

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية  
الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

**Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –**

**Faculté de TECHNOLOGIE**



**Mémoire d'obtention du diplôme**

**de MASTER en Génie civil**

**Option : Structures**

**Présenté par :**

ZIOUECHE ZAKARYA

ZIANI CHOUKRI

**Thème :**

**ETUDE TECHNICO-MANAGERIALE D'UN BATIMENT  
A USAGE MULTIPLE « SOUS-SOL + RDC + 10 ETAGES » EN  
BETON ARME. A TLEMCCEN**

**Présenté le 29 juin 2019 devant le jury composé de :**

Mme BENHACHILIF SOUAD

Présidente

Mr GHENNANI BOUBAKAR

Examineur

Mr HOUTI FARID BRAHIM

Encadrant

Mr HAMZAOUI FETHI

Encadrant

**Année universitaire : 2018 / 2019**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, le grand dieu notre créateur de nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions vivement, notre encadreur Monsieur HOUTI FARID BRAHIM et Monsieur HAMZAOUI FETHI de nous avoir pris en charges, et pour leurs disponibilités, leurs aide et leurs précieux conseils.

Nous tenons à remercier Madame MEDJAHED Amina pour leur aide et leur soutien.

Nous remercions la présidente de jury Madame BENHACHILIF SOUAD ainsi que les examinateurs Monsieur GHENNANI BOUBAKAR d'avoir accepté de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

En fin, nous remercions tous les gens qui ont contribué de près ou de loin dans ce travail

## Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

A mon très cher Père, Je voudrais partager ce succès avec lui, Que Dieu le protège et le garde.

A ma très chère Maman, Que Dieu la protège pour moi, je ne pourrai jamais la remercier assez Pour ce qu'elle fait pour moi.

A ma sœur WISSAM et mon beau frère SID AHMED, pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leurs bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

A toute les familles ZIANI, OTMANI et KAZI TANI

A mon Ami et mon Binôme ZAKARYA.

A mes Amis, Abdelhakim, Sid Ahmed, Sohaib Amine, Ismail, et tous mes amis de la promotion de génie civil.

A Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

En dernier, Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**ZIANI CHOUKRI**

## Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

A mon très cher Père, Je voudrais partager ce succès avec lui, Que Dieu le protège et le garde.

A ma très chère Maman, Que Dieu la protège pour moi, je ne pourrai jamais la remercier assez Pour ce qu'elle fait pour moi.

A mes frère SID AHMED, ABDELKADER et mon beau frère MOHAMED et a mes sœurs NAZIHA, IMENE et ma belle sœur SARRA, pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leurs bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

A mon frère MOHAMMED et mon cousin ABDELHADI que DIEU leur accorde sa sainte miséricorde et les accueillir dans son vaste paradis.

A mes neveu MOHAMED, SARAH, SERINE et ABDELHADI.

A tous mes cousins et mes cousines.

A toute les familles ZIOUECHE, BELBACHIR et DRISS.

A mon Ami et mon Binôme CHOUKRI.

A mes Amis, Abdelhakim, Yaakoub, Djallal, Abdelhalim, Diden, Reda, Ismail et tous mes amis de la promotion de génie civil.

A Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

En dernier, Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**ZIOUECHE ZAKARYA**

## RESUME

Ce projet présente une étude technique et managériale d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking, constitué d'un Sous sol, Rez-de-chaussée plus dix étages, elle est implantée à la Wilaya de TLEMEN. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le Règlement Algérien Parasismique (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié d'un coté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de défini le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

**Mots clefs :** Béton Armé ; Bâtiment ; Séisme ; RPA99/V2003 ; SAP 2000 ; Management.

## ABSTRACT

This project presents a technical managerial study of a structural for residential, office, commercial and parking consists of one basement and ground floor addition (10) floors, located in the Wilaya of TLEMEN. This region is classified as seismic zone (I) according to the (RPA99/Version2003). This work which was entrusted to us is constituted by a technical study, which is the analysis and the sizing of the building while applying the rules of current construction (C.B.A.93 and RPA99/V2003) and another managerial part, which concerns the global cost of the project to deduct the unit price per apartment.

**Key Words:** Reinforces concrete; Building; Seism; RPA99/V2003;SAP2000 ; Management.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية و إدارية لمنشأة من الخرسانة المسلحة بغرض إنجاز بناية ذات طابع سكني تجاري و موقف للسيارات و تتألف من طابق تحت الأرض و طابق أرضي و عشرة طوابق علوية بولية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني إلى تحليل و قياس البناية مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومة الزلازل 2003 و قواعد و حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993. و من الجانب الإداري يهدف إلى دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد العمال و تحديد الآجال و التكلفة الجمالية للمشروع و لحساب سعر كل وحدة سكنية

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة , البناية , الزلازل , نظام مقاومة الزلازل 2003 ساب 2000 , التسيير.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction :.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.3. Classification de l'ouvrage : .....	2
I.3.1. Selon les zones sismiques : .....	2
I.3.2. Selon leur importance : .....	2
I.3.3. Selon le site : .....	2
I.4. Ossature de l'ouvrage: .....	2
I.4.1. Planchers : .....	3
I.4.2. Maçonneries :.....	3
I.4.3.Revêtement : .....	3
I.4.4. Isolation :.....	3
I.4.5. Acrotère :.....	3
I.4.6. Fondations :.....	3
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol : .....	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	3
I.6.1. Le Béton :.....	4
I.6.1.1.Caractéristiques et avantages de béton :.....	4
I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :.....	4
I.6.1.3. Contraintes et déformations : .....	4
I.6.2. Les Aciers : .....	6
I.6.2.1. Types d'aciers pour béton armé : .....	6
I.6.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :.....	6
I.6.2.3. Contrainte limite : .....	7
I.7. Conclusion : .....	8

### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

II.1. Introduction : .....	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux : .....	9

II.2.1. Les planchers :	9
II.2.1.1. Les planchers à corps creux :	9
II.2.2. Acrotère :	10
II.3. Evaluation des charges et surcharges :	11
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	12
II.3.2 Plancher terrasse accessible :	12
II.3.3 Plancher étage courant :	13
II.3.4 Balcon :	13
II.3.5. Murs :	14
II.3.5.1. Mur Extérieur (double parois) :	14
II.3.5.2. Mur Intérieur (simple parois) :	15
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	15
II.4.1. Poutres :	15
II.4.1.1. Poutres Principales :	16
II.4.1.2. Poutres Secondaires :	16
II.4.2. Poteaux :	17
II.4.3. les Voiles :	19
II.5. Conclusion :	20

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires.**

III.1 Introduction :	21
III.2 Etude du Plancher à corps creux :	21
III.2.1. Types des poutrelles :	21
III.2.2 Les charges des poutrelles :	23
III.2.3. Méthodes de calcul :	23
III.2.4. Détermination des efforts internes :	23
III.2.5. Moments fléchissant et effort tranchant :	29
III.2.6. Ferrailage des poutrelles :	30
III.2.7. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :	34
III.2.8. Ferrailage de la dalle de compression :	35
III.3. Etude des Balcons :	36
III.3.1 Introduction :	36
III.3.2. Poids propre et charge d'exploitation :	37

III.3.3. Moments fléchissant et efforts tranchants :.....	37
III.3.4. Calcul des armatures longitudinales :.....	38
III.3.5. Choix des armatures et calcul des espacements : .....	38
III.3.6. Vérification à l'état limite de service (ELS): .....	39
III.3.7. Vérification au cisaillement : .....	40
III.3.8. Vérification de la flèche : .....	40
III.4. Etude des escaliers :.....	41
III.4.1 : Introduction :.....	41
III.4.2 Dimensionnement des escaliers : .....	41
III.4.3 Evaluation des charges et surcharge des escaliers :.....	43
III.5. Etude de la poutre palière :.....	48
III.5.1 Prédimensionnement de la poutre palière : .....	48
III.5.2 Charge supportée par la poutre palière :.....	49
III.5.3. Détermination du diamètre des armatures transversales : .....	51
III.6 L'acrotère : .....	52
III.6.1. Introduction :.....	52
III.6.2. Le rôle de l'acrotère : .....	52
III.6.3 Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible : .....	53
III.6.3.1 Poids propre de l'acrotère : .....	53
III.6.3.2 Combinaisons d'action : .....	53
III.6.4. Ferrailage de l'acrotère : .....	53
III.6.4.1. Calcul des armatures longitudinales : .....	53
III.7. L'ascenseur : .....	56
III.7.1. Introduction :.....	56
III.7.2. Caractéristiques de la machine : .....	57
III.7.3. Combinaisons des charges : .....	57
III.7.4. Charges et surcharges supportées par la dalle : .....	57
III.7.4.1. Charge et surcharge de la dalle : .....	57
III.7.4.2. Charge et surcharge de la machine : .....	58
III.7.5. Moments fléchissant :.....	59
III.7.5.1. Sous la charge répartie : .....	59
III.7.5.2. Sous la charge concentrée : .....	60
III.7.5.3. Superposition des moments fléchissant :.....	62

III.7.5.4. Calcul des moments fléchissant réels: .....	62
III.7.6. Armatures longitudinales : .....	64
III.7.6.1. Calcule du ferrailage : .....	64
III.7.6.2.Choix de ferrailage : .....	64
III.7.6.3. Calcul des espacements : .....	65
III.7.6.4. Vérification à l'ELS:.....	65
III.7.6.5. Vérification de la nécessité d'armatures transversales : .....	66
III.7.6.6.Calcul de la contrainte admissible : .....	66
III.7.6.7. Calcul de l'effort tranchant : .....	66
III.7.6.8. Superposition des efforts tranchants :.....	67
III.7.6.9. La contrainte tangente : .....	67

## **Chapitre IV : Etude dynamique.**

IV.1.Introduction :.....	68
IV.2.objectif de l'étude dynamique : .....	68
IV.3. Les méthodes de calcul : .....	68
IV.4. Combinaison d'action : .....	68
IV.5. Analyse du modèle : .....	69
IV.5.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : .....	69
IV.5.2. Modèle initiale : .....	70
IV.5.3.Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale :.....	70
IV.6. La disposition optimale des voiles : .....	70
IV.7. Le choix de la méthode de calcul : .....	74
IV.7.1. Méthode statique équivalente : .....	74
IV.7.1.1. Coefficient d'accélération de zone (A) : .....	74
IV.7.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D): .....	74
IV.7.1.3.Estimation de la période fondamentale de la structure (T) : .....	75
IV.7.1.4. Coefficient de comportement R :.....	75
IV.7.1.5. Facteur de qualité (Q) :.....	76
IV.7.1.6. Le poids total de la structure ( $W_T$ ): .....	78
IV.7.1.7. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) : .....	79
IV.7.1.8. Détermination de la force sismique de chaque niveau :.....	79
IV.7.1.9. Vérifications:.....	80
IV.7.1.9.1. Justification de l'effort normal réduit : .....	80

IV.7.1.9.2. Vérification du coefficient de comportement R :	81
IV.7.1.9.3. Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule :	82
IV.7.1.9.4. Vérification vis-à-vis des déformations :	82
IV.7.1.9.5. Vérification de l'effet P- $\Delta$ :	83
IV.7.2. Méthode dynamique modale spectrale :	85
IV.7.2.1. Principe de la méthode :	85
IV.7.2.2. Spectre de réponse :	85
IV.7.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul :	86
IV.8. Justification de la largeur des joints sismiques :	87
IV.9. Conclusion :	88

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux.**

V.1. Etude des poteaux :	89
V.1.1. Introduction :	89
V.1.2. Combinaisons des charges :	89
V.1.3. Vérification des sollicitations tangentes :	89
V.1.4. Sollicitations à considérer :	91
V.1.5. Calcul du ferrailage longitudinal :	91
V.1.6. Calcul du ferrailage transversal :	94
V.1.7. Zone nodale :	96
V.1.8. Vérification à l'ELS :	97
V.1.9. Schéma du ferrailage :	99
V.2. Etude des poutres :	99
V.2.1. Introduction :	99
V.2.2. Recommandation du RPA99, version 2003 :	100
V.3.3. Sollicitations dans les poutres :	100
V.3.4. Calcul des poutres principales :	100
V.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales :	100
V.3.4.2. Vérification au cisaillement :	103
V.3.4.3. Vérification de la flèche :	103
V.3.4.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :	104
V.3.5. Calcul des poutres secondaires :	104
V.3.5.1. Calcul des armatures longitudinales :	104
V.3.5.2. Vérification au cisaillement :	107

V.3.5.3. Vérification de la flèche :	107
V.3.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :	107
V.3.6. Calcule des longueurs d’ancrage:	108
V.3.7. Tableau récapitulatif des poutres :	109
V.3.8. Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) :	109
V.3.8.1. Moment résistant dans les poteaux :	110
V.3.8.2. Moment résistant dans les poutres :	111
V.4. Etude des voiles :	113
V.4.1. Introduction :	113
V.4.2. Caractéristiques géométriques des voiles :	114
V.4.3. Recommandation du RPA99/Version 2003 :	114
V.4.3.1. Armatures verticales (Principales) :	114
V.4.3.2. Armatures horizontales (secondaires):	114
V.4.3.3. Armatures transversales:	115
V.4.4. Règles communes :	115
V.4.5. Disposition des voiles :	115
V.4.6. Pré dimensionnement des voiles :	115
V.4.7. Vérification des contraintes tangentielles :	116
V.4.8. Sollicitations :	116
V.4.9. Méthode de calcul :	118
V.4.10. Diamètre max des armatures :	118
V.4.11. L’espacement :	118
V.4.12. Exemple de calcul :	119
V.4.13. Armatures horizontales :	121
V.4.14. Choix des armatures :	121
V.4.15. Longueur de recouvrement :	124
V.4.15. Conclusion :	124

## **Chapitre VI : Etude de l’infrastructure.**

VI.1. Introduction :	125
VI.2. Le choix de type de fondation :	125
VI.3. Combinaisons des charges :	125
VI.4. Hypotheses de calcul :	125

VI.5. Etudes des semelles isolées : .....	125
VI.5.1. Pré dimensionnement : .....	125
VI.5.2. Vérification de chevauchement entre semelles isolées : .....	126
VI.6. Etudes des semelles filantes : .....	126
VI.6.1. Pré dimensionnement des semelles filantes : .....	127
VI.6.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes : .....	127
VI.7. Etudes de radier : .....	127
VI.7.1. Pré dimensionnement du radier : .....	127
VI.7.2. vérification nécessaires : .....	128
VI.7.2.1. Vérification au poinçonnement : .....	128
VI.7.2.2. Vérification de la stabilité au renversement : .....	129
VI.7.2.3. Vérification de la contrainte du sol : .....	129
VI.7.3. Différentes sollicitations : .....	130
VI.7.4. Armatures du radier : .....	130
VI.7.5. Armatures de la nervure : .....	133
VI.7.5.1. Armatures longitudinales : .....	134
VI.7.5.2. Détermination du diamètre des armatures transversales : .....	134
VI.7.5.3. Vérification au cisaillement .....	137
VI.8. Etude du voile périphérique (sous -sol) : .....	137
VI.8.1. Dimensions du voile : .....	138
VI.8.2. Evaluation des charges : .....	138
VI.8.3. Caractéristiques géotechniques du sol : .....	138
VI.8.4. Calcul de forces : .....	139
VI.8.5. Combinaisons d'actions : .....	139
VI.8.6. Calcul du moment : .....	139
VI.8.7. Calcul de ferrailage du voile périphérique: .....	140
VI.8.8. Disposition constructive : .....	140
VI.8.9. Vérification de l'effort tranchant : .....	141
VI.8.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique : .....	142
VI.9. Conclusion : .....	142
<b>Chapitre VII: Etude Managériale.</b>	
VII.1. Introduction : .....	143
VII.2. Management de projet : .....	143

VII.2.1. Le projet :.....	143
VII.2.2 Cycle de vie d'un projet :.....	144
VII.2.3. Présentation de notre projet :.....	144
VII.2.4. les différents intervenants du projet :.....	144
VII.3. Planification de notre projet : .....	145
VII.3.1. La matrice des priorités (MPP) : .....	145
VII.3.2. Matrice des responsabilités (RACI) :.....	146
VII.3.3. Works breakdown structure (WBS):.....	146
VII.3.4. Management de délai : .....	146
VII.3.4. 1. Le diagramme de GANTT :.....	146
VII.3.4.2. Détermination des ressources humaines : .....	147
VII.3.4.1. Détermination des ressources matérielles :.....	147
VII.3.7 Utilisation de logiciel de la planification (MS Project) : .....	148
VII.3.8. Management de cout :.....	148
VII.4. Le management des risques :.....	149
VII.4.1. Définition de risque : .....	150
VII.4.2. Stratégie de mise en place du management des risques de projet :.....	150
VII.4.3. Classification des risques présent dans notre projet : .....	150
VII.4.4. Matrice de gravité des risques :.....	151
VII.5. Conclusion :.....	151

## **CONCLUSION GENERALE.**

## **REFERENCE BIBIOGRAPHIQUES.**

## **ANNEXE.**

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation du projet :

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques.....	2
Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier utilisés. ....	8

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

Tableau II.1 : Charge de la terrasse inaccessible (corps creux) .....	12
Tableau II.2 : Charge de la terrasse accessible (corps creux).....	12
Tableau II.3 : Charge d'étage courant (corps creux) .....	13
Tableau II.4 : Charge de balcon (Dalle pleine) .....	14
Tableau II.5 : Charges du au mur extérieur. ....	14
Tableau II.6 : Charges du au mur intérieur.....	15
Tableau II.7 : Dimensions et vérification des poteaux .....	19

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Schéma statique de poutrelles du Sous-sol.....	21
Tableau III.2 : Schéma statique de poutrelles de RDC ,Etage et Terrasse accessible. ....	22
Tableau III.3 : Schéma statique de poutrelles du Terrasse inaccessible.....	22
Tableau III.4: Charges supportées par les poutrelles. ....	23
Tableau III.5 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau du RDC. ....	29
Tableau III.6 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau étage. ....	29
Tableau III.7 : Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau terrasse accessible .....	30
Tableau III.8 : Moments fléchissant au niveau RDC.....	30
Tableau III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles .....	35
Tableau III.10 : Charge et surcharge du balcon .....	37
Tableau III.11 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	43
Tableau III.12 : Evaluation des charges et des surcharges pour le Volé. ....	43
Tableau III.13 : Ferrailage calculé en appui et en travée.....	46
Tableau III.14 : Ferrailage d'escaliers. ....	47
Tableau III.15 : Efforts appliqué sur la poutre palière. ....	50
Tableau III.16 : Ferrailage calculé en appui et en travée.....	50
Tableau III.17: Charges et surcharge de la dalle. ....	58

Tableau III.18 : Charges permanentes de la machine. ....	58
Tableau III.19 : les valeurs de $\mu_x$ et $\mu_y$ . ....	59
Tableau III.20 : Résultats de calcul. ....	62
Tableau III.21 : Moment fléchissant de la dalle pleine. ....	63
Tableau III.22 : Ferrailage calculé en appui et en travée. ....	64
Tableau III.23 : Ferrailage calculé en appui et en travée. ....	64
Tableau III.24:récapitulation des résultats de ferrailage. ....	64
Tableau III.25: récapitulation des espacements . ....	65
Tableau III.26: Les contraintes dans le béton. ....	65

## **Chapitre IV : Etude dynamique.**

Tableau IV.1 : Coefficient $C_T$ . ....	69
Tableau IV.2 : Périodes et participation massique du modèle initial : ....	70
Tableau IV.3 : Coefficient d'accélération de notre structure. ....	74
Tableau IV.4 : Pourcentage d'amortissement critique. ....	75
Tableau IV.5 : Période caractéristique associée au site. ....	75
Tableau IV.6 : Période choisie pour le calcul du (D). ....	75
Tableau IV.7 : Les critères de qualité (q) : ....	78
Tableau IV.8 : Les poids de la structure . ....	78
Tableau IV.9 : Répartition des efforts élastiques . ....	80
Tableau IV.10 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit. ....	81
Tableau IV.11 : Répartition des efforts élastiques(R=4) . ....	82
Tableau IV.12 : Vérification des déformations . ....	83
Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ suivant x. ....	84
Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ suivant y. ....	85
Tableau IV.15 : Récapitulatif des efforts tranchants à la base . ....	86

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux.**

Tableau V.1 : Vérification des sollicitations tangentes. ....	90
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux. ....	91
Tableau V.3 : Ferrailage du RDC dû à plusieurs sollicitations . ....	93
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux . ....	94
Tableau V.5 : Ferrailage transversal des poteaux. ....	96
Tableau V.6: La longueur de la zone nodale. ....	97

Tableau V.7 : Vérification à l'ELS .....	98
Tableau V.8 : Sollicitations dans les poutres.....	100
Tableau V.9: la longueur calculée et choisie de l'ancrage pour chaque type d'acier .....	108
Tableau V.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres .....	109
Tableau V.11: Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau. ....	110
Tableau V.12 : Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux. ....	111
Tableau V.13 : Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau. ....	112
Tableau V.14 : Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux. ....	112
Tableau V.15: Epaisseur du voile .....	116
Tableau V.16 : Vérification des voiles au cisaillement .....	116
Tableau V.17 : Sollicitations des voiles.....	117
Tableau V.18 : ferrailages calculés des voiles. ....	122

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

Tableau VI.1 : Moment fléchissant du radier.....	130
Tableau VI.2: Armatures longitudinales calculée et adoptée. ....	131
Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers. ....	133
Tableau VI.4 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.....	133
Tableau VI.5 : Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	134
Tableau VI.6 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers. ....	136
Tableau VI.7 : Caractéristiques géotechniques du sol. ....	138
Tableau VI.8 : Ferrailage calculé en appui et en travée .....	140

## **Chapitre VII: Etude Managériale.**

Tableau VII.1: Matrice de priorité(MPP) .....	145
Tableau VII.2 : la matrice RACI. ....	146
Tableau VII.3 : Nombre des effectifs. ....	147
Tableau VII.4 : Ressources matérielles. ....	147
Tableau VII.5 : Le cout total du bâtiment par la méthode paramétrique.....	149
Tableau VII.6 : Risques probables et action à entreprendre.....	150

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation du projet :

Figure I.1 : localisation de notre projet.....	1
Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU. ....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS. ....	5
Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations d'aciers.....	7

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

Figure II.1 : Dalle à corps creux.....	9
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.....	10
Figure II.3: Dimension de l'acrotère type1 .....	10
Figure II 4: Dimension de l'acrotère type 2 .....	11
Figure II.5: Plancher Corps creux Terrasse inaccessible.....	11
Figure II.6 : Plancher Corps creux Terrasse accessible .....	12
Figure II.7 : Plancher Corps creux Etage courant. ....	13
Figure II.8 : Dalle de balcon.....	13
Figure II.9 : Mur extérieur (double parois).....	14
Figure II.10 : Mur intérieur (simple parois). ....	15
Figure II.11 : poutres principale.....	16
Figure II.12 : poutres secondaires .....	16
Figure II.13 : Section supporté par le poteau le plus sollicité. ....	17
Figure II.14 : coupe de voile.....	20

