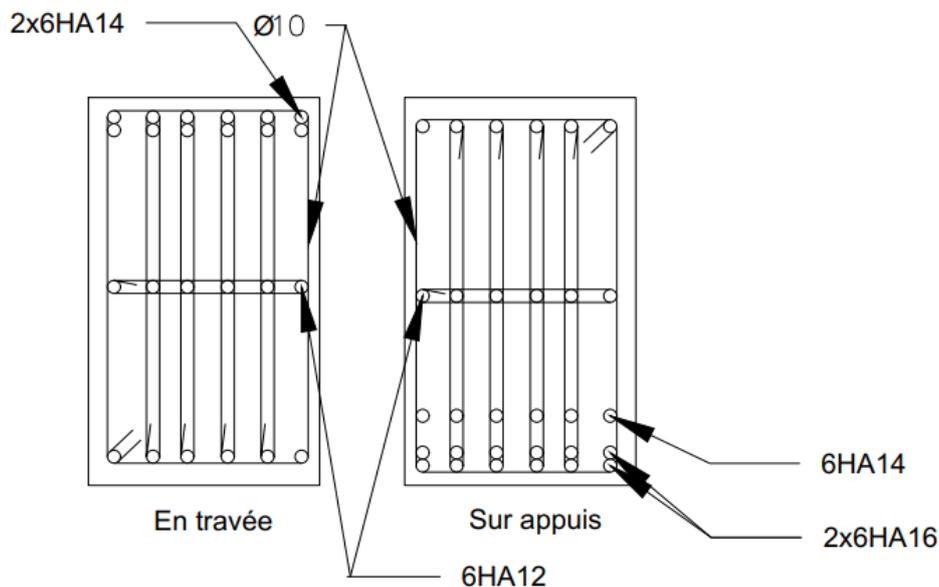


Figure IV.32 : Ferrailage des nervures

## IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé l'étude du bâtiment à 10 niveaux en respectant la réglementation en vigueur en Algérie (RPA99/2003, CBA93, BAEL91/99, et DTR BC 2.2). Et, à l'aide de la modélisation de notre bâtiment sur le logiciel « Autodesk Robot », cela nous a permis d'extraire des résultats directs tels que les différents efforts dans chaque élément structural suivant toutes les combinaisons, permanentes (ultime et service) et accidentelles (sismiques), tout en diminuant les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude. En ayant ces efforts, grâce aux lois et concepts acquis à l'école et les vérifications exigées par la réglementation en vigueur, nous avons pu faire une étude sismique de notre bâtiment et dimensionner les éléments de son ossature suivant 2 parties (partie superstructure et partie infrastructure).

# **Conclusion Générale**

## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'études représente pour nous une expérience enrichissante qui nous a permis d'assister aux différentes phases de réalisation d'un projet de bâtiment (terrassment, ferrailage, coffrage et coulage), de côtoyer des hommes de terrain et de toucher du doigt les problèmes liés à la réalité du chantier.

Du point de vue théorique, nous avons évoqué les généralités sur la sismicité dans notre pays ainsi que l'innovation (voiles en BA) qui a permis aux constructions de résister aux forces engendrées par ce phénomène naturel. A partir de ces éléments, nous avons choisi une conception qui répond aux exigences de la réglementation en vigueur en Algérie (RPA99/2003, CBA93, BAEL91/99, et DTR BC 2.2). A l'aide de la modélisation du bâtiment et au moyen du logiciel « Autodesk Robot », nous avons obtenu les différents efforts dans chaque élément structural pour toutes les combinaisons (permanentes et accidentelles) avec un minimum d'erreurs et un temps plus court. Avec ces efforts, et grâce aux lois et concepts acquis à l'école en plus des vérifications exigées par la réglementation parasismique, nous avons pu effectuer une étude sismique qui nous a permis de dimensionner et de calculer le ferrailage des éléments de l'ossature du bâtiment (superstructure et infrastructure).

Nous tenons à préciser que ce projet de fin d'étude a été une expérience réussie pour nous que ce soit étude ou réalisation. Il nous a fourni les moyens nécessaires qui nous aident à affronter la vie professionnelle sereinement.

Nous espérons que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants et les chercheurs.