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III.1 : Types des poutrelles pour Sous-sol. ....	21
Figure III.2 : Types des poutrelles du RDC, Etage et Terrasse accessible.....	22
Figure III.3: Schéma statique de poutrelles du Terrasse inaccessible.....	23
Figure III.4 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	36
Figure III.5 : Armatures longitudinales .....	36
Figure III.6 : Schéma statique du balcon .....	36
Figure III.7: Schéma statique du balcon .....	40
Figure III.8 : Schéma d'un escalier.....	41
Figure III.9: type d'escalier .....	42

Figure III.10: Schéma statique d'escaliers.....	44
Figure III.11 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'Escalier.....	48
Figure III.12 : Ferrailage de poutre palière. ....	52
Figure III.13:Dimension de l'acrotère .....	53
FigureIII.14. schéma statique .....	53
Figure III.15:Ferrailage de l'acrotère.....	56
Figure III.16 : Système de fonctionnement de l'ascenseur. ....	56
Figure III.17 : Zone d'impact. ....	60
Figure III.18 : Dimensions de la charge concentrée. ....	60
Figure III.19 : Ferrailage de la dalle machine .....	67

## **Chapitre IV : Etude dynamique.**

Figure IV.1 : Modèle initiale de la structure. ....	70
Figure IV.2 : La première disposition des voiles .....	71
Figure IV.3 : La deuxième disposition des voiles.....	71
Figure IV.4 : La troisième disposition des voiles.....	72
Figure IV.5 : La quatrième disposition des voiles .....	72
Figure IV.6 : La cinquième disposition des voiles.....	73
Figure IV.7 : Modèle finale (Portique-Voiles). ....	73
Figure IV.8 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE). ....	86
Figure IV.9 : Le joint sismique .....	87

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux.**

Figure V.1 : Zone nodale .....	96
Figure V.2. Ferrailage des poteaux de Sous-sol ; RDC (65x65).....	99
Figure V.3 : Types et emplacement des poutres. ....	100
Figure V.4 : Les moments résistants dans la zone nodale. ....	109
Figure V.5 : Ferrailage des poutres. ....	113
Figure V.6 : Voile pleine .....	114
Figure V.7 : Disposition des voiles.....	115
Figure V.8 : Diagramme des contraintes (S.P.C) .....	119
Figure V.9 : Diagramme des contraintes (S.E.C).....	120
Figure V.10 : Ferrailage du voile (9 et 10) sous sol.....	124

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

Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée. ....	126
Figure VI.2 : Semelle filante sous portique central. ....	126
Figure VI.3 : Déplacement maximum selon l'axe Z.....	129
Figure VI.4 : Ferrailages longitudinales du radier (coupe-XX).....	133
Figure VI.5 : Ferrailage des nervures. ....	137
Figure VI.6 : Voile périphérique .....	138
Figure VI.7 : Schéma statique du voile périphérique.....	138
Figure VI.8: ferrailage du voile périphérique.....	142

## **Chapitre VII: Etude Managériale.**

Figure VII.1: caractéristiques d'un projet.....	143
Figure VII.2: les phases d'un projet.....	144
Figure VII.3 : Outils utilisés pour la planification. ....	145
Figure VII.3 : Modèles d'estimation des coûts et leur application. ....	149
Figure VII.4 : La matrice de criticité. ....	151

## LISTE DES NOTATIONS

- $G$  : Action permanente.
- $Q$  : Action d'exploitation.
- $E$  : Action accidentelle.
- $L_i$  : Longueur du porté.
- $M_0$  : Moment isostatique.
- $M_A$  : Moment en appui.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $V$  : Effort tranchant.
- $A_{st}$  : Section de ferrailage.
- $A_{sc}$  : Armatures de compression.
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.
- $\tau_{\bar{u}}$  : Contrainte admissible de cisaillement du béton.
- $T_u$  : Effort tranchant.
- $\emptyset_T$  : Diamètre des armatures transversales.
- $\emptyset_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.
- $S_t$  : Espacement entre cadre.
- $A_s$  : Section d'arm d'appui de rive.
- $F_e$  : Limite élastique d'acier.
- $\gamma$  : Poids de béton.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contraintes dans le béton admissible.
- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contraintes acier admissible.
- $\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier.
- $n$  : Coefficient d'équivalence.
- $\nu$  : Coefficient de poisson.
- $M_s$  : Moment à l'état de service.
- $M_u$  : Moment à l'état ultime.
- $X$  : Position de l'axe neutre.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche sous chargement instantané.
- $f_v$  : Flèche sous chargement de longue durée.

$\overline{f}$ : Flèche admissible.

$E_{i28}$ : Déformation instantanée.

$E_{v28}$ : Déformation instantanée.

$f_{t28}$ : Résistance de traction du béton.

$f_{c28}$ : Résistance de compression du béton.

$f_{bc}$ : Contrainte du béton.

$g$ : Largeur de marche (giron).

$\rho$ : Masse volumique.

$A_r$ : Armatures de répartition.

$S$ : Surface.

$U$ : Périmètre de la section.

$N$ : Effort normale.

$T$ : Période.

$C_T$ : Coefficient du système de contreventement.

$D$ : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

$\varepsilon$ : Pourcentage d'amortissement.

$WT$ : Poids total de la structure.

$\beta$ : Coefficient de pondération.

$A$ : Coefficient d'accélération.

$R$ : Coefficient de comportement.

$ELU$ : Etat limite ultime.

$ELS$ : Etat limite service.

$B$ : Section transversale des poteaux.

$\delta(ek)$ : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

$\Delta(k)$ : Déplacement relatif au niveau ( $K$ ).

$h_e$ : Hauteur de l'étage.

$e$ : L'excentricité.

$L_r$ : Longueur de recouvrement.

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique.

$l_f$ : Longueur de flambement.

$(a ; b)$ : Dimensions du poteau.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur.

$Nd$  : Effort normal maximal appliqué sur une section.

$Br$  : Section réduite du poteau obtenue.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élançement mécanique.

$r$  : Rayon de courbure.

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.

$l_s$  : Longueur de scellement droit.

$\psi$  : Coefficient d'ancrage.

$LD$  : Longueur développée de l'ancrage.

$A_v$  : Section d'armature verticale.

$\bar{\sigma}_{Admissible}$  : Contrainte admissible du sol.

$hr$  : Hauteur du radier dalle.

$K$  : Coefficient de raideur du sol.

C.V : Condition vérifié.

C.N.V : Condition non vérifié.

P.C : partiellement comprimé.

S.P.C : section partiellement comprimé.

S.E.C : section entièrement comprimé.

# INTRODUCTION GENERALE

La stratégie algérienne de modernisation du secteur de l'habitat vise à augmenter les capacités de réalisation nationale et créer l'équilibre entre l'offre et la demande de logement.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est une région à forte activité sismique, l'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Donc, il faut faire l'étude de notre projet tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements aux quelles il est soumis, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité.

On commence notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment. Ensuite, on fait un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sous les charges permanents et les charges d'exploitations et on calcul les éléments secondaires comme les planchers, les escaliers et l'acrotère. Puis, on fera l'étude dynamique par le logiciel de calcul SAP2000, et on calcul les éléments structuraux sous les sollicitations et les combinaisons les plus défavorables qui ont été exigées par les règlements (RPA99/Version2003 et C.B.A.93), l'étude dynamique sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment. Une étude managériale s'avère nécessaire dans ce Projet de Fin d'Etude, elle sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de coût et délai, suivie d'un management des risques de notre projet..

Enfin, on terminera par une conclusion générale.

# *C**h**apitre 1*

**Présentation du projet**

## I.1. Introduction :

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé a usage multiple, implanté dans une zone de moyenne sismicité, donc il y a lieu de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité; et on termine par une étude économique comportant une étude managériale réalisée par le logiciel MS Project.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet contient 3 blocs, il se compose de 86 logements, un sous-sol, parking et RDC de 18 locaux commerciaux. Il est réalisé à OUDJLIDA, wilaya de TLEMCEM.

Nous sommes chargés d'étudier le bloc B qui est composé de:

- Sous-sol : destiné comme parking sous-terrain (15 places).
- Rez-de-chaussée : commercial (5 locaux).
- Dix étages à usage d'habitation (34 logements):
  - (1 A 7) quatre logements F3 par niveaux.
  - (8 A 10) deux logements F4 par niveaux.



**Figure I.1 : Localisation de notre projet. [1]**

Les Caractéristiques géométriques de notre structure sont :

**Tableau I.1** Caractéristiques géométriques

<b>Largeur en plan</b>	20,17 m
<b>La longueur en plan</b>	29,69 m
<b>Hauteur totale du bâtiment</b>	37,23 m
<b>Hauteur de RDC</b>	3,57 m
<b>Hauteur d'étage courant</b>	3,06 m
<b>Hauteur de sous-sol</b>	2,88 m

### **I.3. Classification de l'ouvrage :**

#### **I.3.1. Selon les zones sismiques :** D'après RPA 99/version 2003 :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones. Notre bâtiment est implanté dans une zone de sismicité faible (zone I), wilaya de Tlemcen.

#### **I.3.2. Selon leur importance :** D'après RPA 99/version 2003 :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes :

**GROUPE 1A :** ouvrages d'importance vitale.

**GROUPE 1B :** ouvrage de grande importance.

**GROUPE 2 :** ouvrage courants ou d'importance moyenne.

**GROUPE 3 :** ouvrage de faible importance.

Notre bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

#### **I.3.3. Selon le site :** D'après RPA 99/version 2003 :

Les sites sont classés en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

D'après le rapport de sol, notre site est considéré comme ferme (S2). (Voire annexe A)

### **I.4. Ossature de l'ouvrage:** D'après RPA 99/version 2003 :

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) et voiles, car la hauteur de bâtiment dépasse 17 m.

#### **I.4.1. Planchers :**

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

- **Plancher en corps creux** : pour le RDC et les étages courant.
- **Dalle pleine** : pour les balcons.

#### **I.4.2. Maçonneries :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

Par contre les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.4.3.Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **I.4.4. Isolation :**

On distingue dans notre projet deux types d'isolations :

- L'isolation acoustique : L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique : L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

#### **I.4.5. Acrotère :**

- la terrasse inaccessible : un acrotère en béton armé avec une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.
- la terrasse accessible : un acrotère en béton armé avec une hauteur de 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.4.6. Fondations :**

Les fondations devront être capables de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales de la superstructure, ils devront limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs.

#### **I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :**

Les reconnaissances et l'étude de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est :  $\bar{\sigma} = 2,2 \text{ bars}$ . (Voire annexe A)

#### **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

**I.6.1. Le Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

**I.6.1.1. Caractéristiques et avantages de béton :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les opérations suivantes :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place du béton dans le coffrage.
- Décoffrage après durcissement du béton.

**I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :**

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 (7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa.

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité  $f_{c28}$ .

La caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

D'après C.B.A.93 :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour un nombre de jour qui dépasse les 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à  $1,1 f_{c28}$ .

❖ **Résistance caractéristique à la traction :** D'après C.B.A.93 :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations :

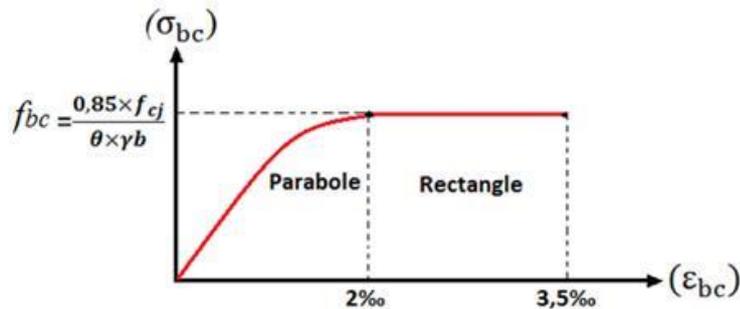
$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Si} \quad f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

**I.6.1.3. Contraintes et déformations :** D'après C.B.A.93 :

- ❖ **Etats limites ultimes :** Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) déformations ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton aux l'état limite ultime (ELU) règlementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE-RECTANGLE" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

-Diagramme Parabole Rectangulaire : C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.



**Figure I.2** : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.

$f_{bc}$  : Contrainte ultime du béton en compression Pour  $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$ .

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

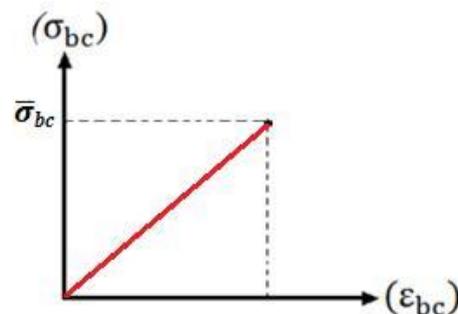
$\gamma b$  : Coefficient de sécurité : ( $\gamma b = 1,5$  cas général) et ( $\gamma b = 1,15$  cas accidentel).

$\theta = 1$  : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est  $> 24$  h.

$\theta = 0,9$  : lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0,85$  : lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

- ❖ **Etat limite de service** : La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$  MPa



**Figure I.3** : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.

- ❖ **Module de déformation longitudinal du béton** :

- **Module de déformation instantanée : ( $E_{ij}$ )**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de ( $j$ ) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj}}$$

- **Module de déformation différée : ( $E_{vj}$ )**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est donné par la formule.

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}}$$

### ❖ Module de déformation transversale du béton :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

$$\text{Coefficient de poisson} \rightarrow \nu = (\Delta_a / a) / (\Delta_l / l)$$

Avec :

( $\Delta_a$  : Déformation relative transversale) ; ( $\Delta_l$  : Déformation relative longitudinale).

D'après le C.B.A.93, Il est pris égale à :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \text{ Pour } \rightarrow \text{ELS} \\ \nu = 0 \text{ Pour } \rightarrow \text{ELU} \end{cases}$$

## I.6.2. Les Aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

### I.6.2.1. Types d'aciers pour béton armé :

#### ❖ Les aciers ronds lisses (RL) :

L'acier en forme de barre, en principe d'une longueur de 12 m et une section circulaire, ils ont une surface qui est lisse. Les diamètres généralement utilisés sont :

(6 ; 8 ; 10 ; 12 mm)

Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances (catégories), qui sont notées par :

(FeE220 ou FeE215  $\rightarrow$  Fe = 215 MPa) et (FeE240 ou FeE235  $\rightarrow$  Fe = 235 MPa)

#### ❖ Les aciers à haute adhérence (HA) :

Les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm (la hauteur est suivant le diamètre) pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. Les diamètres ou les barres à haute adhérence utilisés sont :

(6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40 mm).

Les hautes adhérences se divisent en deux nuances :

(FeE400  $\rightarrow$  Fe = 400 MPa) et (FeE500  $\rightarrow$  Fe = 500 MPa)

#### ❖ Les treillis soudés (TS) :

Certain élément dans le béton armé tel que les dalles, sont armé suivant deux directions perpendiculaire. On utilise pour cela les treillis soudés qui sont constitués par des fils se croisant et qui seront soudés aux points du croisement. Les diamètres couramment utilisés sont les suivants : (6 - 8 - 10 mm) avec des espacements entre fils (100 - 200 mm).

### I.6.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : D'après C.B.A.93 :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

**I.6.2.3. Contrainte limite :** D'après C.B.A.93 :❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité ( $\gamma_S$ ) qui a les valeurs suivantes :

( $\gamma_S = 1,15 \rightarrow$  Cas général) ; ( $\gamma_S = 1,00 \rightarrow$  Cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

$f_e = 400$  MPa  $\rightarrow$  Pour les armatures longitudinales.

$f_e = 235$  MPa  $\rightarrow$  Pour les armatures transversales.

-Cas général  $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1,15} = 348$  MPa (Contrainte dans les aciers).

$\rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{348}{200000} = 1,73$  ‰ (Déformation dans les aciers).

-Cas accidentel  $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1} = 400$  MPa (Contrainte dans les aciers).

$\rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2,00$  ‰ (Déformation dans les aciers).

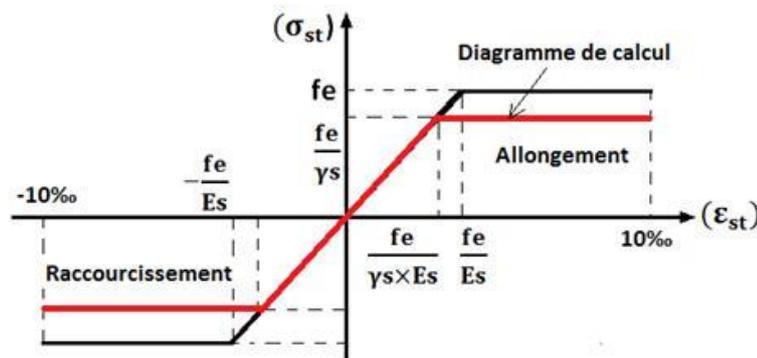


Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations d'aciers.

❖ **Etat limite de service (ELS) :** D'après C.B.A.93 :

-Si la fissuration est considérée peu préjudiciable  $\rightarrow \sigma_{st} \leq f_e$

-Si la fissuration est considérée préjudiciable  $\rightarrow \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

-Si la fissuration est considérée très préjudiciable  $\rightarrow \sigma_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec : ( $\eta$ ) Coefficient de fissuration  $\rightarrow \left[ \begin{array}{l} (\eta = 1) \quad \text{Pour les Ronds lisses} \\ (\eta = 1,60) \quad \text{Pour les Hautes adhérences} \end{array} \right]$

**I.7. Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont présentées dans le tableau I.2 :

**Tableau I.2 :** Caractéristiques du béton et de l'acier utilisés.

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
<b>BETON</b>	La résistance du béton à la compression à 28 jours ( $f_{c28}$ )	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours ( $f_{t28}$ )	2,1
	Le module d'élasticité instantané ( $E_{ij}$ )	32164,195
	Le module d'élasticité différé ( $E_{vj}$ )	10721,39
	Contrainte dans le béton à ELU ( $f_{bc}$ )	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS ( $\bar{\sigma}_{bc}$ )	15
	Contrainte dans le béton à l'accidentel ( $f_{bc}$ )	18,48
<b>ACIER</b>	La limite élastique des armatures longitudinales ( $F_e$ )	400
	La limite élastique des armatures transversales ( $F_e$ )	235
	La limite élastique des treillis soudés ( $F_e$ )	500
	Module d'élasticité (E)	200000
	Contrainte de calcul à ELU pour ( $F_e = 400$ )	348
	Contrainte de calcul à l'accidentel pour ( $F_e = 400$ )	400

# *C*h*apitre 2*

Pré dimensionnement et descente de charge.

### **II.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles), en utilisant les règlements en vigueur qui sont le RPA99/version2003, le C.B.A 93, le B.A.E.L 91et le DTR.B.C.2.2.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

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

### **II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :**

Sont des éléments qui ne participent pas à la stabilité et à la résistance de la structure.

#### **II.2.1. Les planchers :**

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

##### **II.2.1.1.Les planchers à corps creux :**

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

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

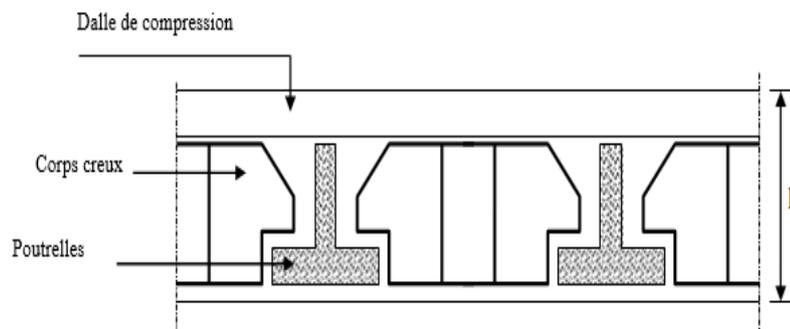
Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le C.B.A.93. L'épaisseur de plancher est conditionnée par :  $h \geq \frac{L}{22,5}$

Avec : L: la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles (L = 434 cm)

$$h \geq \frac{434}{22,5}$$

$h \geq 19,28$  cm Donc :  $h = 21$ cm  $\rightarrow$  (16+5)

**16 cm** pour le corps creux ; **5 cm** pour la dalle de compression.



**Figure II.1 :** Dalle à corps creux.

- Dimensionnement des poutrelles: Les poutrelles se calculent comme des sections en T a la flexion simple. Leur pré dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La largeur de la table de compression est définie par :

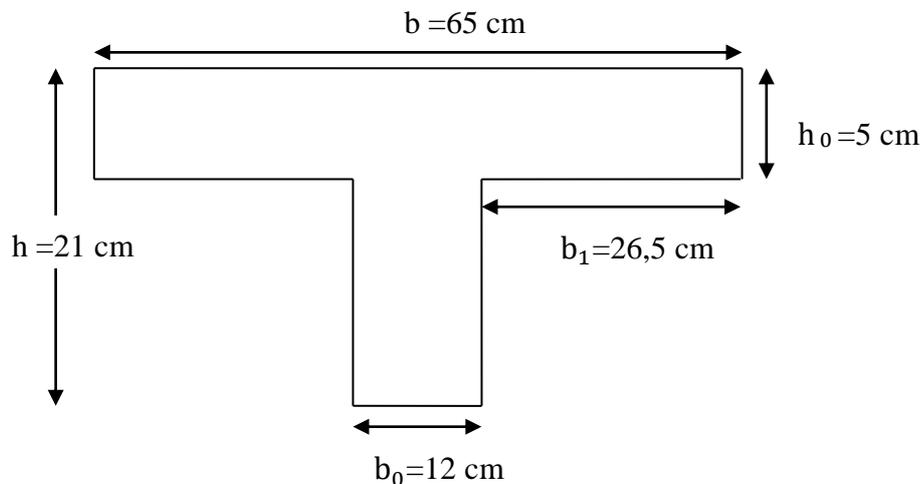
$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h \rightarrow b_0 = ((0.4 \times 21) \text{ et } (0.8 \times 21)) \text{ cm} \rightarrow b_0 = (8,4 ; 16,8)$$

On adopte :  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et  $b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$

Avec :

(Lx) : La distance entre nus de deux poutrelles disposées parallèles (Choix)

(Ly) : La longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.



**Figure II.2 :** Dimensions d'une poutrelle.

**II.2.2. Acrotère :**

On distingue deux type d'acrotère dans notre structure.