# **Références bibliographiques**

- [1] BALI, Abederrahim. Les cours matériaux de construction et durabilité du béton. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [2] BAOUCHE, Nadjia. Les cours de structures en béton et constructions parasismiques. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [3] BEGOUG, Mohammed EL Amine. *Etude d'un bâtiment R+9 + sous-sol + entresol à usage multiple*. Master. Ain-Temouchent : Centre Universitaire Belhadj Bouchaib, 2018.
- [4] BENZERGA, MOHAMED. Boudiaf Azzedine. Géologue consultant : «Tout le nord de l'Algérie est sujet à une sismicité continue». El Watan. 2021.
- [5] BOURAHLA, Nouredine. Les cours de DDS. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [6] CGS. DTR B.C. 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [7] C.G.S. D.T.R. B.C 2.41, *Regles de conception et de calcul des structures en beton arme c.b.a.93*. Alger, 1991.
- [8] CGS. DTR B.C. 2.48, Règles parasismiques algériennes RPA 99 / VERSION 2003.
- [9] CHERRAK, Messaouda. Les cours de béton armé. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [10] CRAAG, *Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique*. En ligne. CRAAG, Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique. [s. d.]. Disponible sur : <https://www.craag.dz/>. [consulté le 01/04/2022].
- [11] CSTB. DTU P 18-702, Règles BAEL 91 révisées 99. 2000.
- [12] Décret exécutif N° 91-175 du 28 mai 1991 définissant les règles générales d'aménagement d'urbanisme et de construction
- [13] FULGENCE, Dusabimana. *Conception et dimensionnement parasismiques*. Diplôme d'Ingénieur d'Etat. Alger : Ecole Nationale Polytechnique, 2010.
- [14] KHALED Khier-Eddine, KHELFA Hicham. *Etude d'un bâtiment R+8 + sous-sol à usage multiple contreventé par des voiles porteurs*. Master. Bejaia : Université Abderrahmane Mira, 2016.
- [15] Laboratoire de l'Habitat et de la Construction L.N.H.C. *Etude geotechnique*. 2019100038C0000RSE0001. Bouira, [s. d.].
- [16] LARIBI, Abdallah. Les cours de RDM. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [17] PENELIS, George G. *Earthquake-resistant concrete structures*. London : E & FN Spon, 1997. ISBN 0419187200.
- [18] STIHI, Sana. Les cours bâtiment et dessin bâtiment. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [19] The Institution of Structural Engineers. *Stability of buildings Part 3 : shear walls*. London, 2015. ISBN 9781906335274.
- [20] USGS.gov / *Science for a changing world*. En ligne. USGS.gov | Science for a changing world. [s. d.]. Disponible sur : <https://www.usgs.gov/>. [Consulté le 20/03/2022].