➤ **Type 1 (60 cm): Terrasse inaccessible.**

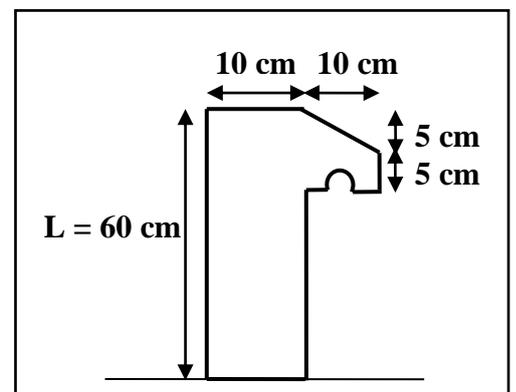
$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

- La charge horizontale: D'après le RPA99/version2003 :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone.  $\rightarrow A = 0,1$



**Figure II.3:** Dimension de l'acrotère type1

$W_p$  : poids de l'acrotère.  $\rightarrow W_p = 1,6875 \text{ KN/ml}$

$C_p$  : facteur de la force horizontale.  $\rightarrow C_p = 0,8 \text{ KN}$

$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,6875 = 0,54 \text{ KN/ml}$ .

$Q = 1 \text{ KN/ml}$  ( charge du vent).

➤ **Type 2 (100 cm) : Terrasse accessible.**

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 1,00) = 0,1075 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$G = 0,1075 \times 25 = 2,6875 \text{ KN/ml}$ .

• La charge horizontale: D'après le RPA99/version2003 :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

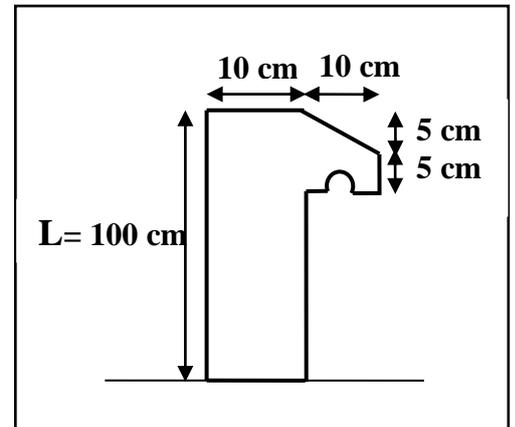
$A$  : coefficient d'accélération de la zone.  $\rightarrow A = 0,1$

$W_p$  : poids de l'acrotère.  $\rightarrow W_p = 2,6875 \text{ KN/ml}$

$C_p$  : facteur de la force horizontale.  $\rightarrow C_p = 0,8 \text{ KN}$

$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,6875 = 0,86 \text{ KN/ml}$ .

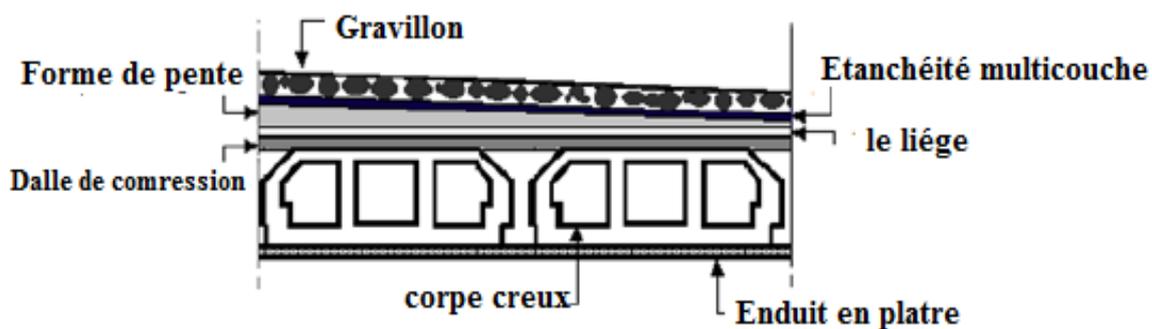
$Q = 1 \text{ KN/ml}$  (charge du vent).



**Figure II 4:** Dimension de l'acrotère type 2

**II.3. Evaluation des charges et surcharges :**

D'après DTR.B.C.2.2, La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.



**Figure II.5:** Plancher Corps creux Terrasse inaccessible

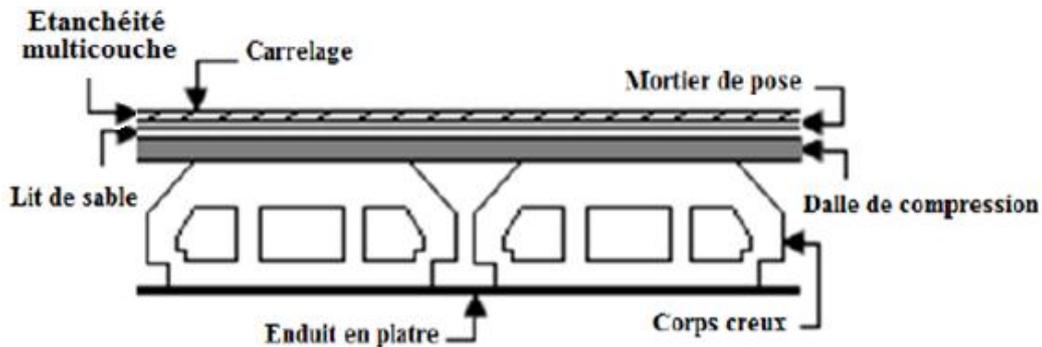
**II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :**

**Tableau II.1 :** Charge de la terrasse inaccessible (corps creux)

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	0,04	1700	68	0,68
Etanchéité multicouche	0,02	600	12	0,12
Forme de pente	0,1	2200	220	2,20
Isolation thermique en liège	0,04	400	16	0,16
Plancher en corps creux (16+5)	0,21	/	310	3,10
Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0,20

<b>Charges permanentes (G)</b>	<b>6,46 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>charges d'exploitation (Q)</b>	<b>1 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.3.2 Plancher terrasse accessible :**



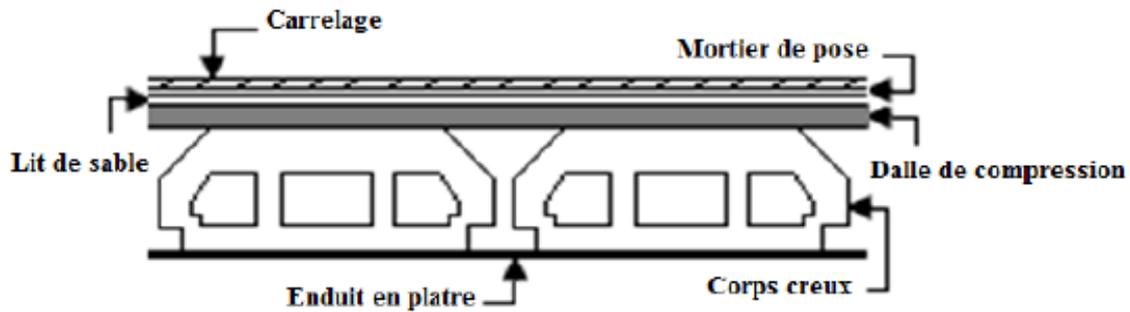
**Figure II.6 :** Plancher Corps creux Terrasse accessible

**Tableau II.2 :** Charge de la terrasse accessible (corps creux)

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	2200	44	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
Lit de sable	0,02	1800	36	0,36
Etanchéité multicouche	0,02	600	12	0,12
Plancher en corps creux (16+5)	0,21	/	310	3,10
Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0,20

<b>Charges permanentes (G)</b>	<b>4,62 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>charges d'exploitation (Q)</b>	<b>1,5 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.3.3 Plancher étage courant :**



**Figure II.7 :** Plancher Corps creux Etage courant.

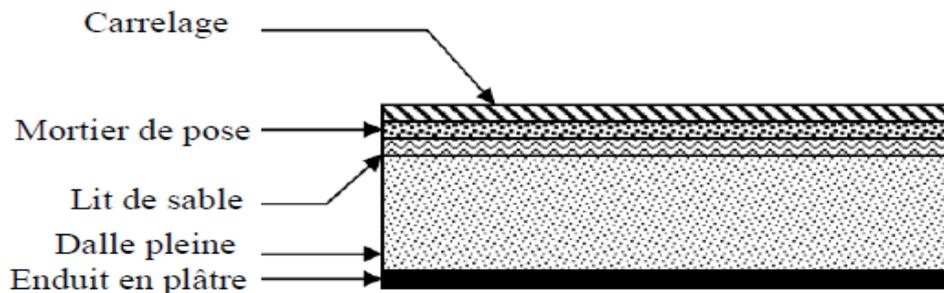
**Tableau II.3 :** Charge d'étage courant (corps creux)

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	2200	44	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
Lit de sable	0,02	1800	36	0,36
Plancher en corps creux (16+5)	0,21	/	310	3,10
Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0,20
Mur de cloisons	/	/	100	1

<b>Charges permanentes (G)</b>	<b>5,5 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>charges d'exploitation (Q)</b>	<b>1,5 KN/m<sup>2</sup></b>

- Surcharge d'exploitation (Q) :  
Plancher Sous-sol (usage de commerce) :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

**II.3.4 Balcon :**



**Figure II.8 :** Dalle de balcon

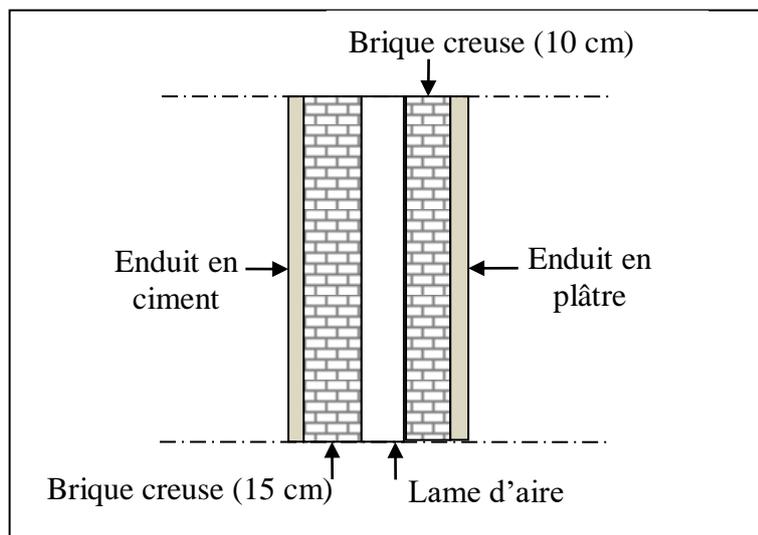
**Tableau II.4 :** Charge de balcon (Dalle pleine)

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	2200	44	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
Lit de sable	0,02	1800	36	0,36
Dalle pleine	0,15	2500	375	3,75
Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0,20

<b>Charges permanentes (G)</b>	<b>5,15 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>charges d'exploitation (Q)</b>	<b>3,5 KN/m<sup>2</sup></b>

### II.3.5. Murs :

#### II.3.5.1.Mur Extérieur (double parois) :



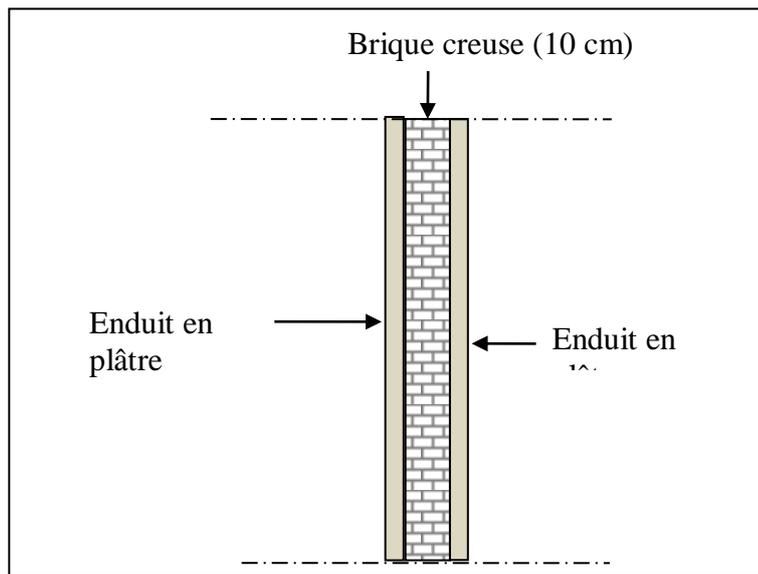
**Figure II.9 :** Mur extérieur (double parois).

**Tableau II.5 :** Charges du au mur extérieur.

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	0,02	1800	36	0,36
Brique creuse	0 ,15	900	135	1,35
Brique creuse	0,10	9 00	90	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	1000	20	0,20

<b>Charges permanentes (G)</b>	<b>2,81 KN/m<sup>2</sup></b>
--------------------------------	------------------------------

**II.3.5.2. Mur Intérieur (simple parois) :**



**Figure II.10 :** Mur intérieur (simple parois).

**Tableau II.6 :** Charges du au mur intérieur.

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en plâtre	0,02	1000	20	0,20
Brique creuse	0,10	9 00	90	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	1000	20	0,20

<b>Charges permanentes (G)</b>	<b>1,30 KN/m<sup>2</sup></b>
--------------------------------	------------------------------

**II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux :**

Le pré dimensionnement et un pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) qui assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles RPA99/version2003 et du (C.B.A.93) et (B.A.E.L91).

**II.4.1. Poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux qui reprend les charges et les surcharges et les retransmettre aux poteaux.

Il y a deux types de poutres dans notre structure :

**II.4.1.1. Poutres Principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels reposent ces poutres.

- Selon le **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

L : Distance entre axes des poteaux (la plus grande portée).

h : hauteur de la poutre.

$$\begin{cases} \frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \\ 43,33 \leq h \leq 65 \end{cases}$$

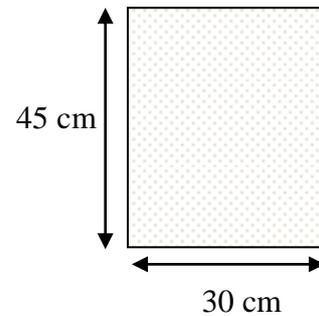
On prend  $\longrightarrow$  **h = 45cm**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec : b : largeur de la poutre

$$\begin{cases} 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \\ 13,5 \leq b \leq 31,5 \end{cases}$$

On prend  $\longrightarrow$  **b = 30cm**



**Figure II.11 :** poutres principale

- D'après les règles de RPA99/version2003 on a :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow 1,5 \leq 4 \longrightarrow \text{C.V}$$

**II.4.1.2. Poutres Secondaires :**

- Selon le **B.A.E.L 91** on a :

L = 444 cm

$$\begin{cases} \frac{444}{15} \leq h \leq \frac{444}{10} \\ 29,6 \leq h \leq 44,4 \end{cases}$$

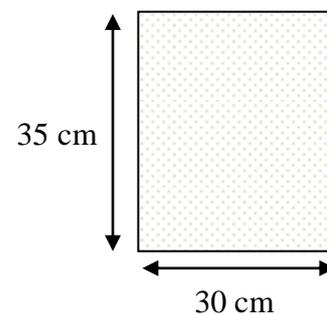
On prend  $\longrightarrow$  **h = 35 cm**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec : b : largeur de la poutre

$$\begin{cases} 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \\ 10,5 \leq b \leq 24,5 \end{cases}$$

On prend  $\longrightarrow$  **b = 30cm**



**Figure II.12 :** poutres secondaires

- D'après les règles de RPA99/version2003 on a :

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

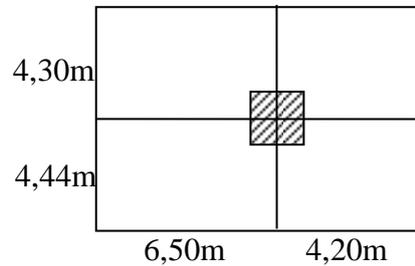
$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow 1,66 \leq 4 \longrightarrow \text{C.V}$$

**II.4.2. Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, qui supportent toutes les charges et les surcharges de différents étages et les transmettent aux fondations.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité (poteau central) :



**Figure II.13 :** Section supportée par le poteau le plus sollicité.

➤ D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L .91) :

S : Surface supportée par le poteau le plus sollicité

$$s = \left( \frac{6,5+4,2}{2} \right) \times \left( \frac{4,44+4,3}{2} \right)$$

**S = 23.37 m<sup>2</sup>**

P : charge répartie moyenne par étage :

$P_u = 1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ KN/m}^2 = 10^{-2} \text{ MN/ m}^2$

Nu : Charge ultime verticale supportée par le poteau le plus sollicité.

$N_u = P_u \times S \times n$

n : Nombre d'étage (n=12)

$N_u = 10^{-2} \times 23,37 \times 13$

**Nu=3,03 MN**

• Section réduite (Br):

$$Br \geq \frac{\beta \times N_U}{\frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s} + \frac{f_{BC}}{0,9}}$$

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

$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2$  si  $\lambda \leq 50$ .

$\beta = 0,85 (\lambda)^2 / 1500$  si  $50 < \lambda < 70$ .

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$

Avec :

( $\gamma_s = 1,15$  (cas général)) ; ( $\gamma_b = 1,50$  (cas général)) ; ( $\theta = 1$  (Charge > 24 h)).

( $f_{c28} = 25$  MPa) ; ( $f_e = 400$  MPa) ; ( $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16$  MPa).

$$Br \geq \frac{1,2 \times 3,03}{\frac{14,16}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$Br \geq 0.19 \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0.02)^2 \geq 0.19 \text{ m}^2$$

Donc :

$$a \geq \sqrt{0.19} + 0.02 = 45,5 \text{ cm}$$

On prend:  $a = b = 65 \text{ cm} \longrightarrow$  Poteau ( $65 \times 65$ )  $\text{cm}^2$  (justification d'effort normal réduit)

➤ Vérification des conditions de RPA99/version2003 : (Zone I) :

Min (a , b) > 25 cm  $\longrightarrow a = 65 > 25 \text{ cm} \longrightarrow$  **C.V**

$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \min(a, b) \geq \frac{357}{20} \longrightarrow \min(a, b) \geq 17,85 \longrightarrow$  **C.V**

$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{65}{65} \leq 4 \longrightarrow$  **C.V**

➤ Vérification des poteaux au flambement :

Moment d'inertie :

$$I_X = I_Y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{65^4}{12} = 1487552,08 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / A}$$

$$A = a^2 = 65^2 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{\frac{1487552,08}{4225}} = 18,76 \text{ cm}^2$$

Elancement mécanique :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$l_f = 0,7 l_0$   $l_0$  : étant la hauteur d'étage, elle est égale à 2.88 m pour le sous-sol.

$$l_f = 0,7 \times 2,88 = 2,016 \text{ m}$$

$\lambda_x = \lambda_y = \frac{201,6}{18,76} = 11,61 < 35 \longrightarrow$  **Le flambement est vérifié**

**Tableau II.7 :** Dimensions et vérification des poteaux

Poteaux	N étages	S (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	A=b (m)	L0 (m)	λ	Condition
1 <sup>er</sup> sous-sol	1	23.37	3.03	0,65	2,67	12,95	C.V
RDC	2	23.37	2.79	0,65	3,36	16,29	C.V
1 <sup>er</sup> étage	3	23.37	2.55	0,60	2,85	13,82	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	4	23.37	2.32	0,60	2,85	13,82	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	5	23.37	2.09	0,55	2,85	13,82	C.V
4 <sup>ème</sup> étage	6	23.37	1.86	0,55	2,85	13,82	C.V
5 <sup>ème</sup> étage	7	23.37	1.62	0,50	2,85	13,82	C.V
6 <sup>ème</sup> étage	8	23.37	1.39	0,50	2,85	13,82	C.V
7 <sup>ème</sup> étage	9	23.37	1.16	0,45	2,85	13,82	C.V
8 <sup>ème</sup> étage	10	23.37	0.93	0,45	2,85	13,82	C.V
9 <sup>ème</sup> étage	11	23.37	0.69	0,40	2,85	13,82	C.V
10 <sup>ème</sup> étage	12	23.37	0.46	0,40	2,85	13,82	C.V
Buanderie	13	23.37	0.23	0,35	2,85	13,82	C.V

#### II.4.3. les Voiles:

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Selon le **RPA99-V-2003** les voiles de contreventement satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{he}{20} \end{cases}$$

Avec :

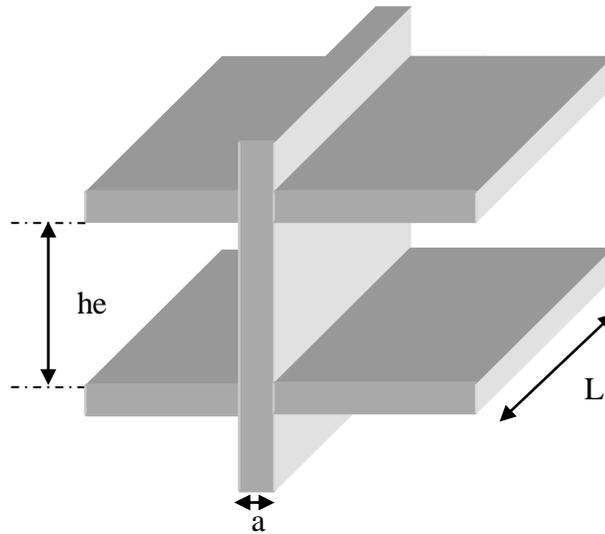
L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur libre d'étage.

- Sous-sol-RDC : (h=357 cm) ; (e=21cm)  
 $he = 357 - 21 = 336 \text{ cm} \longrightarrow a \geq \frac{336}{20} \longrightarrow a \geq 16,8 \text{ cm}$   
 On adopte une épaisseur (**a=20 cm**)  
 La longueur du voile doit être :  $L \geq 80 \text{ cm}$
- Etage courant : (h=306 cm) ; (e=21cm)  
 $he = 306 - 21 = 285 \text{ cm} \longrightarrow a \geq \frac{285}{20} \longrightarrow a \geq 14,25 \text{ cm}$   
 On adopte une épaisseur (**a=15 cm**)

La longueur du voile doit être :  $L \geq 60$  cm)



**Figure II.14 : coupe de voile**

### **II.5. Conclusion :**

- Les éléments non structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :

-L'épaisseur des planchers à corps creux  $\longrightarrow e = 16 + 5 = 21$  cm

-L'épaisseur des balcons  $\longrightarrow e = 15$  cm

- Les éléments structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :

-Poutre principales  $\longrightarrow (45 \times 30)$  cm<sup>2</sup>

- Poutre secondaire  $\longrightarrow (30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>

- Poteaux (Sous-sol ; RDC)  $\longrightarrow (65 \times 65)$  cm<sup>2</sup>

- Poteaux (Etage1 ; Etage2)  $\longrightarrow (60 \times 60)$  cm<sup>2</sup>

-Poteaux (Etage3 ; Etage4)  $\longrightarrow (55 \times 55)$  cm<sup>2</sup>

-Poteaux (Etage5 ; Etage6)  $\longrightarrow (50 \times 50)$  cm<sup>2</sup>

-Poteaux (Etage7 ; Etage8)  $\longrightarrow (45 \times 45)$  cm<sup>2</sup>

-Poteaux (Etage9 ; Etage10)  $\longrightarrow (40 \times 40)$  cm<sup>2</sup>

-Buanderie  $\longrightarrow (35 \times 35)$  cm<sup>2</sup>

-Voiles (Sous-sol ; RDC)  $\longrightarrow (e = 20$  cm)

-Voiles (Étages courants)  $\longrightarrow (e = 15$  cm)

# *C*hapitre 3

Etude des éléments secondaires

**III.1 Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

**III.2 Etude du Plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux est le type le plus employé dans les immeubles d'habitation se composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction.
- Une dalle de compression armée qui reprend les efforts de compression.

**III.2.1. Types des poutrelles :**

Sous-sol :

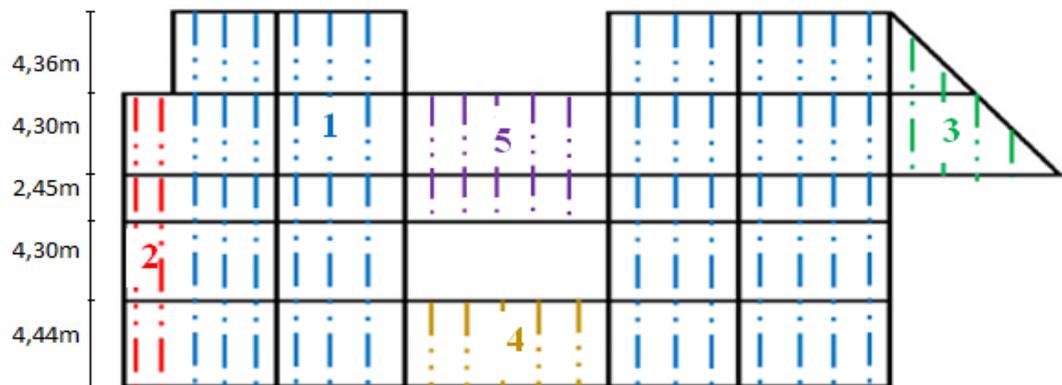


Figure III.1 : Types des poutrelles pour Sous-sol.

Tableau III.1 : Schéma statique de poutrelles du Sous-sol.

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

RDC, Etage courant et Terrasse accessible :

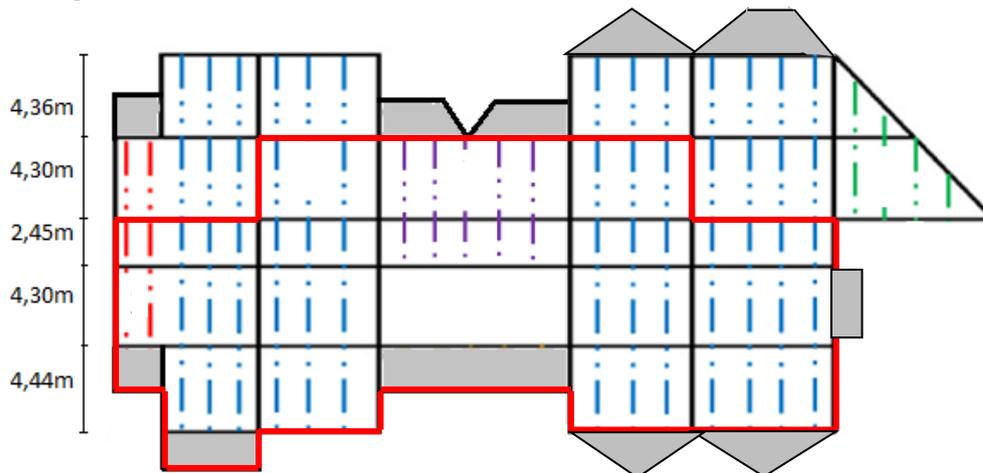


Figure III.2 : Types des poutrelles du RDC, étage et Terrasse accessible.

**Remarque :** le cadre en rouge représente le décrochement du 8<sup>ème</sup> étage au 10<sup>ème</sup>.

**Tableau III.2 :** Schéma statique de poutrelles du RDC, étage et Terrasse accessible.

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 1 (1-7)	
Type 2 (1-7)	
Type 3 (8-10)	
Type 4 (8-10)	
Type 5 (8-10)	

Terrasse inaccessible :

**Tableau III.3 :** Schéma statique de poutrelles du Terrasse inaccessible.

Types	Schéma Statique des Poutrelles
Type 1	

**III.2.2 Les charges des poutrelles :****Tableau III.4:** Charges supportées par les poutrelles.

Niveaux	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	ELU	ELS
				(1,35G + 1,5Q) × b	(G + Q) × b
				Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,63	1	0,65	6,79	4,95
Terrasse accessible	4,62	1,5	0,65	5,51	3,978
Étage courant	5,5	1,5	0,65	6,28	4,55
Sous-sol	5,5	4	0,65	8,72	6,175

**III.2.3.Méthodes de calcul :**

Dans notre plancher à corps creux, il existe deux types des poutrelles :

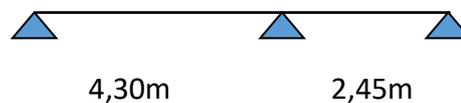
- Poutrelles sur deux appuis simples qui sont encastées partiellement.
- Poutrelles continues sur plusieurs appuis.

Il existe principalement Trois méthodes utilisées pour ce type de poutrelle :

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

**III.2.4. Détermination des efforts internes :**

- Un exemple de calcul : Terrasse (type 1)
  - $q_u = 6,79 \text{ KN/m}$
  - $q_s = 4,95 \text{ KN/m}$

**Figure III.3:** Schéma statique de poutrelles du Terrasse inaccessible

**Remarque :** Les deux premières méthodes (forfaitaire, Caquot) n'ont pas vérifié certaines conditions, alors on passe à la méthode des trois moments.

**➤ Méthodes des trois moments :**

Moment en appuis :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$l_i \times M_{i-1} + 2M_i \times (l_i + l_{i+1}) + l_{i+1} \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

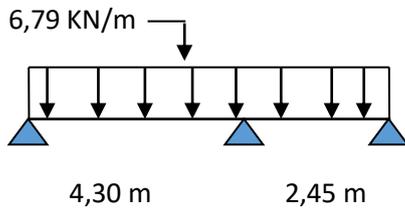
**ELU :**

$$L_0 \times M_0 + 2M_1 \times (l_0 + l_1) + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

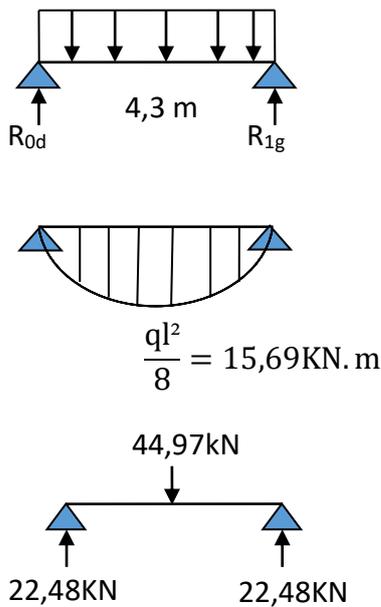
$M_0 = M_2 = 0$  (Condition d'appuis).

$$2(4,3 + 2,45) M_1 + 6 A_1 = 0 \quad (A_1 = R_{1d} + R_{1g})$$

$$13,5 M_1 + 6 A_1 = 0$$

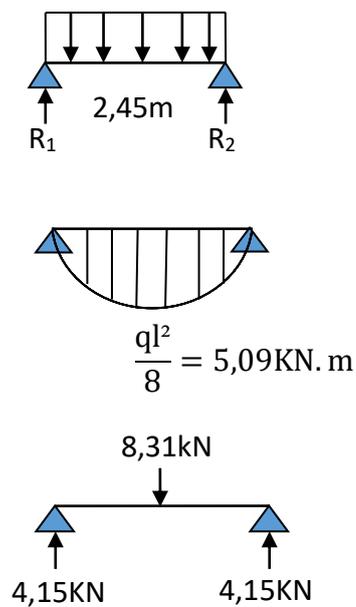


**Travée 1 :  $0 < x < 4,3$**



$$R_{1g} = 22,48 \text{ KN}$$

**Travée 2 :  $0 < x < 2,45$**



$$R_{1d} = 4,15 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} = 22,48 + 4,15$$

$$A_1 = 26,63 \text{ KN}$$

$$13,5 M_1 = -6 \times 26,63$$

$$M_1 = -11,83 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :

**Travée:1**                     $0 < x < 4,3 \text{ m}$

$$\sum M/0=0 \rightarrow 6,79 \times \frac{4,3^2}{2} + 11,83 - R_1 \times (4,3)$$

$$R_1=11,34 \text{ KN}$$

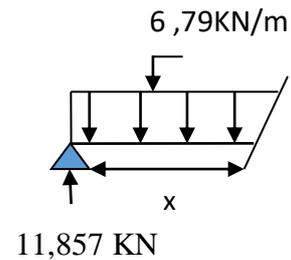
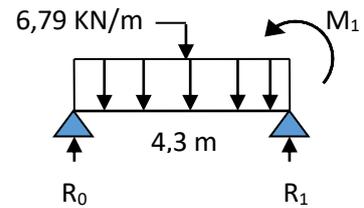
$$\sum f /y=0 \rightarrow R_0+R_1= qu$$

$$R_0= 6,79 \times 4,3 - 17,34$$

$$R_0= 11,857 \text{ KN}$$

$$M(x)= -6,79 \times \frac{x^2}{2} + 11,857 x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(4,3)=-11,78 \end{array} \right.$$

$$T(x)= -6,79 x + 11,857 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0)=11,857 \\ T(4,3)=-17,348 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$



$$M'(x)=0 \rightarrow -6,79 x + 11,857 = 0 \rightarrow x=1,74 \text{ m}$$

$$M(1,74) = \frac{-6,79 \times (1,74)^2}{2} + 11,857 \times 1,74$$

$$M(1,74) = 10,35 \text{ KN.m}$$

**Travée:2**                     $0 < x < 2,45 \text{ m}$

$$\sum M/0=0 \rightarrow 6,79 \times \frac{2,45^2}{2} - 11,83 - R_2 \times (2,45)$$

$$R_2=3,48 \text{ KN}$$

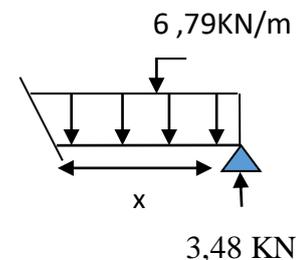
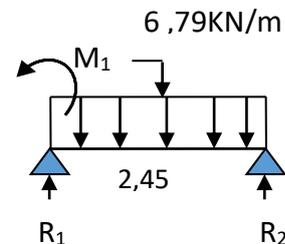
$$\sum f /y=0 \rightarrow R_1+R_2= qu$$

$$R_1= 6,79 \times 2,45 - 3,48$$

$$R_1= 13,15 \text{ KN}$$

$$M(x)= 6,79 \times \frac{x^2}{2} - 3,48 x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(2,45)=11,85 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$

$$T(x)= 6,79 x - 3,48 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0)=-3,48 \\ T(2,45)=-13,15 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$



$$M'(x)=0 \rightarrow 6,79 x - 3,48 = 0 \rightarrow x=0,51 \text{ m}$$

$$M(0,51) = \frac{6,79 \times (0,51)^2}{2} - 3,48 \times 0,51$$

$$M(0,51) = -0,89 \text{ KN.m}$$

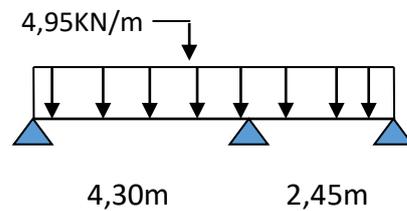
**ELS:**

$$L_0 \times M_0 + 2M_1 \times (l_0 + l_1) + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

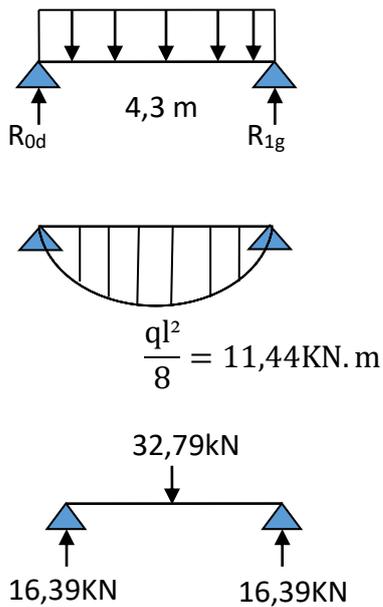
$$M_0 = M_2 = 0 \text{ (Condition d'appuis).}$$

$$2(4,3 + 2,45) M_1 + 6 A_1 = 0 \quad (A_1 = R_{1d} + R_{1g})$$

$$13,5 M_1 + 6 A_1 = 0$$

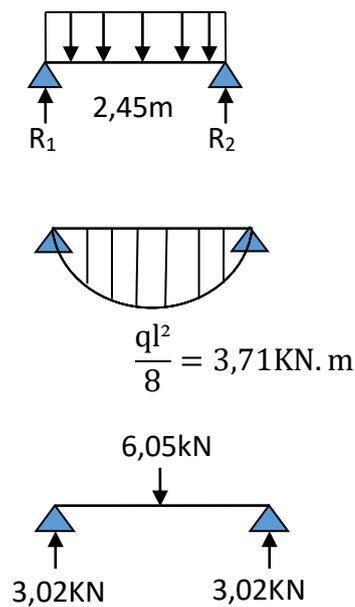


**Travée 1 :  $0 < x < 4,3$**



$$R_{1g} = 16,39 \text{ KN}$$

**Travée 2 :  $0 < x < 2,45$**



$$R_{1d} = 3,02 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} = 16,39 + 3,02$$

$$A_1 = 19,41 \text{ KN}$$

$$13,5 M_1 = -6 \times 19,41$$

$$M_1 = -8,62 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :

**Travée:**  $0 < x < 4,3 \text{ m}$

$$\sum M/0=0 \rightarrow 4,95 \times \frac{4,3^2}{2} + 8,62 - R_1 \times (4,3)$$

$$R_1=12,64\text{KN}$$

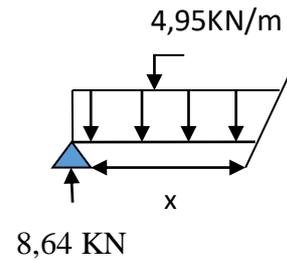
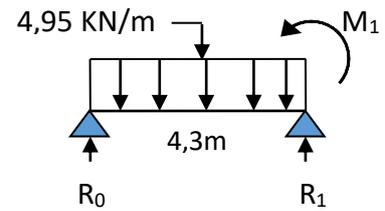
$$\sum f /y=0 \rightarrow R_0+R_1= qu$$

$$R_0= 4,95 \times 4,3 - 12,64$$

$$R_0= 8,64 \text{ KN}$$

$$M(x)= - 4,95 \times \frac{x^2}{2} + 8,64 x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(4,3)=-8,58 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$

$$T(x)= -4,95 x + 8,64 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0)=8,64 \\ T(4,3)=-12,64 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$



$$M'(x)=0 \rightarrow - 4,95 x + 8,64 = 0 \rightarrow x=1,74 \text{ m}$$

$$M (1,74) = \frac{-4,95 \times (1,74)^2}{2} + 8,64 \times 1,74$$

$$M (1,74) = 7,54 \text{ KN.m}$$

**Travée:2**  $0 < x < 2,45 \text{ m}$

$$\sum M/1=0 \rightarrow 4,95 \times \frac{2,45^2}{2} - 8,62 - R_2 \times (2,45)$$

$$R_2=2,54 \text{ KN}$$

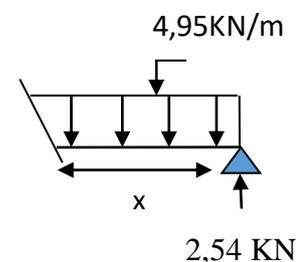
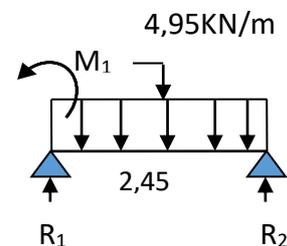
$$\sum f /y=0 \rightarrow R_1+R_2= qu$$

$$R_1= 4,95 \times 2,45 - 2,54$$

$$R_1= 9,58 \text{ KN}$$

$$M(x)= 4,95 \times \frac{x^2}{2} - 2,54 x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(2,45)=8,63 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$

$$T(x)= 4,95 x - 2,54 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0)=-2,54 \\ T(2,45)= 9,587 \end{array} \right. \quad [\text{KN. m}]$$



$$M'(x)=0 \rightarrow -4,95 x + 2,54 =0 \rightarrow x=0,49 \text{ m}$$

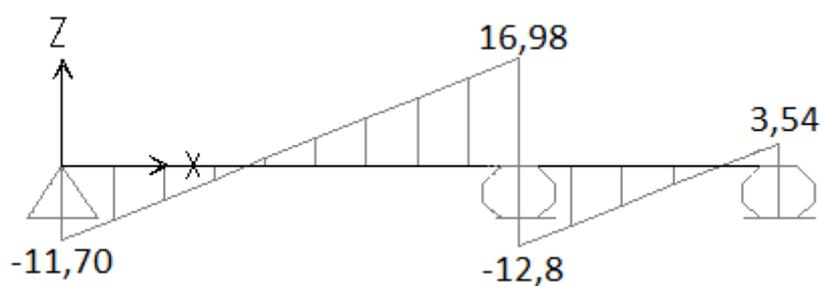
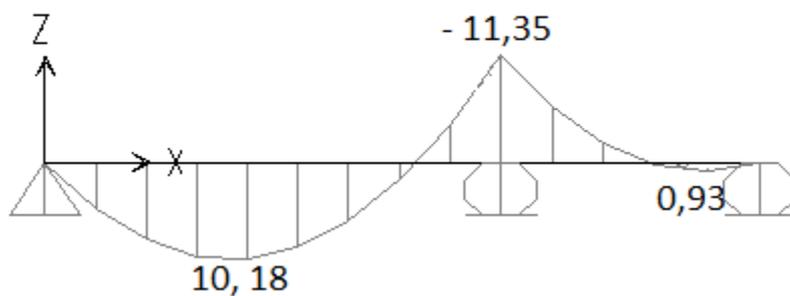
$$M(0,49) = \frac{-4,95 \times (0,49)^2}{2} + 2,54 \times 0,49$$

$$M(0,49) = 0,6 \text{ KN.m}$$

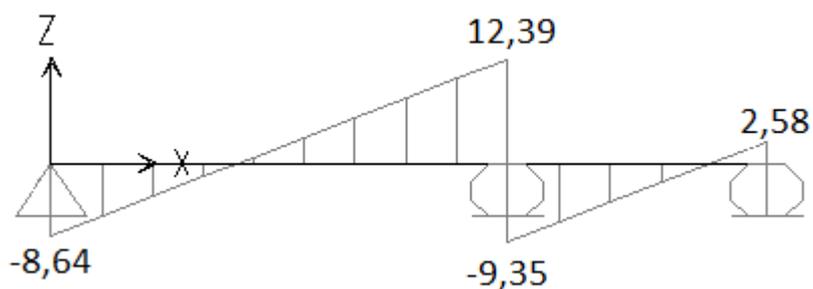
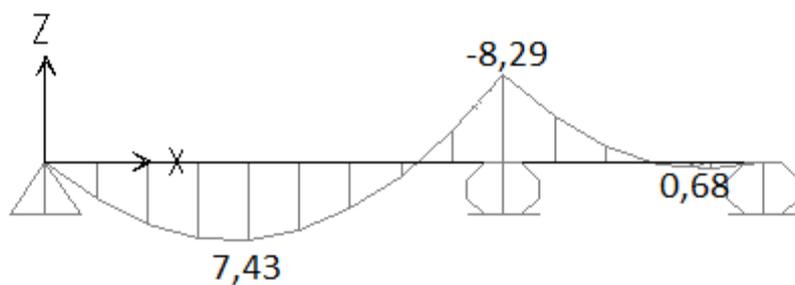
**L'utilisation de logiciel SAP 2000 :**

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

ELU :



ELS :



**III.2.5. Moments fléchissant et effort tranchant :**

Les moments fléchissant et des efforts tranchant sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.5 :** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau du RDC.

Types	Position	ELU		ELS	
		M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
1	Travée	12,93	/	9,15	/
	Appui	18,70	23,92	13,23	16,93
2	Travée	13,82	/	9,78	/
	Appui	18,93	23,97	13,40	16,97
3	Travée	11,20	/	8,29	/
	Appui	20,17	23,98	14,27	16,98
4	Travée	21,24	/	15,03	/
	Appui	/	19,65	/	13,91
5	Travée	20,49	/	14,50	/
	Appui	22,85	34,18	16,17	24,39

**Tableau III.6 :** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau étage.

Types	Position	ELU		ELS	
		M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
1	Travée	10,26	/	7,42	/
	Appui	9,22	15,97	6,67	11,56
2	Travée	14,33	/	10,30	/
	Appui	20,73	26,15	15,00	18,92
3	Travée	10,18	/	7,36	/
	Appui	9,40	16,02	6,80	11,6
4	Travée	9,60	/	6,94	/
	Appui	10,70	16,32	7,74	11,82
5	Travée	9,42	/	6,82	/
	Appui	13,24	9,61	9,58	6,67
6	Travée	9,96	/	7,20	/
	Appui	13,64	17,37	9,87	12,57

**Tableau III.7 :** Moments fléchissant et efforts tranchant au niveau terrasse accessible

Types	Position	ELU		ELS	
		M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
1	Travée	10,37	/	7,57	/
	Appui	11,56	16,98	8,44	7,57

**III.2.6. Ferrailage des poutrelles :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutrelle la plus sollicitée, type 3 du RDC ;

**Tableau III.8 :** Moments fléchissant au niveau RDC.

Types	Position	ELU	ELS
		M (KN.m)	M (KN.m)
3	Travée	11,20	8,29
	Appui	20,17	14,27

1) **Armatures longitudinal :**

- ELU:

**Travée :**  $M_u = 0,01120 \text{ MN.m}$

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_T = 0,075586 \text{ MN.m} > M_u = 0,01120 \text{ MN.m}$$

L'axe neutre se trouve dans la table, donc le calcul du ferrailage se fait avec une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01120}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_R = 0,392$$

→ **Asc = 0** (Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034}] = 0,043$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \times 0,043) = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{M_u \times \gamma_s}{Z \times f_e} = \frac{0,01120 \times 1,15}{0,185 \times 400} = 1,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,73 \text{ cm}^2$$

Choix : **A<sub>st</sub> = 2T12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st} \geq 1,48 \longrightarrow \text{C.V}$$

**Appui :**  $M_u = 0,02017 \text{ MN.m}$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,02017}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,332 < \mu_R = 0,392$$

→  $A_{sc} = 0$  (Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,332}] = 0,52$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \times 0,52) = 0,149 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{M_u \times \gamma_s}{Z \times F_e} = \frac{0,02017 \times 1,15}{0,149 \times 400} = 3,88 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,88 \text{ cm}^2$$

Choix :  $A_{st} = 1T20 + 1T16 = 3,14 + 2,01 = 5,15 \text{ cm}^2$

**Remarque :**

Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a augmenté la section des armatures en appuis et en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS).