**Outils informatiques :**

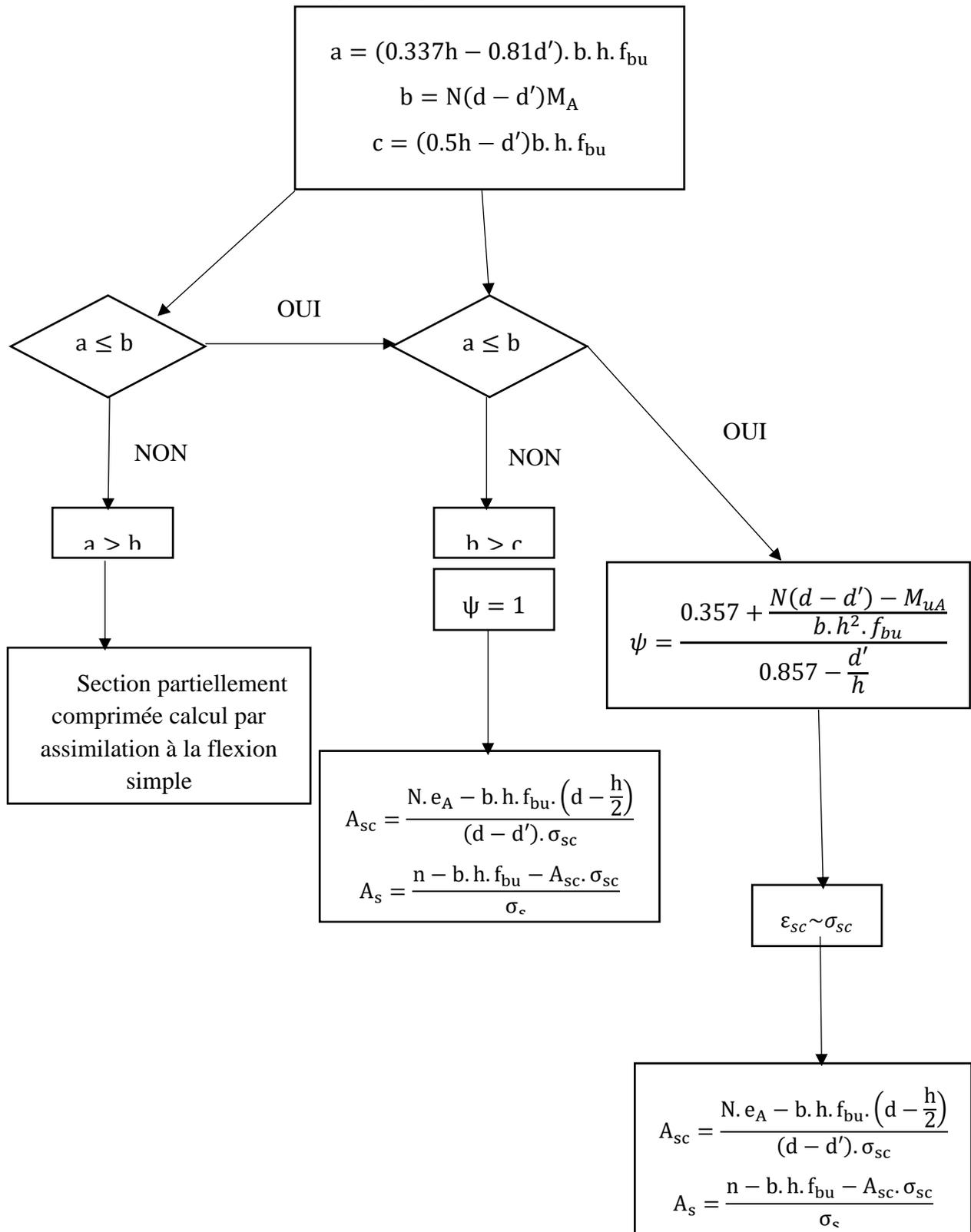
- Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional et Auto CAD
- Logiciel Expert BA
- Microsoft Office Excel