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st} \geq 0,27 \longrightarrow \text{C.V}$$

- **ELS:**

**Travée :**  $M_s = 0,00829 \text{ MN.m}$

Avec : ( $b = 0,65\text{m}$ ) ; ( $b_0 = 0,12\text{m}$ ) ; ( $h = 0,21\text{m}$ ) ; ( $h_0 = 0,05\text{m}$ ) ; ( $d = 0,189\text{m}$ ) ; ( $d' = 0,021\text{m}$ )  
( $n = 15$  (coefficient d'équivalence)) ; ( $F_e = 400\text{MPa}$ )

- Position de l'axe neutre : ( Ast = 2T12 = 2,26 cm<sup>2</sup> ) ; ( Asc = 0 )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 - \frac{b-b_0}{2} \times (x - h_0)^2 + (n) \times (Asc) \times (x - d') - (n) \times (Ast) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{65}{2} \times (x)^2 - \frac{65-12}{2} \times (x - 5)^2 - 15 \times 2,26 \times (18,9 - x) = 6x^2 + 298,9x - 1303,21 = 0$$

$$\Delta = (298,9)^2 - 4 \times (6) \times (-1303,21) = 120618,25 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 347,30$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-298,9 + 347,30}{12} = 4,03 < h_0 = 5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Axe neutre dans la table}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times Ast \times (d-x)^2 = 65 \times \frac{4,03^3}{3} + 15 \times (2,26) \times (18,9 - 4,03)^2$$

$$I = 0,8913 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,00829 \times 0,0403}{0,8913 \times 10^{-4}} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

**Appui :** Ms = 0,01427 MN.m

- Position de l'axe neutre : ( Ast = 1T20+1T16 = 5,15 cm<sup>2</sup> ) ; ( Asc = 0 )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 - (n) \times (Ast) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{12}{2} \times (x)^2 - 15 \times 5,15 \times (18,9 - x) = 6x^2 + 77,25x - 1460,025 = 0$$

$$\Delta = (77,25)^2 - 4 \times (6) \times (-1460,025) = 41006,25 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 202,50$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-77,25 + 202,5}{12} = 10,43 > h_0 = 5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Axe neutre dans la nervure}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times Ast \times (d-x)^2 = 12 \times \frac{10,43^3}{3} + 15 \times (5,15) \times (18,9 - 10,43)^2$$

$$I = 1,008 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,01427 \times 0,1043}{1,008 \times 10^{-4}} = 14,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

## 2) Armature transversal:

- Vérification au cisaillement: D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_U = \min (3,33 ; 5) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : ( $T_U$ : L'effort tranchant à ELU)

$$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{0,02398}{0,12 \times 0,189} = 1,05 < \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfait la condition:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

- Calcul des armatures transversals:

$$\phi t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right] \rightarrow \phi t \leq \min \left[ \frac{21}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right]$$

$$\rightarrow \phi t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 1,2)$$

$$\rightarrow \phi t = 8 \text{ mm}$$

- Calcul d'espacement des cadres:

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale :

$$s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30 \text{ cm} \right] \rightarrow s_t \leq \min \left[ \frac{21}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \right]$$

$$\rightarrow s_t = 5 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 21 = 42 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow s_t \leq \frac{21}{2}$$

$$\rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = \frac{444}{2} - 5 - 42 = 175 \text{ cm}$$

$$L_{(\text{chap})} = \max \left( \frac{l}{4} \right) = \frac{4,44}{4} = 1,11 \text{ m}$$

- Vérification de la fleche:

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{21}{444} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,047 < 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

La première condition n'est pas vérifiée, La vérification de la flèche devient nécessaire.

Le C.B.A.93 simplifie le calcul de la flèche comme suite :

Il faut satisfaire la condition suivante :  $f_i \leq f_{\text{admissible}}$  Avec :

$f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$  Si la portée (L) est au plus égale à 5 m

$$f_i: \text{Flèche sous chargement instantané} \longrightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 5,25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \longrightarrow \varphi = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189}$$

$$\varphi = 9,96 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{9,96 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}\right)} \longrightarrow \lambda_i = 4,12$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}} \longrightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 9,96 \times 10^{-3} \times 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,76$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \longrightarrow I_{fi} = \frac{1,1 \times 5,25 \times 10^{-4}}{1 + 4,12 \times 0,76}$$

$$I_{fi} = 1,39 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{10 \times E_i \times I_{fi}} \longrightarrow f_i = \frac{(8,29 \times 10^{-5} \times 4,44^2)}{10 \times 32164,195 \times 1,39 \times 10^{-4}}$$

$$f_i = 3,65 \times 10^{-3} \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 8,88 \times 10^{-3} \text{ m} \longrightarrow \text{C.V}$$

### **III.2.7. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :**

Le ferrailage de différent type des poutrelles est illustré dans le tableau III.9

**Tableau III.9 :** Tableau du ferrailage des poutrelles

Niveau	Type de poutrelle	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )		Armatures longitudinales		Armatures transversales
		travée	appui	travée	appui	
RDC	Type 1	2,00	3,51	2T12	T16+ T20	Ø8
	Type 2	2,14	3,56	2T12	T16+ T20	
	Type 3	1,73	3,88	2T12	T16+ T20	
	Type 4	3,34	1T12	2T16	1T12	
	Type 5	2,35	3,48	2T12	T16+ T20	
Etage courante	Type 1	1,58	1,52	2T12	2T12	Ø8
	Type 2	1,62	1,56	2T12	2T12	
	Type 3	1,57	1,56	2T12	2T12	
	Type 4	1,48	1,80	2T12	2T12	
	Type 5	1,45	2,30	2T12	2T14	
	Type 6	1,53	2,38	2T12	2T14	
Terrasse inaccessi	Type 1	1,60	1,96	2T12	2T12	Ø8

**III.2.8. Ferrailage de la dalle de compression :** D'après le règlement C.B.A.93 :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre Ø5 mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures : (A<sub>1</sub>)

$$A_1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre -axe- des poutrelles (L=65 cm)  
Fe = 500 MPa

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500} \longrightarrow A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Pour les armatures parallèles aux nervures : (A<sub>2</sub>)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,52}{2} \longrightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de Ø5 et un espacement (15×15) cm<sup>2</sup>.

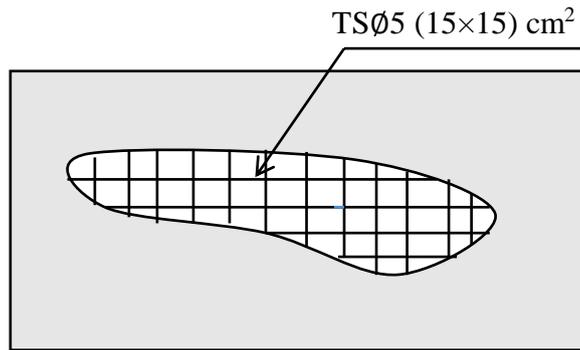


Figure III.4 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

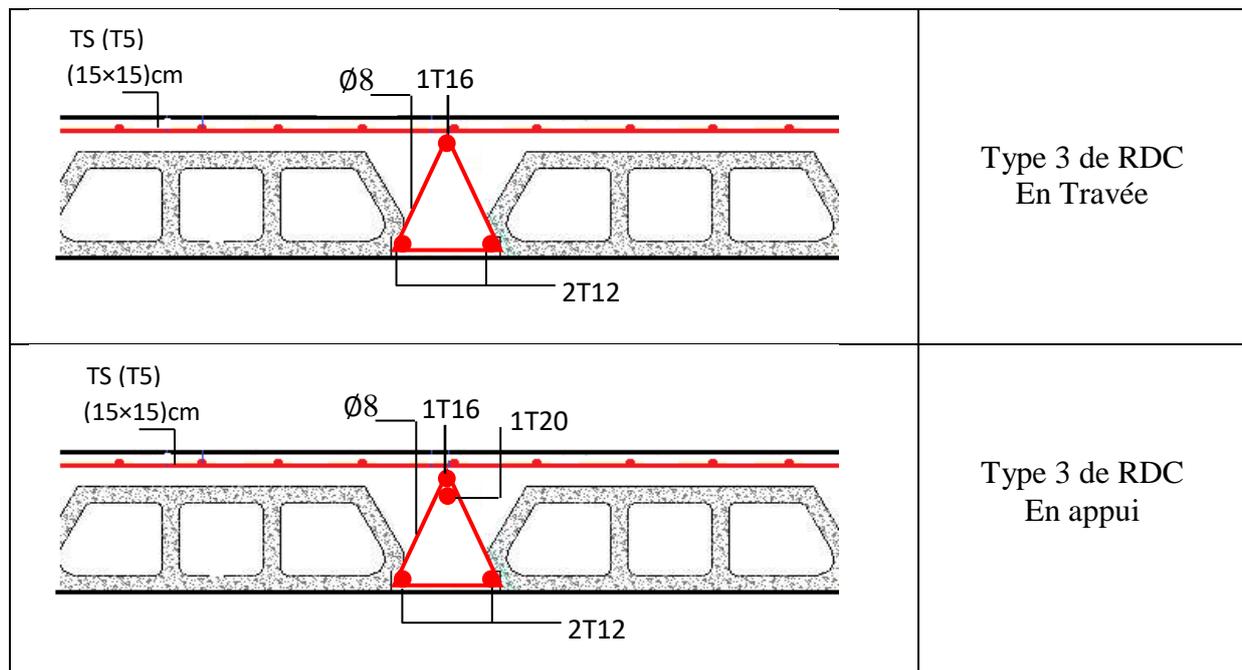


Figure III.5 : Armatures longitudinales

**III.3. Etude des Balcons:**

**III.3.1 Introduction :**

Les balcons sont des dalles pleines horizontales en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, Ils sont calculés comme des consoles encastrées. On adopte une épaisseur  $h = 15 \text{ cm}$ .

Dans notre structure, il y a un plusieurs types de balcons, un qui est encastré à l'extrémité du plancher avec une portée de 1,40 m et autre qui repose sur 3 appuis.

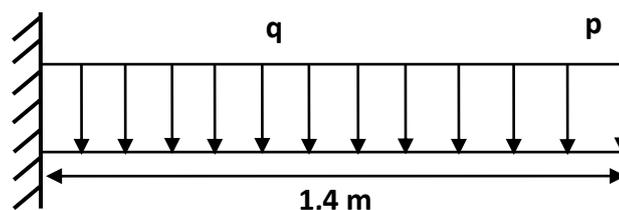


Figure III.6 : Schéma statique du balcon

**III.3.2. Poids propre et charge d'exploitation :****Tableau III.10 :** Charge et surcharge du balcon

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	2200	44	0,44
Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
Lit de sable	0,02	1800	36	0,36
Dalle pleine	0,15	2500	375	3,75
Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0,20

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,15	3,5	$q_u = 12,20$	$q_s = 8,65$

➤ La charge des murs (force concentrée):

G (KN/m <sup>2</sup> )	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G) × 1,1ml	ELS (KN/ml) (G) × 1,1ml
1,3	1,1	$p_u = 1,93$	$p_s = 1,43$

**III.3.3. Moments fléchissant et efforts tranchants :**

**ELU:** ( $p_u = 1,93$  KN/ml) ; ( $q_u = 12,20$  KN/ml)

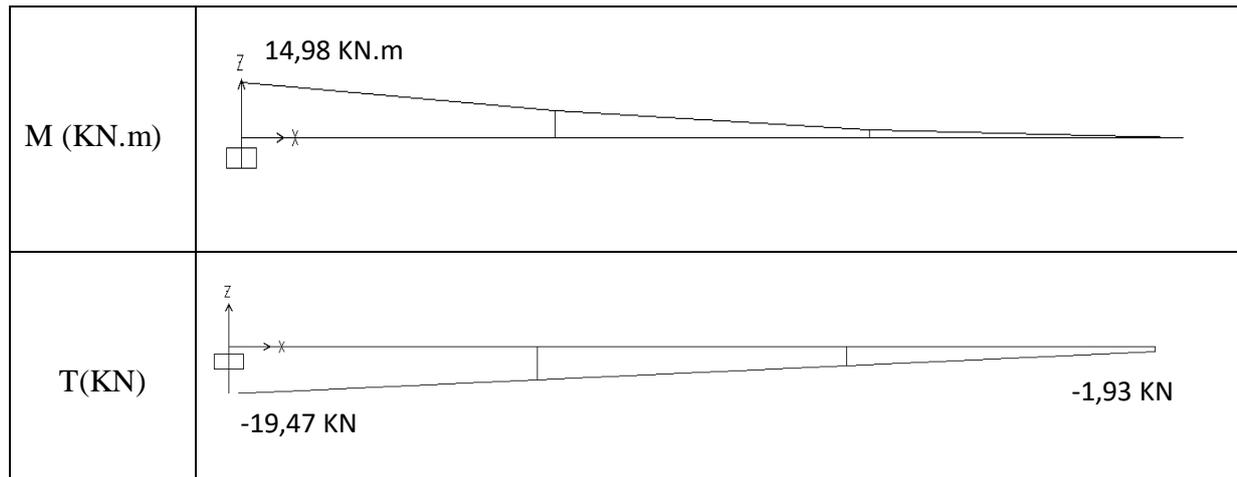
Travée :  $0 \leq x \leq 1,40$ m

$$M_u(x) = - p_u (x) - q_u (x)^2/2 = -1,93 (x) - 12,20 (x)^2/2$$

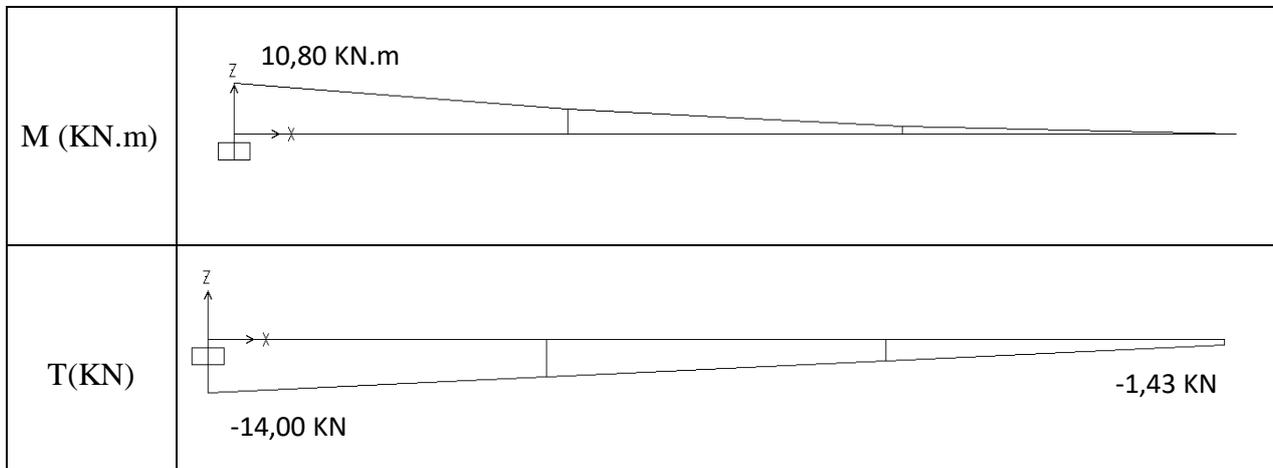
$$\begin{cases} M_u(0)=0 \\ M_u (1,4)=-14,98 \end{cases} \quad [\text{KN. m}]$$

$$T_u(x) = p_u + q_u(x) = 1,93 + 12,20 (x)$$

$$\begin{cases} T_u(0)=1,93 \\ T_u (1,4)=19,47 \end{cases} \quad [\text{KN. m}]$$



**ELS :** ( $p_s = 1,43 \text{ KN/ml}$ ) ; ( $q_s = 8,65 \text{ KN/ml}$ )



### **III.3.4. Calcul des armatures longitudinales :**

Avec : ( $M_u = 0,01498 \text{ MN.m}$ ) ; ( $b = 1,00 \text{ ml}$ ) ; ( $h = 0,15 \text{ m}$ ) ; ( $d = 0,9h = 0,135 \text{ m}$ )  
 ( $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ ) ; ( $\mu_R = 0,392$ ).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01498}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}] = 0,07473$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,07473) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{M_u \times \gamma_s}{Z \times f_{bc}} = \frac{0,01498 \times 1,15}{0,13 \times 14,17} = 3,31 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 3,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### **III.3.5. Choix des armatures et calcul des espacements :**

➤ Armatures longitudinales :

D'après le **C.B.A.93** :  $A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,10}{400}) \longrightarrow A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA99/Version 2003** :  $A_{st} (\text{min}) = 0,5\% \times S$

(S) : La section du Béton.

$$A_{st}(\min) = 0,5\% \times (100 \times 15) = 7,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 7T12 / \text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = \frac{100 - (7 \times 1,2) - 6}{6} = 14,26 \text{ cm}$$

➤ Les armatures de répartition :

D'après le **B.A.E.L.91** :  $A_r = 7,92 / 4 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  On prend :  $A_r = 4T10 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### III.3.6. Vérification à l'état limite de service (ELS): D'après (C.B.A.93) :

On considère que les fissurations sont préjudiciables. Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ ) ; ( $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : ( $b = 100 \text{ cm}$ ) ; ( $A_{sc} = 0$ ) ; ( $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$ ) ; ( $d = 13,5 \text{ cm}$ ) ; ( $d' = 1,5 \text{ cm}$ ) ; ( $n = 15$ )

- **Position de l'axe neutre :**  $\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 7,92 \times (13,5 - x) = 0 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 578,683 \longrightarrow x_s = 4,60 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**  $I = b \times \frac{x^3}{3} + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - x)^2$

$$I = 100 \times \frac{4,6^3}{3} + 15 \times 7,92 \times (13,5 - 4,6)^2$$

$$I = 1,265468 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Contrainte du béton :** ( $M_s = 0,0108 \text{ MN.m}$ ) ; ( $x_s = 0,046 \text{ m}$ )

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,0108 \times 0,046}{1,265468 \times 10^{-4}} = 3,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Contrainte des aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,0108 \times (0,135 - 0,046)}{1,265468 \times 10^{-4}}$$

$$= 113,9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

**III.3.7. Vérification au cisaillement** : D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_U = \min (2,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : (  $T_U$ : L'effort tranchant à ELU)

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{0,01947}{1,00 \times 0,135} = 0,144 < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfait la condition:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

**III.3.8. Vérification de la flèche :**

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

( $h = 15 \text{ cm}$ ) ; ( $L = 1,40 \text{ m}$ ) ; ( $b = 100 \text{ cm}$ ) ; ( $d = 13,5 \text{ cm}$ ) ; ( $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$ ) ; ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{140} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow 0,107 \geq 0,0625$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{7,92}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,20}{400} \longrightarrow 0,00586 \leq 0,0105$$

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

**➤ Le contrepoids:**

Le contrepoids est le moyen d'assurer l'équilibre pour le balcon en console, pour cela il faudra que le poids du contrepoids soit égal à celui de la console. Ce dernier peut se faire de la manière suivante :

$$P_{(\text{Balcon})} = e_{(\text{Balcon})} \times L_{(\text{Balcon})} \times \gamma_b = 0,15 \times 1,40 \times 25 = 5,25 \text{ KN/ml}$$

$$P_{(\text{Contrepoids})} = e_{(\text{Plancher})} \times L_{(\text{Contrepoids})} \times \gamma_b = 0,21 \times 25 \times L_{(\text{Contrepoids})} = 5,25 L_{(\text{Contrepoids})}$$

$$P_{(\text{Balcon})} = P_{(\text{Contrepoids})} = 5,25 \text{ KN/ml} = 5,25 L_{(\text{Contrepoids})}$$

$$L_{(\text{Plancher})} = \frac{5,25}{5,25} = 1,00 \text{ m} \text{ On adopte un contrepoids de } 1,00 \text{ m}$$

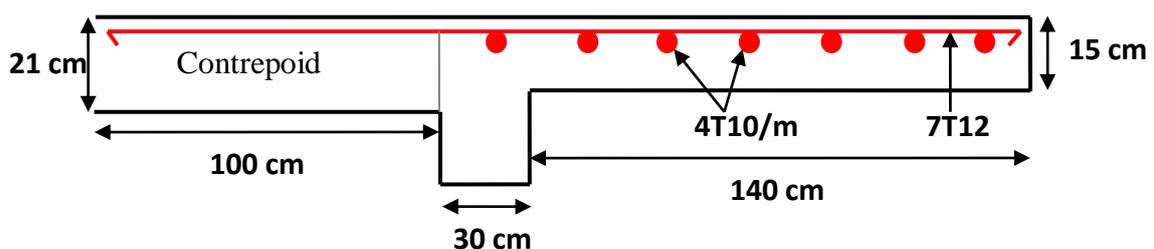
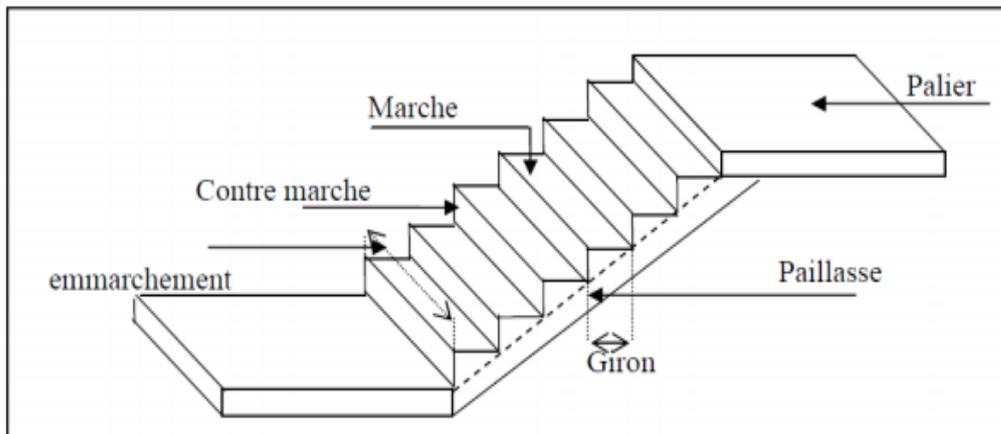


Figure III.7: Schéma statique du balcon

### III.4. Etude des escaliers :

#### III.4.1 : Introduction :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité. Les caractéristiques d'un escalier :



**Figure III.8 :** Schéma d'un escalier

- Emmarchement : la largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

#### III.4.2 Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

Avec :

**h** : hauteur de la marche (contre marche).

**g** : largeur de la marche.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g = L / (n-1).$$

**H**: hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

**n**: nombre de contre marches.

**L**: projection horizontale de la longueur totale de la volée.  $60 \leq 2h + g \leq 64$

Avec :

$h=17\text{cm}$  (contre marche)

$g =30\text{cm}$  (Marche)

Dans notre structure on constat qu'il existe 3 type d'escalier selon les différentes hauteurs d'étage

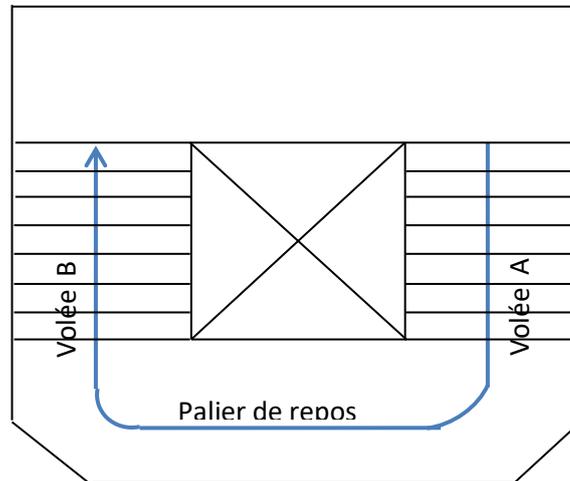


Figure III.9: type d'escalier

➤ **Nombre de marche et contre marche :**

- Pour  $h= 3,06 \text{ m}$  :

$$N = \frac{h_e}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \quad \rightarrow \quad N=18 \text{ contre marches}$$

$$N' = N - 1 = 17 \quad \rightarrow \quad N' = 17 \text{ marches}$$

$$l = g \times (n/2 - 1) = 240 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{153}{240} = 0.63 \quad ; \quad \alpha = 32^\circ$$

Avec:

$h_e$  : hauteur d'étage

- **Epaisseur de Paillasse :**

$$\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15}$$

$$\rightarrow \frac{255}{20} \leq ep \leq \frac{255}{15}$$

$$\rightarrow 12,75 \leq ep \leq 17$$

$$\rightarrow ep = 17 \text{ cm}$$

**III.4.3 Evaluation des charges et surcharges des escaliers :**➤ **Palier :****Tableau III.11 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	3000	60	0,60
Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
Lit de sable	0,03	1800	54	0,54
Poids propre du palier	0,17	2500	425	4,25
Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0,20

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,99	2,5	1 ml	$q_u = 11,83$	$q_s = 8,49$

➤ **Volé :****Tableau III.12 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le Volé.

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
carrelage horizontal	0,02	3000	60	0,60
Mortier horizontal	0,02	2000	40	0,40
Lit de sable	0,03	1800	54	0,54
P P de la marche et contre marche	$\frac{0,17}{2}$	2500	425	2,125
Garde Corp.	/	60	60	0,60
Enduit en plâtre	0,02	$\frac{10}{\cos(32^\circ)}$	23	0,23
Paillasse en Béton Armé	0,17	$\frac{2500}{\cos(32^\circ)}$	501	5,01
Carrelage contre marche	0,02	3000	60	0,60

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Emmarchement	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
10,31	2,5	1 ml	$q_u = 17,66$	$q_s = 12,81$

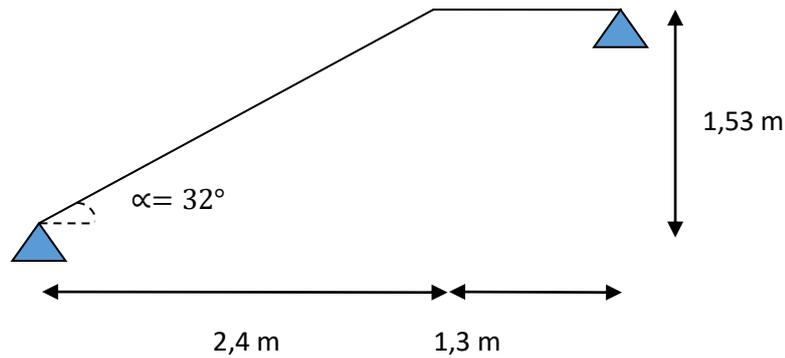
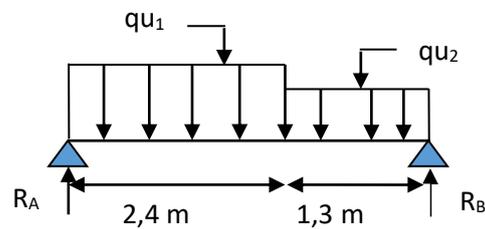


Figure III.10: Schéma statique d'escaliers

➤ Calcul des moments fléchissants :

ELU : ( $qu_1 = 17,66 \text{ KN/ml}$ ) ; ( $qu_2 = 11,83 \text{ KN/ml}$ )



• Calcul des réactions :

$$\sum M/O=0 \rightarrow R_1 \times (3,7) - 11,83 \times (1,3) \times \left(\frac{1,3}{2} + 2,4\right) - 17,66 \times \frac{2,4^2}{2} = 0$$

$$R_B = 26,42 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow R_1 \times (3,7) - 17,66 \times (2,4) \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) - 11,81 \times \frac{1,3^2}{2} = 0$$

$$R_A = 31,33 \text{ KN}$$

• Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants :

Travée : 1       $0 < x < 2,4 \text{ m}$

$$M(x) = -17,66 \times \frac{x^2}{2} + 31,33 x$$

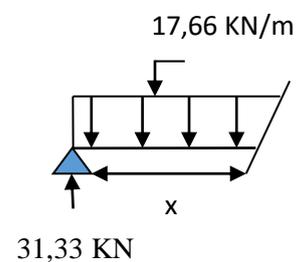
$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = 24,33 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 17,66 x - 31,33$$

$$T(0) = -31,33 \text{ KN.m}$$

$$T(2,4) = 11,054 \text{ KN.m}$$



$$M'(x)=0 \rightarrow 31,33 x - 17,66 =0 \rightarrow x=1,77 \text{ m}$$

$$M(1,77) = 27,79 \text{ KN.m}$$

**Travée : 2**       $0 < x < 1,3 \text{ m}$

$$M(x) = -11,83 \times \frac{x^2}{2} + 26,42 x$$

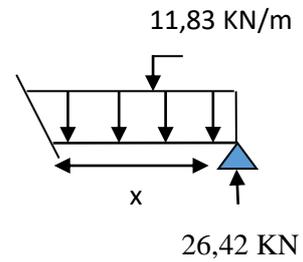
$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,3) = 24,34 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -11,83 x + 26,42$$

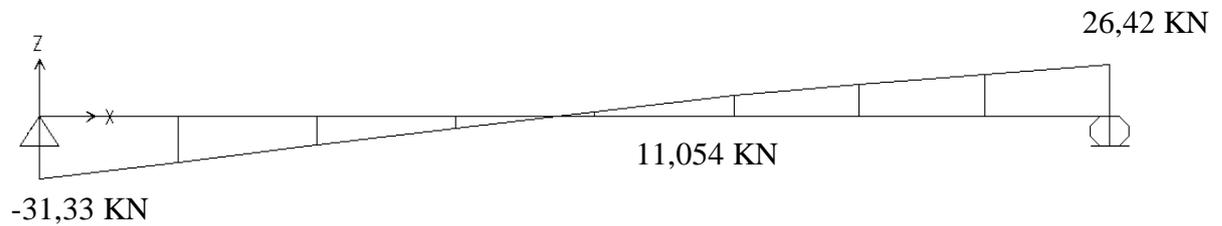
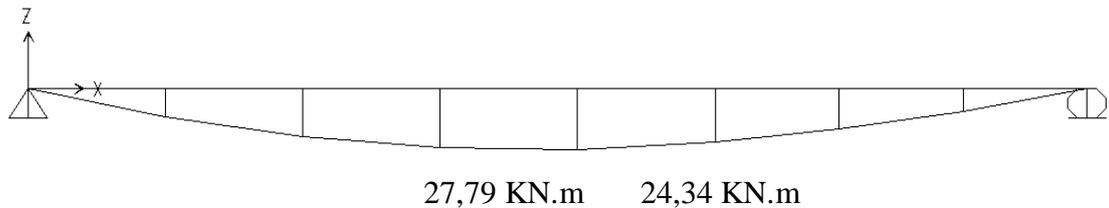
$$T(0) = 26,42 \text{ KN}$$

$$T(1,3) = 11,054 \text{ KN}$$

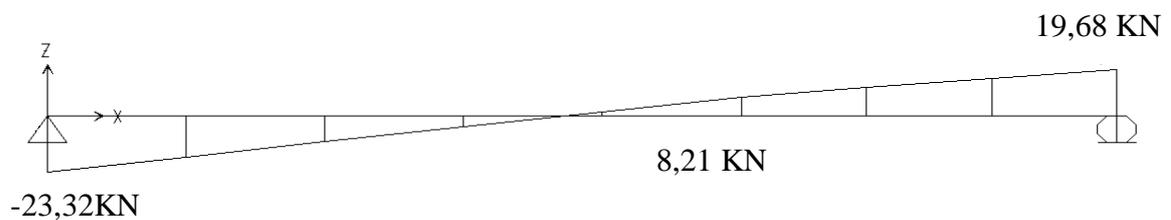
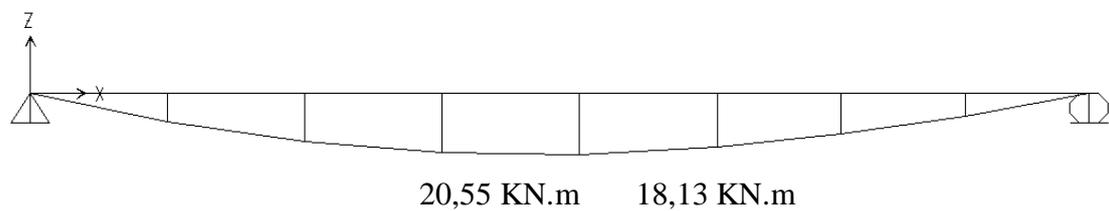


➤ **Diagramme des moments fléchissants et effort tranchant :**

ELU :



ELS : D'après SAP2000 :



➤ **Calcul de ferrailage :**

$$M_u = 27,79 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 20,55 \text{ KN.m}$$

**A ELU :**

$$M_u = 27,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée : } M_t = 0,85 \times M_u \quad \longrightarrow \quad M_t = 23,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis : } M_A = 0,3 \times M_u \quad \longrightarrow \quad M_A = 8,337 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinal :**

On calcul pour une bande de 1 ml,

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,17 m) ; (d = 0,153 m) ; ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) ; ( $F_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ ) ; ( $\mu_R = 0,392$ )

$$- \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$- \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}]$$

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

$$- A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$- A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{sc} = 0$$

**Tableau III.13 :** Ferrailage calculé en appui et en travée.

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A min	Ast (cm <sup>2</sup> /ml)	Ast choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	23,62	0,063	0,08	0,15	1,84	4,52	5T12 = 5,65
<b>Appuis</b>	8,337	0,022	0,027	0,16	1,84	1,49	5T10 = 3,93

➤ **Armature de répartition :**

$$\text{En travée: } A_r \geq \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appui : } A_r \geq \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**A ELS :**

$$M_s = 20,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée : } M_t = 0,85 \times M_s \quad \longrightarrow \quad M_t = 17,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis : } M_A = 0,3 \times M_s \quad \longrightarrow \quad M_A = 6,165 \text{ KN.m}$$

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il soumis à des fissurations peu préjudiciables. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

**En Travée :**

$$M_u = 23,62 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 17,46 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{23,62}{17,46} = 1,352$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1,352-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,426$$

$$\alpha_{\text{travée}} = 0,11 < 0,426 \rightarrow \text{C.V}$$

**En appuis :**

$$M_u = 8,337 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 6,165 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8,337}{6,165} = 1,352$$

$$\alpha_{\text{Appuis}} \leq \frac{1,352-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,426$$

$$\alpha_{\text{Appuis}} = 0,04 < 0,426 \rightarrow \text{C.V}$$

**➤ Verifications au cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_1}{2} = \frac{(17,66 \times 2,4) + (11,83 \times 1,3)}{2} = 28,88 \text{ KN}$$

Avec : ( $V_u$  : L'effort tranchant à ELU)

$$\tau_U = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,02888}{1 \times 0,135} = 0,23 < \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**Tableau III.14 :** Ferrailage d'escaliers.

	Armature longitudinale		Armature de répartition	
	Calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	Choisi (cm <sup>2</sup> /ml)	Calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	Choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	4,52	5T12 = 5,65	1,41	4T8 = 2,01
<b>Appuis</b>	1,49	5T10 = 3,93	0,56	4T8 = 2,01

➤ Schéma du ferrailage :

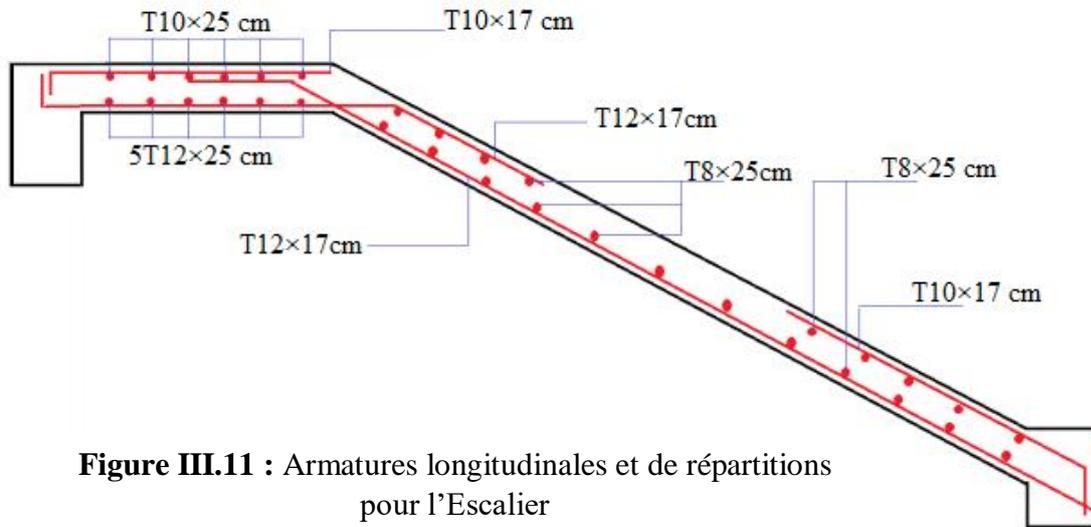


Figure III.11 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'Escalier

### III.5. Etude de la poutre palière :

#### III.5.1 Prédimensionnement de la poutre palière :

Selon le **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

L : Distance entre axes des poteaux (la plus grandes portées).

h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \\ 43,33 \leq h \leq 65 \end{array} \right.$$

On prend  $\longrightarrow$  **h = 45cm**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec : b : largeur de la poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \\ 13,5 \leq b \leq 31,5 \end{array} \right.$$

On prend  $\longrightarrow$  **b = 30cm**

- D'après les règles de RPA99/version2003 on a :

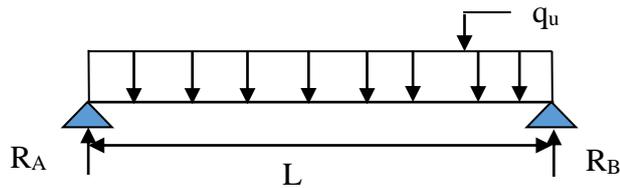
$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow 1,5 \leq 4 \longrightarrow \text{C.V}$$

- Donc on choisit une section de la poutre palière ( $b \times h = 30 \times 45$ ) cm<sup>2</sup>

### III.5.2 Charge supportée par la poutre palière :



- Poids propre de la poutre palière :  
PP1 =  $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,375$  KN/m
- Poids du mur (double parois) situé sur la poutre palière :

$$P1 = 2,81 \times \left( \frac{3,06 - 0,21}{2} \right) = 4,00 \text{ KN/m}$$

#### ➤ Réaction du palier sur la poutre palière :

- ELU :

$$R_{bu} = \frac{T_u}{b}$$

Avec :

$R_{bu}$  : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELU.

$T_u$  : Effort tranchant du palier à l'ELU.

$b$  : La largeur de section de palier on a choisi  $b = 1$  ml.

$$R_{bu} = \frac{31,33}{1} = 31,33 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$R_{bs} = \frac{T_s}{b}$$

Avec :

$R_{bs}$  : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELS.

$T_s$  : Effort tranchant du palier à l'ELS.

$b$  : La largeur de section de palier on a choisi  $b = 1$  ml.

$$R_{bs} = \frac{23,32}{1} = 23,32 \text{ KN/ml}$$

La réaction  $R_b$  est appliquée sur 1,3 m de la longueur de la poutre palière.

#### ➤ Combinaisons d'actions :

- ELU :

$$q_u = 1,35G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

$$q_u = 1,35 \times (3,375 + 4) + 31,33$$

$$q_u = 9,95 \text{ KN/ml} + 31,33 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

$$q_s = 7,375 \text{ KN/ml} + 23,32 \text{ KN/ml}$$

D'après les résultats tirés du sap2000 :

ELU :

$$M_{tu} = 0,85 \times M_{tu \text{ max}} \longrightarrow M_{tu} = 0,85 \times 119,35 = 101,44 \text{ KN. m}$$

$$M_{app} = 0,5 \times M_{tu \text{ max}} \longrightarrow M_{app} = 0,5 \times 119,35 = 59,67 \text{ KN. m}$$

ELS:

$$M_{ts} = 0,85 \times M_{ts \text{ max}} \longrightarrow M_{ts} = 0,85 \times 89,21 = 75,82 \text{ KN. m}$$

$$M_{app} = 0,5 \times M_{ts \text{ max}} \longrightarrow M_{app} = 0,5 \times 89,21 = 44,60 \text{ KN. m}$$

**Tableau III.15 :** Efforts appliqués sur la poutre palière.

	Travée	Appui
$M_u$ (KN.m)	101,44	59,67
$M_s$ (KN.m)	75,82	44,60

- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}]$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{sc} = 0$$

**Tableau III.16 :** Ferrailage calculé en appui et en travée.

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A min	Ast (cm <sup>2</sup> )	Ast choisi (cm <sup>2</sup> )
Travée	101,44	0,145	0,19	0,37	1,46	7,87	6T14 = 9,24
Appuis	59,67	0,08	0,104	0,38	1,46	4,63	4T14 = 6,16

**ELS :**

On considère que les fissurations sont préjudiciables. Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Travée :**  $M_s = 0,075 \text{ MN.m}$

Avec : (n = 15 (coefficient d'équivalence))

- Position de l'axe neutre : ( $A_{st} = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$ ) ; ( $A_{sc} = 0$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 9,24 \times (40,5 - x) = 15x^2 + 138,6 x - 5613,3 = 0$$

$$\Delta = (138,6)^2 - 4 \times (15) \times (-5613,3) = 356007,96 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 596,66$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-138,6 + 596,66}{30} = 15,26 \text{ cm} = 0,1526 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 0,30 \times \frac{0,1526^3}{3} + 15 \times (9,24 \times 10^{-4}) \times (0,405 - 0,1526)^2$$

$$I = 1,30 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,075 \times 0,1526}{1,30 \times 10^{-3}} = 8,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Appui :  $M_s = 0,0446 \text{ MN.m}$

- Position de l'axe neutre : ( $A_{st} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$ ) ; ( $A_{sc} = 0$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 6,16 \times (40,5 - x) = 15x^2 + 92,4 x - 3742,2 = 0$$

$$\Delta = (92,4)^2 - 4 \times (15) \times (-3742,2) = 233069,76 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 482,77$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-92,4 + 482,77}{30} = 13,01 \text{ cm} = 0,1301 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 0,30 \times \frac{0,1301^3}{3} + 15 \times (6,16 \times 10^{-4}) \times (0,405 - 0,1301)^2$$

$$I = 9,18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,0446 \times 0,1301}{9,18 \times 10^{-4}} = 6,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

### III.5.3. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right] \rightarrow \phi t \leq \min \left[ \frac{45}{35} ; 1,4 ; \frac{30}{10} \right]$$

$$\rightarrow \phi t \leq \min (1,28 ; 1,4 ; 3)$$

$$\rightarrow \phi t = 8 \text{ mm}$$

- Calcul d'espacement des cadres:

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale :

$$s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30 \text{ cm} \right] \rightarrow s_t \leq \min \left[ \frac{45}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \right]$$

$$\rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

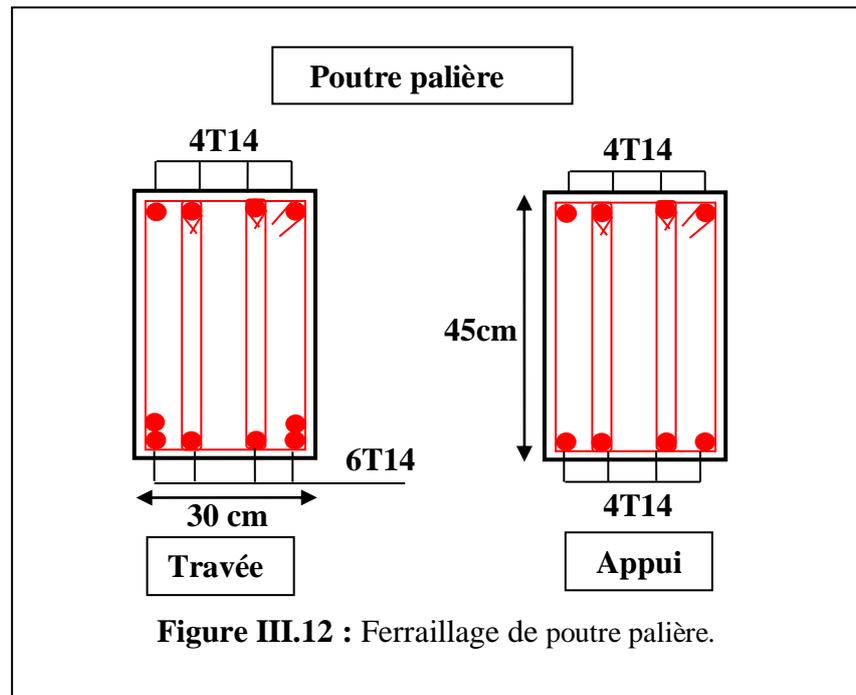
▪ **Zone courante :**

$$s_{tr} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow s_{tr} \leq \frac{45}{2}$$

$$\longrightarrow s_{tr} = 20 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$



### III.6 L'acrotère :

#### III.6.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastree dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculée comme une console encastree à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée à la condition du RPA99 V2003.