# **Annexes**

## Annexe 1 : Tableau des sections équivalentes

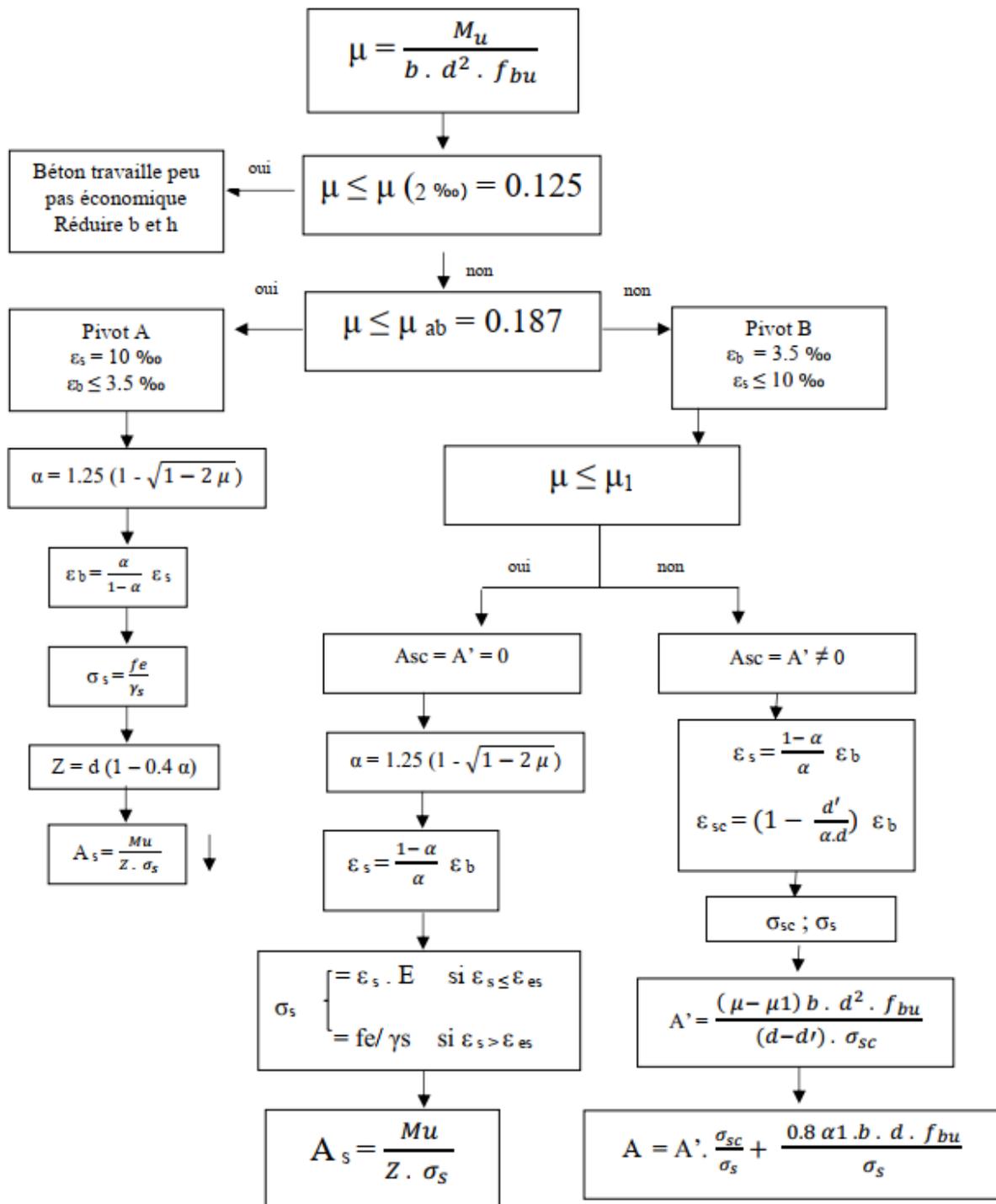
<b>Diamètre</b>	<b>1 barre</b>	<b>2 barres</b>	<b>3 barres</b>	<b>4 barres</b>	<b>5 barres</b>	<b>6 barres</b>	<b>7 barres</b>	<b>8 barres</b>	<b>9 barres</b>	<b>10 barres</b>
<b>4</b>	0,126	0,251	0,377	0,503	0,628	0,754	0,880	1,005	1,131	1,257
<b>5</b>	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,374	1,571	1,767	1,963
<b>6</b>	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,262	2,545	2,827
<b>7</b>	0,385	0,770	1,155	1,539	1,924	2,309	2,694	3,079	3,464	3,848
<b>8</b>	0,503	1,005	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524	5,027
<b>10</b>	0,785	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069	7,854
<b>12</b>	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	11,310
<b>14</b>	1,539	3,079	4,618	6,158	7,697	9,236	10,776	12,315	13,854	15,394
<b>16</b>	2,011	4,021	6,032	8,042	10,053	12,064	14,074	16,085	18,096	20,106
<b>20</b>	3,142	6,283	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991	25,133	28,274	31,416
<b>25</b>	4,909	9,817	14,726	19,635	24,544	29,452	34,361	39,270	44,179	49,087
<b>32</b>	8,042	16,085	24,127	32,170	40,212	48,255	56,297	64,340	72,382	80,425
<b>40</b>	12,566	25,133	37,699	50,265	62,832	75,398	87,965	100,531	113,097	125,664
<b>50</b>	19,635	39,270	58,905	78,540	98,175	117,810	137,445	157,080	176,715	196,350