#### III.6.2. Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

**III.6.3 Etude de L’acrotère Terrasse inaccessible :**

**III.6.3.1 Poids propre de l’acrotère :**

$G = 1,6875 \text{ KN/ml.}$

$Q = 1 \text{ KN/ml.}$

**III.6.3.2 Combinaisons d’action :**

Le calcul se fait par rapport à l’encastrement :

**ELU :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$**

Effort normale :  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,6875$

$N_u = 2,27 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant :  $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1$

$V_u = 1,50 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant :  $M_u = 1,5 \times Q \times l = 1,5 \times 0,60$

$M_u = 0,90 \text{ KN.m /ml}$

**ELS :  $G + Q$**

Effort normale :  $N_s = G = 1,6875 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant :  $V_s = Q = 1,00 = 1,00 \text{ KN /ml}$

Moment fléchissant :  $M_s = Q \times l = 1 \times 0,60$

$M_s = 0,60 \text{ KN.m /ml}$

**III.6.4.Ferraillage de l’acrotère :**

**III.6.4.1.Calcul des armatures longitudinales :** On calcule les armatures nécessaires dans l’acrotère à l’état limite ultime et à l’état accidentel par les formules de la flexion composée

**Calcul à ELU :**

( $b = 1 \text{ ml}$ ) ; ( $h = 0,10 \text{ m}$ ) ; ( $d = 0,09 \text{ m}$ ) ; ( $d' = 0,01 \text{ m}$ ) ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) ; ( $F_e = 235 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ ) ; ( $\sigma_{st} = 204,35 \text{ MPa}$ ) ( $\gamma_s = 1,15$ ) ; ( $\gamma_b = 1,5$ ) ; ( $\mu_R = 0,392$ ).

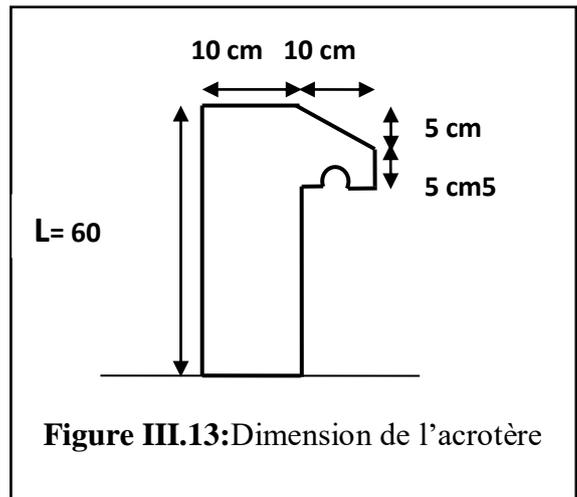


Figure III.13: Dimension de l’acrotère

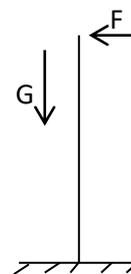


Figure III.14. schéma statique

Acrotère	$N_u$ (MN)	$M_u$ (MN.m)
ELU	$2,27 \times 10^{-3}$	$0,90 \times 10^{-3}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,27} = 0,39\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$  Section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur de noyau central.

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 39 + \left(\frac{10}{2} - 1\right) = 43\text{cm}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2,27 \times 0,43 = 0,976\text{KN/m}$$

➤ Détermination des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,976 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 8,50 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

Donc ;

les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ; La section est à simple armature :

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

$$(1 - \sqrt{1 - 2 \times 8,50 \times 10^{-3}}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,01) = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left[ \frac{M_{ua}}{z} - N_u \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left[ \frac{0,976 \times 10^{-3}}{0,09} - 2,45 \times 10^{-3} \right] = 0,24 \text{ cm}^2$$

Nous avons une faible section  $\rightarrow$   $A_{st}$  est prise selon la condition de non fragilité

➤ Condition de non fragilité :

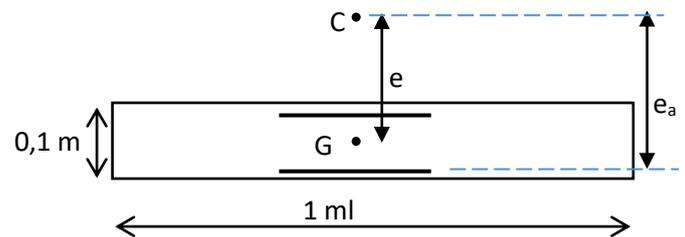
$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{F_e}\right) = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On adopte :  $A_{\min} = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,6875} = 0,35 \text{ m}$$

$$\blacksquare P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$



$$P = -3 \times \left(39 - \frac{10}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(39 - \frac{10}{2} + 9\right)$$

$$P = -3390 \text{ cm}^2 = -0,3390 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 \times n \times \text{Ast}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2 \times \left(39 - \frac{10}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(39 - \frac{10}{2} + 9\right)^2$$

$$q = 75263 \text{ cm}^3 = 0,075263 \text{ m}^3$$

• **Méthode des itérations successive :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q} \quad \text{Ou} \quad e_1 = \frac{e_1 - q}{p}$$

On fixe la première valeur de  $e_1 = 0,35 \text{ m}$  On trouve  $e_1 = 0,351 \text{ m}$

$(e_1)$ choisie	$(e_1)$ trouvé
0,351	0,352
0,352	0,353
0,353	0,354
0,354	0,355
0,355	0,355

On adopte :  $e_1 = 0,355 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} - (e - e_1) = 0,05 - (0,35 - 0,355) \longrightarrow x = 0,055 \text{ m}$$

• **Détermination du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot \text{Ast}(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,055^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \left( (0,9 \times 0,1) - 0,055 \right) = 1,31 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times 0,055}{1,31 \times 10^{-3}} = 0,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times (d - x)}{S} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,055)}{1,31 \times 10^{-3}} = 0,045 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement** : D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_U = \min(2,5; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : ( $T_U$ : L'effort tranchant à ELU)

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{0,00227}{1,00 \times 0,09} = 0,025 < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfaite la condition:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

➤ **Armature de répartition** :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Choix 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

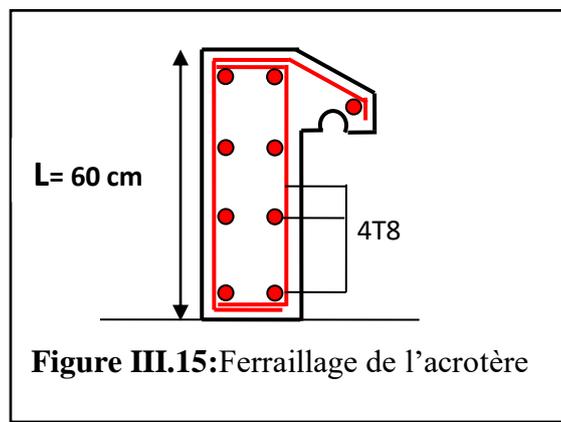


Figure III.15: Ferrailage de l'acrotère

### III.7. L'ascenseur :

#### III.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

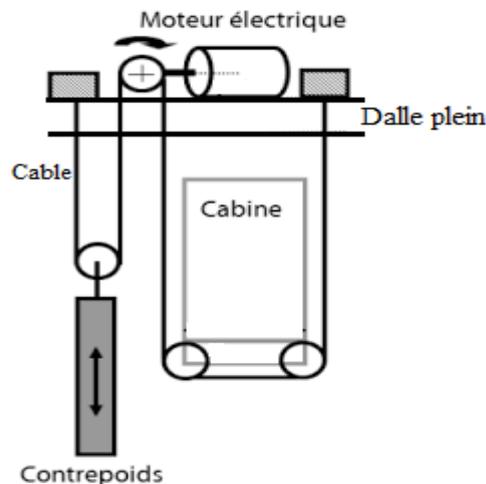


Figure III.16 : Système de fonctionnement de l'ascenseur.

**III.7.2. Caractéristiques de la machine :**

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :

- Une cabine : La cabine est l'habitacle dans lequel les usagés voyagent, elle est disposée sur un noyau d'ascenseur et glisse verticalement sur des câbles. La cabine à une capacité de huit personnes.
- Un contrepoids : Le contrepoids est une masse inerte (Acier) posée sur un étrier, il est utilisé pour contrebalancer le poids de la cabine. Le contrepoids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie.
- Une machine : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...). La machine repose sur un châssis de quatre pieds de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2 / 1 \text{ pied}$ .
- Accessoires : Y compris les armoires de commandes, les canalisations électriques. Le système de fonctionnement est présenté dans la figure suivante

**III.7.3. Combinaisons des charges :** D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$

ELS :  $G + Q$

**III.7.4. Charges et surcharges supportées par la dalle :**

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

**III.7.4.1. Charge et surcharge de la dalle :**➤ **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec :  $(L_x = 1,75 \text{ m}) ; (L_y = 2,34 \text{ m})$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,34} = 0,75 > 0,4 \longrightarrow (\text{La dalle portant dans les deux sens } (x, y)).$$

- $h \geq \frac{L_x}{40} \longrightarrow h \geq \frac{175}{40} \longrightarrow h \geq 3,88 \longrightarrow$  Selon la condition de résistance.
- $h \geq 11 \text{ cm} \longrightarrow$  Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.
- $h \geq 15,00 \text{ cm} \longrightarrow$  D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

➤ **Charges et surcharges de la dalle :**

**Tableau III.17:** Charges et surcharge de la dalle.

Désignation	e (m)	$\rho$ (Kg/ m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Dalle pleine en (B.A) 20cm	0,2	25	5,00

Charges permanentes (G)	6,60 KN/m <sup>2</sup>
charges d'exploitation (Q)	1 KN/m <sup>2</sup>

➤ **Combinaison des charges de la dalle :**

$$\text{ELU} : P_{U1} = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : P_{S1} = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$$

**III.7.4.2. Charge et surcharge de la machine :**

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

➤ **Charge d'exploitation :**

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit(8) personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de 635kg. (**Q=635kg**)

Le contrepois est calculé comme suit :  $P_{\text{(Contre poids)}} = P_{\text{(machine vide)}} + \frac{Q}{2}$

$$P_{\text{(Contre poids)}} = 700 + \frac{635}{2} = 1017,50 \text{ Kg}$$

➤ **Charge permanents :**

**Tableau III.18 :** Charges permanentes de la machine.

Les composantes	G (Kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Moteur	300	3,00
Treuil	500	5,00
Châssis	100	1,00
Limiteur de vitesse	50	0,50
Cabine vide	700	7,00
Etrier	100	1,00

Câble	50	0,50
Accessoire	50	0,50
Contre poids	1017,50	10,1750

Charges permanentes (G)	28,675 KN/m <sup>2</sup>
charges d'exploitation (Q)	6,35 KN/m <sup>2</sup>

➤ **Combinaison des charges de la machine :**

$$\text{ELU : } P_U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_S = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}^2$$

**III.7.5. Moments fléchissant :**

**III.7.5.1. Sous la charge répartie :** D'après C.B.A.9. :

Avec : ( $L_x = 1,75\text{m}$ ) ; ( $L_y = 2,34\text{ m}$ ) ; ( $P_{U1} = 10,41 \text{ KN/m}^2$ ) ; ( $P_{S1} = 7,60 \text{ KN/m}^2$ ).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,34} = 0,75 > 0,4 \rightarrow (\text{La dalle portant dans les deux sens (x, y)}).$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ( $\alpha = 0,75$ ), on adopte :

**Tableau III.19 :** les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$ .

$\alpha$	ELU ( $v = 0$ )		ELS ( $v=0,2$ )	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,75	0,062	0,509	0,062	0,509

❖ **Calcul à ELU :**

$$\text{Sens (x-x) : } M_{xu'} = \mu_x \times P_{U1} \times (L_x)^2$$

$$M_{xu'} = 0,062 \times 10,41 \times (1,75)^2 = 1,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y-y) : } M_{yu'} = \mu_y \times M_{xu'}$$

$$M_{yu'} = 0,509 \times 1,98 = 1,01 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul à ELS :**

$$\text{Sens (x-x) : } M_{xs'} = \mu_x \times P_{S1} \times (L_x)^2$$

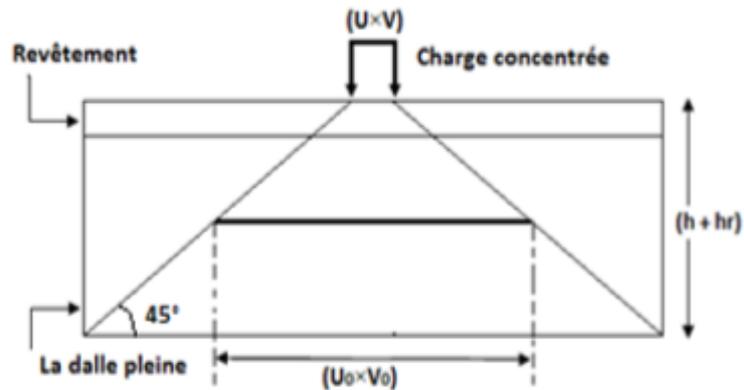
$$M_{xs'} = 0,068 \times 7,60 \times (1,75)^2 = 1,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y-y) : } M_{ys'} = \mu_y \times M_{xs'}$$

$$M_{ys'} = 0,643 \times 1,58 = 1,02 \text{ KN.m}$$

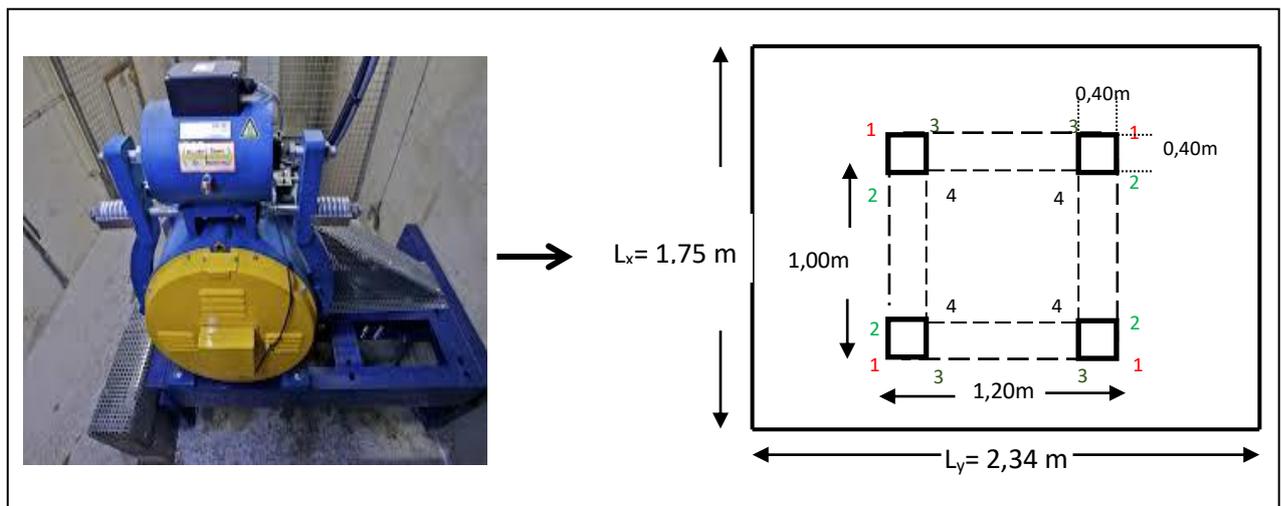
**III.7.5.2. Sous la charge concentrée :**

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise la méthode de **PIGEAU** qui nécessite le calcul de la zone d'impact.



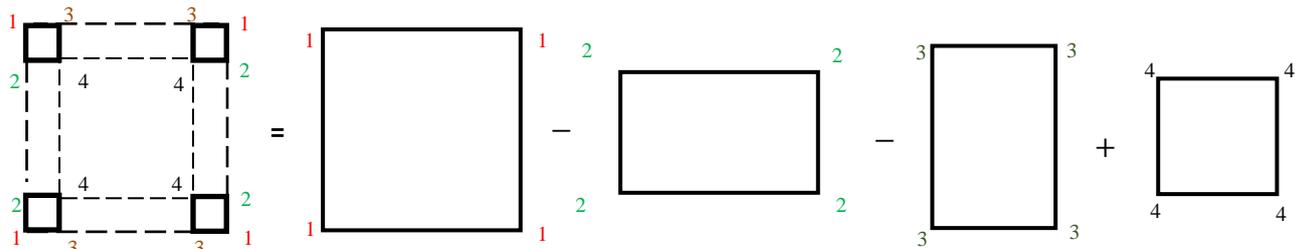
**Figure III.17 :** Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :



**Figure III.18 :** Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)  
La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \quad \text{et} \quad M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

➤ **Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

❖ **ELU :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h<sub>(La dalle)</sub> = 0,20 m) ; (h<sub>(Revêtement)</sub> = 0,05 m)

$P_u$  (La machine) = 48,24 KN / S<sub>(4 Pieds)</sub> → (Charge répartie)

$S$  (4 Pieds) = (4 × 0,1 × 0,1) = 0,04 m<sup>2</sup>

$$P_u \text{ (La machine)} = \frac{48,24}{0,04} = 1206 \text{ KN/m}^2$$

$U_0 = U + h_{(La\ dalle)} + 1,5 \times h_{(Revêtement)} \rightarrow$  Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$V_0 = V + h_{(La\ dalle)} + 1,5 \times h_{(Revêtement)} \rightarrow$  Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,34} = 0,74 \rightarrow \text{On utilise l'abaque 5 pour la détermination des moments (M1 ; M2)}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,75} = 0,72 \rightarrow \{ M_1 = 8,6 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{U_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,34} = 0,63 \rightarrow \{ M_2 = 4,5 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{u1} = P_u \text{ (machine)} \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = 0,086 \times 1447,20 = 124,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0,045 \times 1447,20 = 65,124 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h<sub>(La dalle)</sub> = 0,20 m) ; (h<sub>(Revêtement)</sub> = 0,05)

$P_s$  (La machine) = 35,025 KN / S<sub>(4 Pieds)</sub> → (Charge répartie)

$$S \text{ (4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

$$P_s \text{ (La machine)} = \frac{35,025}{0,04} = 875,625 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,75} = 0,72 \rightarrow \{ M_1 = 8,6 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{U_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,34} = 0,63 \rightarrow \{ M_2 = 4,5 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 0,2 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{s1} = P_s \text{ (machine)} \times U \times V = 875,625 \times 1,00 \times 1,20 = 1050,75 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{s1} = (0,086 + (0,2 \times 0,045)) \times 1050,75 = 99,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{s1} = (0,045 + (0,2 \times 0,086)) \times 1050,75 = 65,35 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

**Tableau III.20** : Résultats de calcul.

panneau	U (m)	V (m)	U <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m)	U <sub>0</sub> /L <sub>x</sub>	V <sub>0</sub> /L <sub>y</sub>
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0,72	0,63
(2-2)	0,80	1,20	1,075	1,475	0,61	0,63
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0,72	0,54
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0,61	0,54

Panneau	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	ELU			ELS		
			P <sub>ui</sub> (KN)	M <sub>xi</sub> (KN.m)	M <sub>yi</sub> (KN.m)	P <sub>si</sub> (KN)	M <sub>xi</sub> (KN.m)	M <sub>yi</sub> (KN.m)
(1-1)	0,086	0,045	1447,2	124,45	65,124	1050,75	99,82	65,35
(2-2)	0,095	0,048	1157,76	109,98	55,57	840,6	87,91	56,31
(3-3)	0,090	0,050	1206	108,54	60,3	875,625	87,56	59,54
(4-4)	0,099	0,053	964,8	95,51	51,13	700,5	76,77	50,99

**ELU:**  $M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 124,45 - 109,98 - 108,54 + 95,51 = 1,44 \text{ KN.m}$

$M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 65,124 - 55,57 - 60,3 + 51,13 = 0,384 \text{ KN.m}$

**ELS:**  $M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 99,82 - 87,91 - 87,56 + 76,77 = 1,12 \text{ KN.m}$

$M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 65,35 - 56,31 - 59,54 + 50,99 = 0,49 \text{ KN.m}$

### **III.7.5.3. Superposition des moments fléchissants :**

La dalle est soumise à deux types de chargement (répartie, concentré), donc on fait une superposition des moments fléchissant.