## Annexe 2 : Organigramme flexion composée



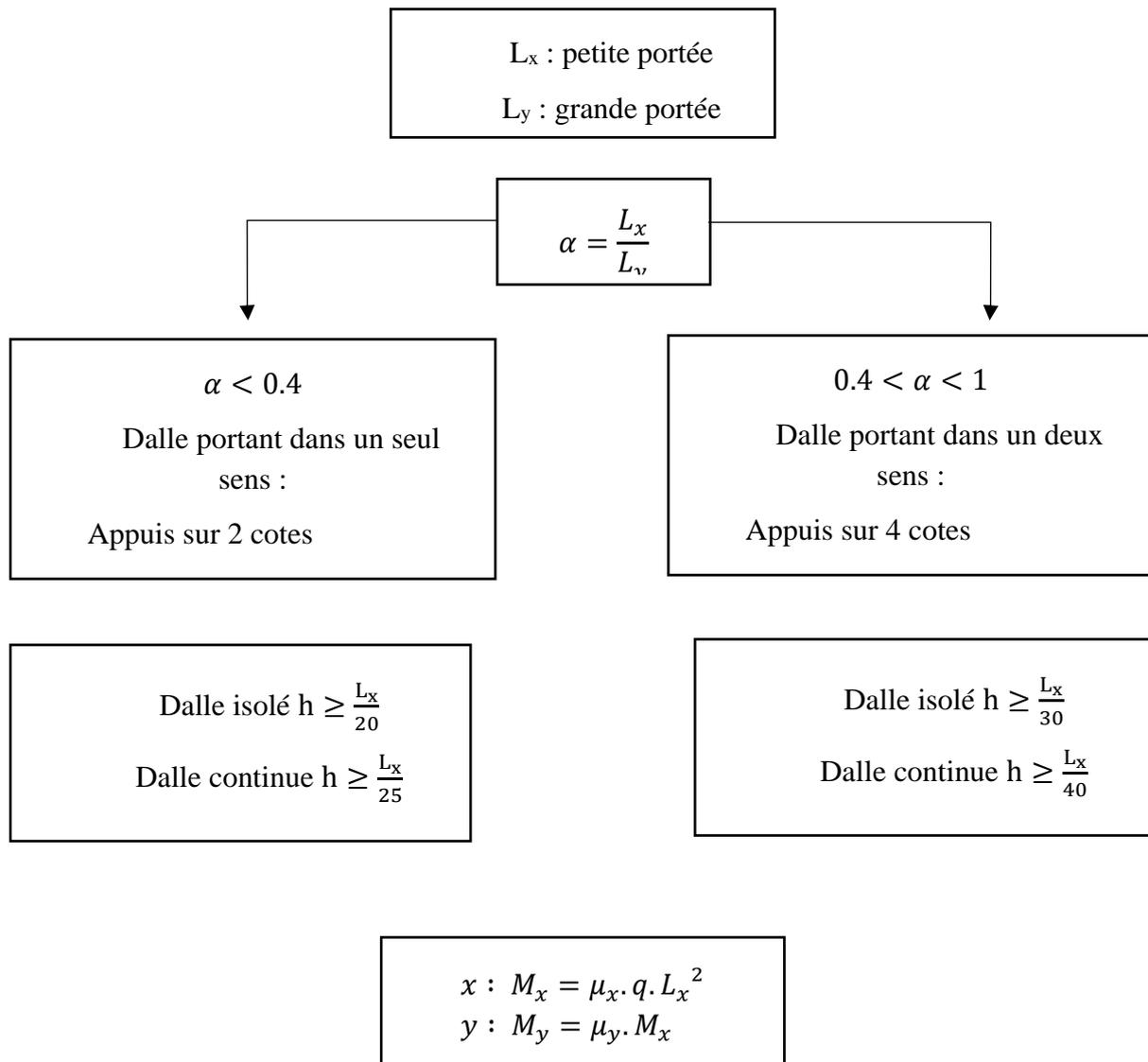
# Annexe 3 : Organigramme flexion simple

Données :  $M_u, h, b, d = h - c, d' = c, f_{c28}, f_e, E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b},$   
 $\alpha_1 = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_{es}}, \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$



$$A_s \geq A_{smin} = \max\{b \cdot h / 100 ; 0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e\}$$

# Annexe 4 : Organigramme pour le calcul des dalles



## Annexe 5 : Ferrailage des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur  $h=20\text{ cm} > h_{\text{escalier-etape}}=15\text{ cm}$ .

Nous allons ferrailer l'escalier droit qui mène au sous-sol.

$$tg(\theta) = \frac{h_e}{L} = \frac{408}{730} = 0.5589 \quad \rightarrow \theta = 29.20^\circ$$

La hauteur des contres marches est de 17 cm,

$$\frac{h_e}{17} = \frac{408}{17} = 24 \quad \rightarrow 24 \text{ contremarches} \rightarrow 23 \text{ marches de } 32\text{ cm}$$

Les charges et surcharges obtenues figurent dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Charges permanentes et d'exploitation des volées des escaliers

Désignation		$\rho(\text{kg/m}^3)$	e(m)	G(kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	Horizontal	2200	0.01	0.22
	Vertical	2200	0.01	0.22
Mortier de pose	Horizontal	2000	0.01	0.20
	Vertical	2000	0.01	0.20
Lit de sable		1800	0.2	0.36
Dalle pleine 15 cm		2500	0.2/cos 29.20	5.72
Poids des marches		2200	0.17/2	1.87
Enduit en plâtre		1000	0.02	0.20
Garde de corps		/	/	1.00
G		10 kN/m <sup>2</sup>		
Q= Q <sub>commerce</sub>		5 kN/m <sup>2</sup>		

Pour une bande de 1m de largeur on a

$$q_u = 21\text{ kN/m} \text{ et } q_s = 15\text{ kN/m}$$

Le moment isostatique est de  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Le moment en appui est de  $0.5M_0$

Le moment en travée est de  $0.85M_0$

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les deux combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 2 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales

	ELU		ELS	
	Appui	Travée	Appui	Travée
Moments (kN.m/ml)	-69.94	118.90	-49.96	84.93

$$h = 0.2\text{m} ; b = 1.0\text{ m} ; d = 0.185\text{ m} ; \sigma_{bc} = f_{bu} = 14.17\text{ MPa} ; \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74\text{‰} ; \mu_1 = 0.392 ; \varepsilon_s = \frac{1-\alpha}{\alpha} \varepsilon_b ; \varepsilon_{sc} = \left(1 - \frac{d'}{\alpha \times d}\right) \varepsilon_b$$

### c. Calcul des armatures longitudinales à ELU

#### En travée

$$M_u^t = 107.70\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{118.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.185^2 \times 14,17} = 0.245 \leq 0.392$$

$$\Rightarrow \text{poivot B} \Rightarrow \begin{cases} A_{sc} = 0 \\ \varepsilon_b = 3.5\text{‰} \text{ et } \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.357$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0.159\text{m}$$

$$\varepsilon_s = 6.3\text{‰} \geq \varepsilon_{es} = 1.74\text{‰} \rightarrow \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sc} = 2.17\text{‰} \geq \varepsilon_{es} = 1.74\text{‰} \rightarrow \sigma_{sc} = 348\text{ MPa}$$

En utilisant l'organigramme on trouve :

$$A_s = 21.49\text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de **8HA20/ml** avec **S<sub>t</sub> = 12.5 cm**.

#### Sur appuis

$$M_u^a = -69.94\text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{69.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.185^2 \times 14,17} = 0.144 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \varepsilon_b \leq 3.5\text{‰} \text{ et } \varepsilon_s = 10\text{‰} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,196$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,171\text{ m}$$

En utilisant l'organigramme on trouve :

$$A_u^a = \frac{69.94 \times 10^{-3}}{0.171 \times 348} = 11.75\text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de **8HA16/ml** avec **S<sub>t</sub> = 12.5 cm**.

**d. Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{21.49}{4} = 5.37 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA12 = 5.655 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

**e. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b.d$$

Avec :

$$ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \min\{21.49 \text{ cm}^2; 11.75 \text{ cm}^2; 5.655 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.185$$

$$5.655 \text{ cm}^2 > 2.23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie les conditions suivantes sur appui et en travée :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n\sigma_b = 15\sigma_b \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta ft_{28}}\right\}$$

Avec  $\eta = 1.6$  pour HA et 1 pour lisse

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul } y : \frac{by^2}{2} + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0$$

$$A'_s = 0 \text{ (la partie comprimée)} ; n = 15 ; d' = 0.1 \text{ ha}$$

**En travée**

$$M_u = 118.9 \text{ kN.m} ; M_s = 84.93 \text{ kN.m}$$

$$y = 8.63 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{84.93 \times 10^{-3}}{0.016667} \times 0.0863 = 0.44 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.44 = 6.6 \text{ MPa} \leq 202 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Sur appui**

$$M_u = -69.94 \text{ kN.m} ; M_s = -49.96 \text{ kN.m}$$

$$y = 7.52 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{49.96 \times 10^{-3}}{0.016667 \times 10^{-3}} \times 0.0752 = 0.23 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.23 = 3.45 \text{ MPa} \leq 202 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Ou on peut vérifier l'ELS par la condition suffisante suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**En travée :**

$$M_u = 118.9 \text{ kN.m} ; \quad M_s = 84.93 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{118.9}{84.93} = 1.4$$

$$\rightarrow \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0,357 < 0.45 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appui:**

$$M_u = -69.94 \text{ kN.m} ; \quad M_s = -49.96 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{69.94}{49.96} = 1.4$$

$$\rightarrow \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0,196 < 0.45 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 76.65 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{76.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.185} = 0,414 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pas de reprise de bétonnage,
  - Les dispositions constructives sont supposées vérifiées
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Voici au-dessous le ferrailage d'escalier de sous-sol (Fig.1)

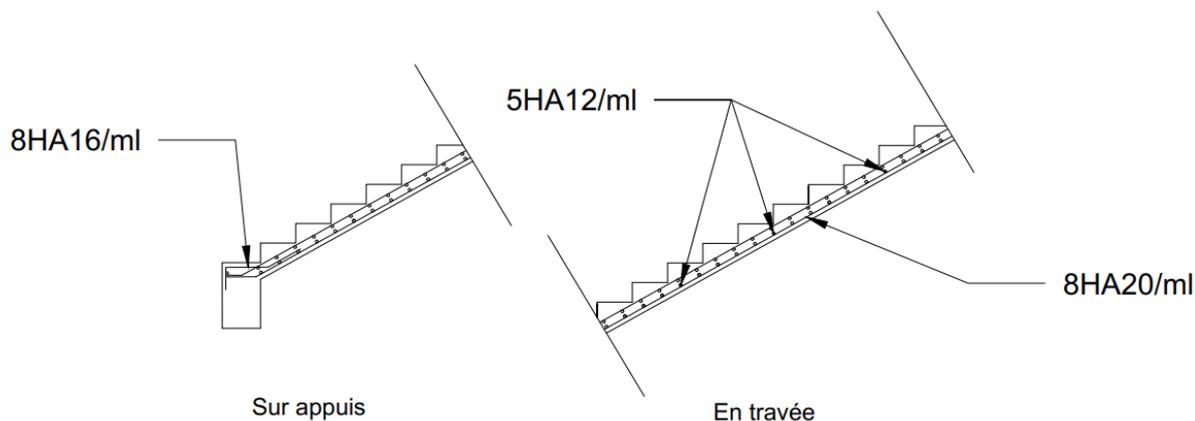


Figure 1 : Ferrailage d'escalier

## Annexe 6 : Ferrailage de L'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection. Entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des personnes. C'est un élément secondaire de dimensions définies dans la Figure 2, et puisque notre terrasse est inaccessible ce dernier est ferrillé par un minimum d'armatures comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau 3 : calcul de ferrailage de l'acrotère.

Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$
Choix des sections		
5HA8 $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$		
Les armatures de répartition	$A_s/4$	$0.425 \text{ cm}^2$
5HA6 $\Rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2$		

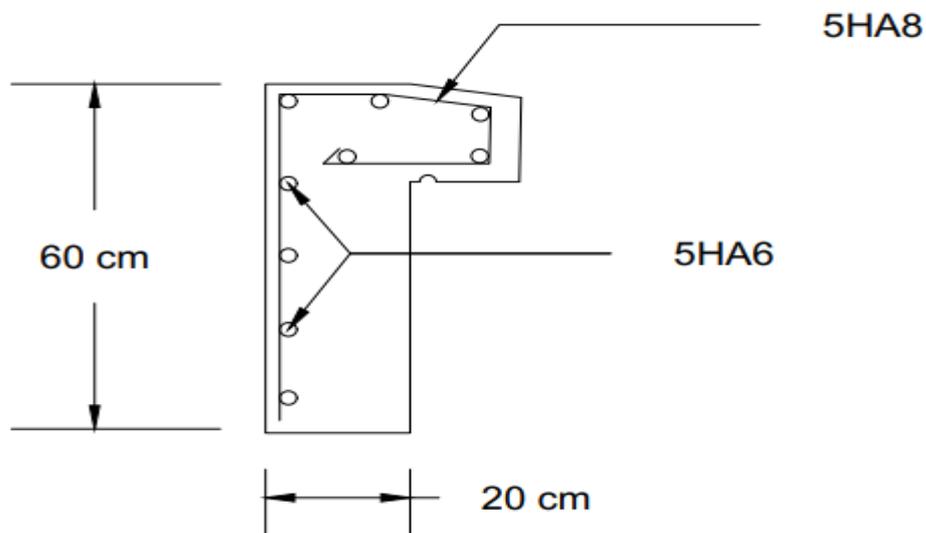


Figure 2 : Ferrailage d'acrotère