#### **ELU :**

$M_{XU} = M_{xu'} + M_{xu} = 1,98 + 1,44 = 3,42 \text{ KN.m}$

$M_{YU} = M_{yu'} + M_{yu} = 1,01 + 0,384 = 1,394 \text{ KN.m}$

#### **ELS :**

$M_{XS} = M_{xs'} + M_{xs} = 1,58 + 1,12 = 2,7 \text{ KN.m}$

$M_{YS} = M_{ys'} + M_{ys} = 1,02 + 0,49 = 1,51 \text{ KN.m}$

### **III.7.5.4. Calcul des moments fléchissant réels:**

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

**ELU :**Sens (x-x) :  $M_{XU} = 3,42 \text{ KN.m}$ Moment en appui :  $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 3,42)$  On prend :  $M_{w,e}^x = 1,71 \text{ KN.m}$ Moment en travée :  $M_t^x \geq (0,85 \times 3,42)$  On prend :  $M_t^x = 2,91 \text{ KN.m}$ 

➤ Vérification de la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 2,91 + \frac{1,71 + 1,71}{2} \geq 1,25 \times 3,42 \rightarrow 4,62 \geq 4,27 \rightarrow \text{C.V}$$

Sens (y-y) :  $M_{YU} = 1,394 \text{ KN.m}$ Moment en appui :  $M_{w,e}^y \geq 0,697$  On prend:  $M_{w,e}^y = 0,7 \text{ KN.m}$ Moment en travée :  $M_t^y \geq 1,18$  On prend :  $M_t^y = 1,2 \text{ KN.m}$ 

➤ Vérification de la condition :

$$1,2 + \frac{0,7 + 0,7}{2} \geq 1,25 \times 1,394 \rightarrow 1,9 \geq 1,74 \rightarrow \text{C.V}$$

**ELS :**Sens (x-x) :  $M_{XS} = 2,7 \text{ KN.m}$ Moment en appui :  $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 2,7)$  On prend :  $M_{w,e}^x = 1,35 \text{ KN.m}$ Moment en travée :  $M_t^x \geq (0,85 \times 2,7)$  On prend :  $M_t^x = 2,3 \text{ KN.m}$ 

➤ Vérification de la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 2,3 + \frac{1,35 + 1,35}{2} \geq 1,25 \times 2,7 \rightarrow 3,65 \geq 3,37 \rightarrow \text{C.V}$$

Sens (y-y) :  $M_{YS} = 1,51 \text{ KN.m}$ Moment en appui :  $M_{w,e}^y \geq 0,755$  On prend:  $M_{w,e}^y = 0,8 \text{ KN.m}$ Moment en travée :  $M_t^y \geq 1,28$  On prend :  $M_t^y = 1,3 \text{ KN.m}$ 

➤ Vérification de la condition :

$$1,3 + \frac{0,8 + 0,8}{2} \geq 1,25 \times 1,51 \rightarrow 2,1 \geq 1,88 \rightarrow \text{C.V}$$

**Tableau III.21 :** Moment fléchissant de la dalle pleine.

Sens	ELU		ELS	
	$M_{(Travée)}(\text{KN.m})$	$M_{(Appui)}(\text{KN.m})$	$M_{(Travée)}(\text{KN.m})$	$M_{(Appui)}(\text{KN.m})$
x-x	2,91	1,71	2,3	1,35
y-y	1,2	0,7	1,3	0,8

**III.7.6. Armatures longitudinales :** D'après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

**III.7.6.1. Calcul du ferrailage :** On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,9 × 0,2 = 0,18 m) ; ( $f_{c28} = 25$  MPa)

( $F_e = 400$  MPa) ; ( $\sigma_{st} = 348$  MPa) ; ( $f_{bc} = 14,17$  MPa) ; ( $\mu_R = 0,392$ )

- $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}]$
- $Z = d (1 - 0,4 \times \alpha)$
- $A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400}$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

**Sens (x-x) :****Tableau III.22 :** Ferrailage calculé en appui et en travée

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A min (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> /ml)	Ast choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	2,91	0,0063	0,008	0,17	2,17	0,466	6T10
<b>Appui</b>	1,71	0,0037	0,0046	0,17	2,17	0,273	6T10

**Sens (y-y) :****Tableau III.23 :** Ferrailage calculé en appui et en travée

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A min (cm <sup>2</sup> )	Ast ((cm <sup>2</sup> /ml)	Ast choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	1,2	0,0026	0,0033	0,17	2,17	0,19	6T10
<b>Appui</b>	0,7	0,0015	0,0019	0,17	2,17	0,11	6T10

**III.7.6.2.Choix de ferrailage :**

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.24:**récapitulation des résultats de ferrailage

Sens	calculé		adopté	
	Ast (Appui) (cm <sup>2</sup> /ml)	Ast (Travée) (cm <sup>2</sup> /ml)	Ast (Appui) (cm <sup>2</sup> /ml)	Ast (Travée) (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>x-x</b>	0,273	0,466	6T10=4,71/ml	6T10
<b>y-y</b>	0,11	0,19	6T10=4,71/ml	6T10

**III.7.6.3. Calcul des espacements :** D'après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

**Tableau III.25:** récapitulation des espacements

direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
x-x	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
y-y	20cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

**III.7.6.4. Vérification à l'ELS:** D'après (C.B.A.93) :

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; y) restent constants.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

❖ Position de l'axe neutre : (Asc = 0) ; Ast = 6T10/ml = 4,71 cm<sup>2</sup>/ml

$$\frac{b \times x^2}{2} - n \times Ast \times (d - x) = 0$$

$$50 x^2 + 70,65 x - 1271,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509,24 \rightarrow x = 4,38 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,38^3}{3} + (15) \times (4,71) \times (18 - 4,38)^2 \rightarrow I = 15906,81 \text{ cm}^4$$

❖ Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}$$

**Tableau III.26 :** Les contraintes dans le béton.

	Travée	Appui		
Sens	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
x-x	0,63	0,37	15	CV
y-y	0,35	0,22	15	CV

**III.7.6.5. Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

**III.7.6.6. Calcul de la contrainte admissible :** D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

**III.7.6.7. Calcul de l'effort tranchant :** D'après (B.A.E.L) :

Lorsqu'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on admet :

$$(V_x = V_x + V_a) \text{ et } (V_y = V_y + V_b)$$

Avec :  $(V_x ; V_y)$  : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

$(V_a ; V_b)$  : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 0,74 > 0,4$$

**❖ Charge répartie :**

$$V_x = \frac{p'_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10,41 \times 1,75}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 6,64 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p'_u \times L_x}{3} = \frac{10,41 \times 1,75}{3} = 6,07 \text{ KN} < V_x$$

**❖ Charge concentrée :**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{p}{2b + a} \text{ et } V_b = \frac{p}{3b} \leq V_a$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant

est donné par la formule suivante :  $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$  et  $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$

$$V_{1a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(2 \times 1,20) + 1} = 510,78 \text{ KN}$$

$$V_{2a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(2 \times 1,20) + 0,8} = 361,80 \text{ KN}$$

$$V_{3a} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(2 \times 1) + 1} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{4a} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(2 \times 1) + 0,8} = 344,57 \text{ KN}$$

$$V_a = 510,78 - 361,80 - 402 + 344,57 = 91,55 \text{ KN}$$

$$V_{1b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(3 \times 1,20)} = 482,4 \text{ KN} \leq V_{1a}$$

$$V_{2b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(3 \times 1,20)} = 321,6 \text{ KN} \leq V_{2a}$$

$$V_{3b} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(3 \times 1)} = 402 \text{ KN} = V_{3a}$$

$$V_{4b} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(3 \times 1)} = 321,60 \text{ KN} \leq V_{4a}$$

$$V_b = 482,4 - 321,6 - 402 + 321,60 = 80,40 \text{ KN}$$

### III.7.6.8. Superposition des efforts tranchants :

$$V_X = V_x + V_a = 6,62 + 91,55 = 98,17 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 6,07 + 80,40 = 86,67 \text{ KN}$$

### III.7.6.9. La contrainte tangente :

Avec : (b = 1 ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)  $\tau_U = \frac{V_{(X;Y)}}{b \times d}$

$$\tau_{Ua} = \frac{98,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,5454 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\tau_{Ub} = \frac{86,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,4815 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

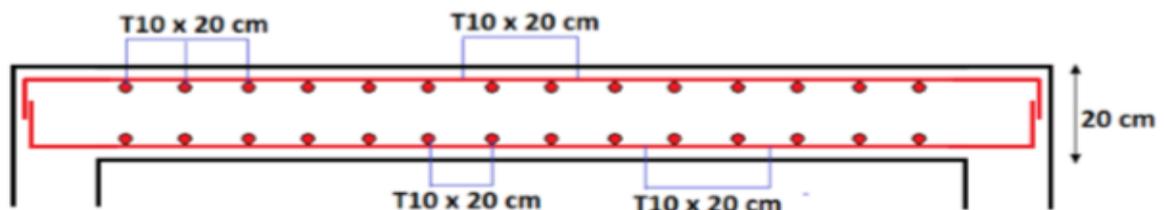


Figure III.19 : Ferrailage de la dalle machine

# *C**h**apitre 4*

**Etude dynamique**

### **IV.1.Introduction :**

L'Algérie a connu au cours du siècle dernier plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des pertes humaines et matérielles.

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

### **IV.2.Objectif de l'étude dynamique :**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14.0.0.

### **IV.3. Les méthodes de calcul :**

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **IV.4. Combinaison d'action :**

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

#### **- Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

#### **- Combinaisons accidentelles :**

$$0.8 G \pm E_{(x;y)}$$

$$G + Q \pm E_{(x;y)}$$

Où :  $E_{(x;y)}$  c'est l'action du séisme

**IV.5. Analyse du modèle :****IV.5.1. Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. [2]

$$T = \min \left( C_T \times (h_N)^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_{(X,Y)}}} \right)$$

Avec :

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

$$h_N = 40,11 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement, de type de remplissage donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

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

$D_X$  : Dimension du bâtiment suivant (X) : ( $D_X = 29,69 \text{ m}$ )

$D_Y$  : Dimension du bâtiment suivant (Y) : ( $D_Y = 20,17 \text{ m}$ )

**Tableau IV.1** : Coefficient  $C_T$

Système de contreventement	$C_T$
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,05

**SENS (X) :**

$$T_{1x} = 0,05 \times (40,11)^{3/4}$$

$$T_{1x} = 0,79 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0,09 \times 40,11}{\sqrt{29,69}}$$

$$T_{2x} = 0,66 \text{ s}$$

$$T_x = \min (T_{1x}; T_{2x})$$

$$T_x = 0,66 \text{ s}$$

$$T_{x(\text{majoré})} = 1,3 \times T_x$$

$$T_{x(\text{majoré})} = 0,858 \text{ s}$$

**SENS (Y) :**

$$T_{1y} = 0,05 \times (40,11)^{3/4}$$

$$T_{1y} = 0,79 \text{ s}$$

$$T_{2y} = \frac{0,09 \times 40,11}{\sqrt{20,17}}$$

$$T_{2y} = 0,8 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_{1y}; T_{2y})$$

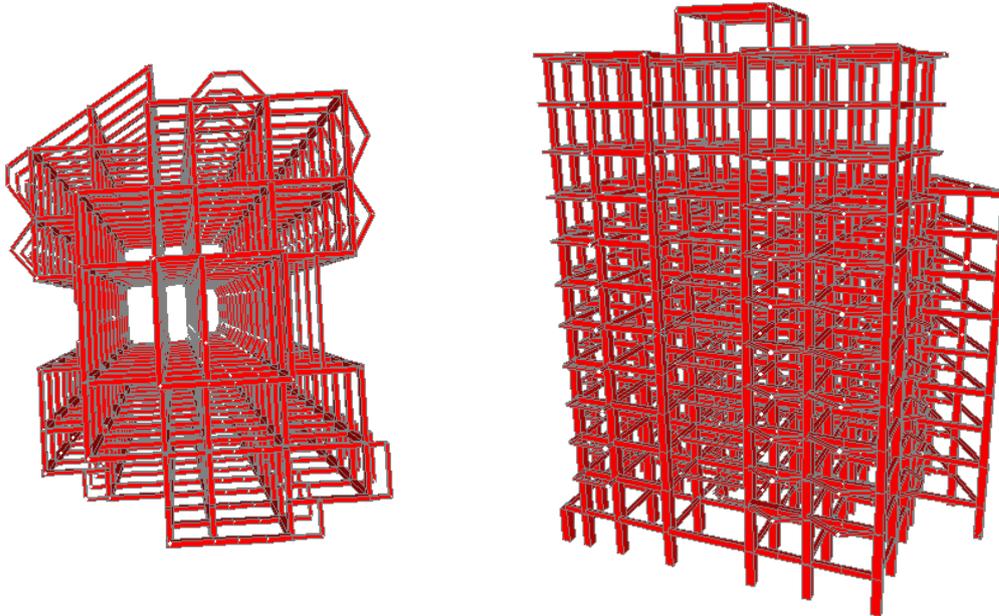
$$T_y = 0,79 \text{ s}$$

$$T_{y(\text{majoré})} = 1,3 \times T_y$$

$$T_{y(\text{majoré})} = 1,03 \text{ s}$$

### IV.5.2. Modèle initiale :

Le modèle initiale a été fait suivant les plans architecturaux et le pré dimensionnement qu'on a déjà fait dans les chapitres précédents. Ce modèle contient que des portiques (Poteaux-Poutres), Il est représenté sur la figure suivante :



**Figure IV.1 :** Modèle initiale de la structure.

**IV.5.3. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initiale :** Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

**Tableau IV.2 :** Périodes et participation massique du modèle initial :

Modes	Période	U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	Σ U <sub>x</sub> (%)	Σ U <sub>y</sub> (%)
1	1,653143	0,042	<b>75,022</b>	0,042	75,022
2	1,445781	<b>38,799</b>	0,001161	38,841	75,023
3	1,303976	36,831	0,116	75,672	75,139
11	0,205135	1,554	0,0002524	<b>91,533</b>	<b>91,852</b>

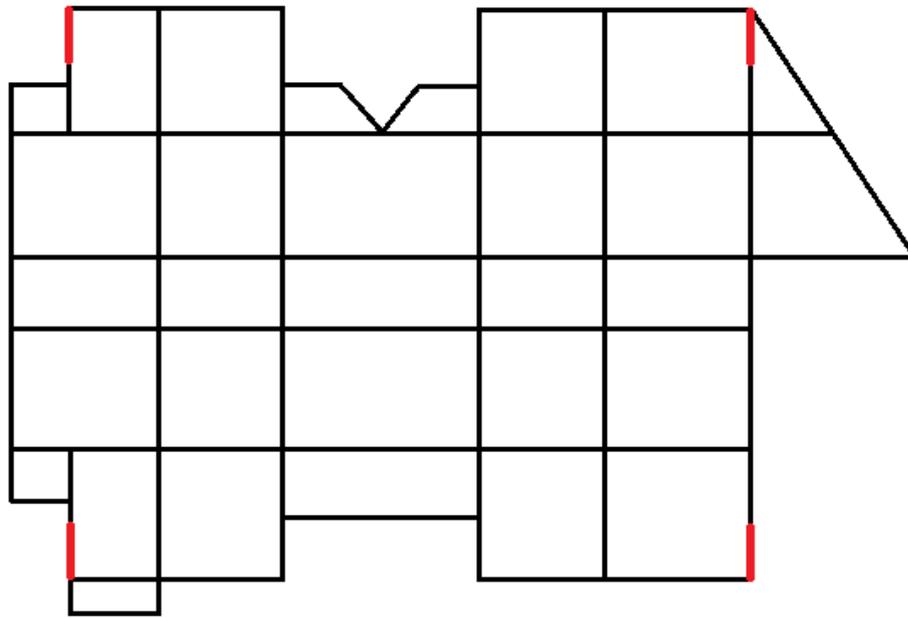
### IV.6. La disposition optimale des voiles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique -voile.

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

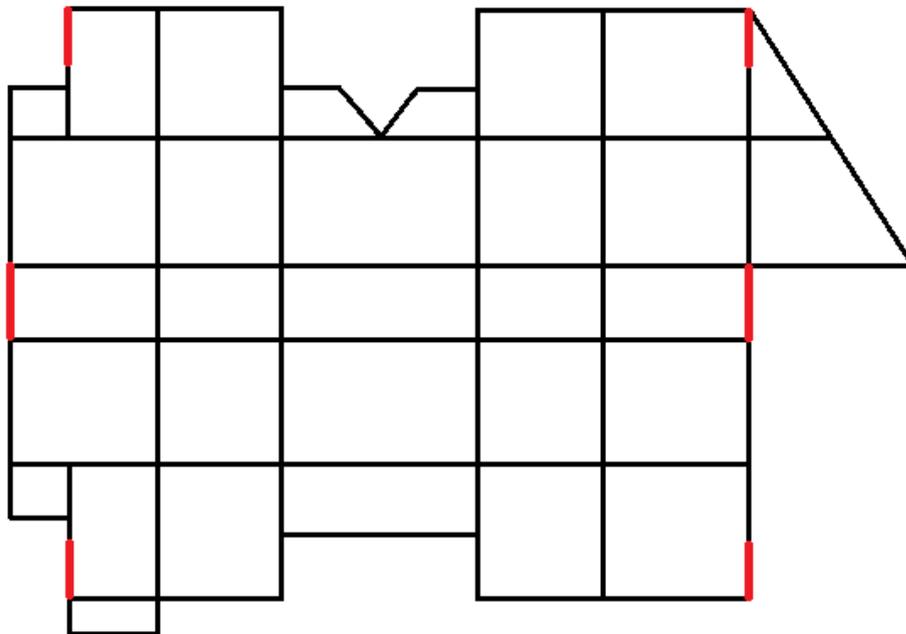
- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente les 5 cas où le changement est important. Le cas retenu est pour la période la plus faible (0,97sec).



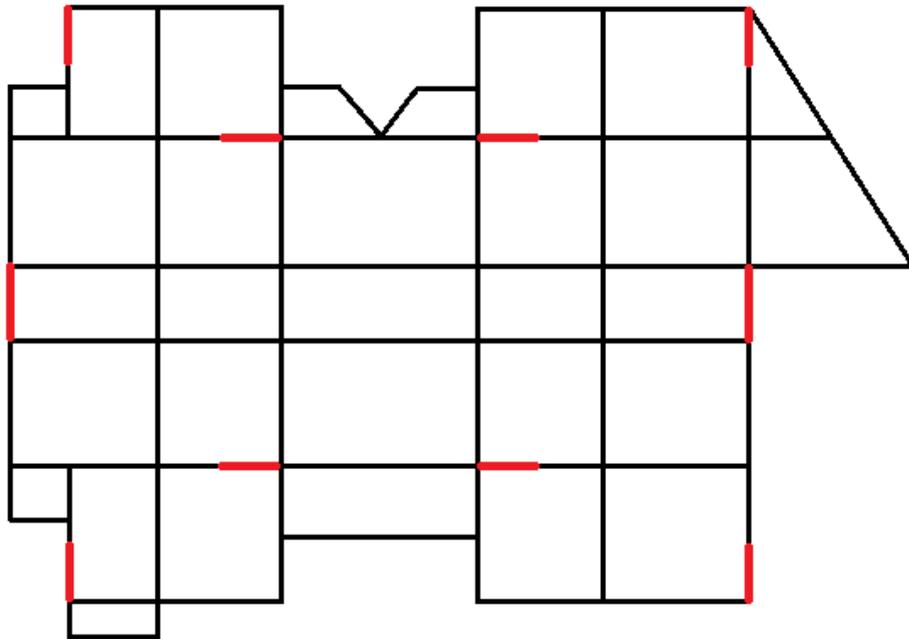
$T = 1,48 \text{ sec}$

**Figure IV.2 :** La première disposition des voiles



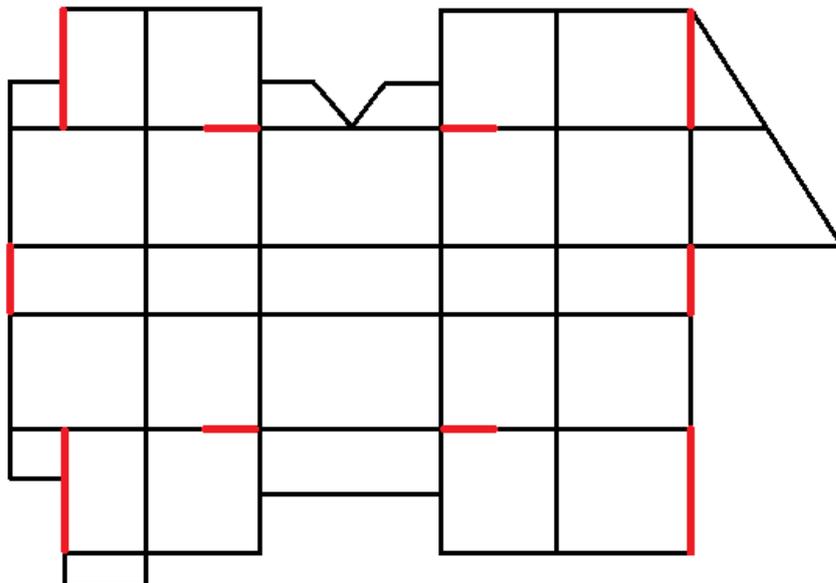
$T = 1,39 \text{ sec}$

**Figure IV.3 :** La deuxième disposition des voiles



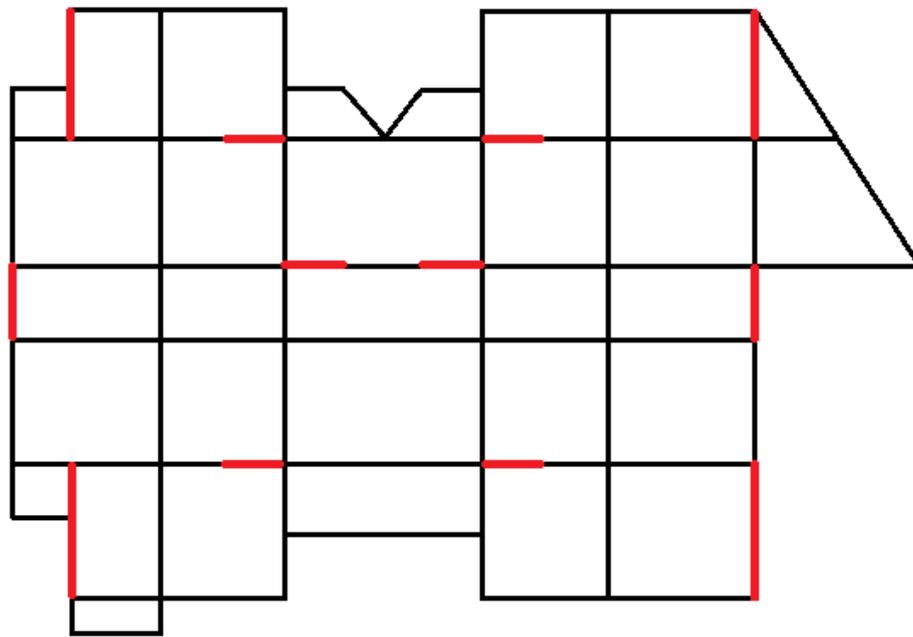
$T = 1,31 \text{ sec}$

**Figure IV.4 :** La troisième disposition des voiles



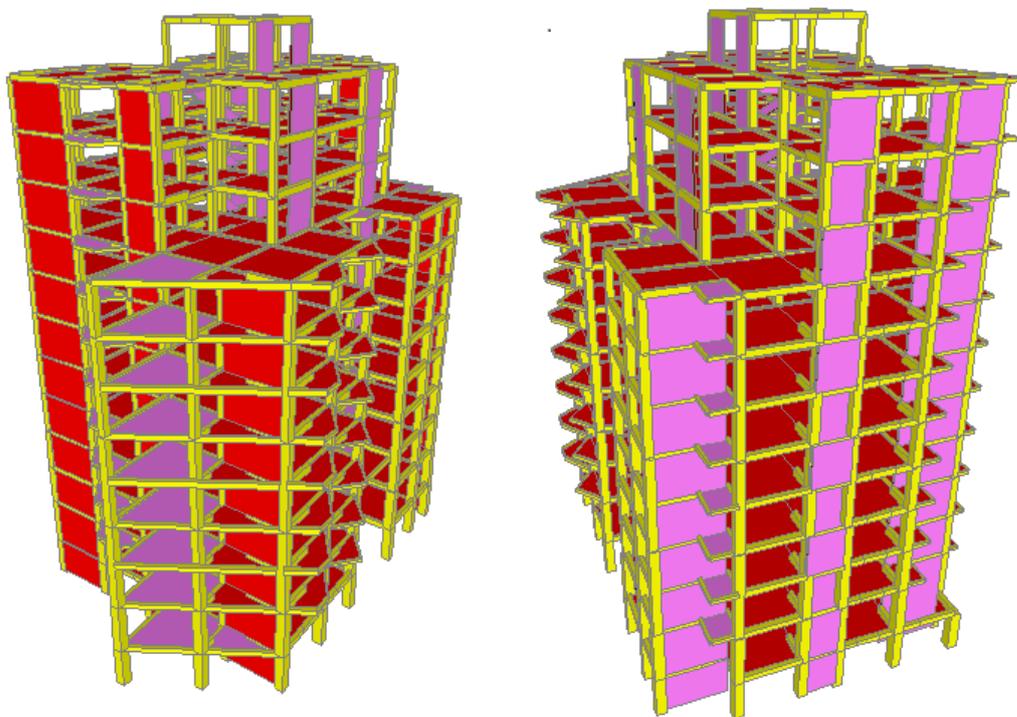
$T = 1,05 \text{ sec}$

**Figure IV.5 :** La quatrième disposition des voiles



$T = 0,97 \text{ sec}$

**Figure IV.6 :** La cinquième disposition des voiles



**Figure IV.7 :** Modèle finale (Portique-Voiles).

**IV.7. Le choix de la méthode de calcul :**

La méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec le calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure. (RPA99 Version2003-article 4.3.6) :

$$\frac{V(\text{dynamique})}{V(\text{statique})} \geq 80\%$$

**IV.7.1. Méthode statique équivalente :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Avec :

V : effort tranchant à la base

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

W : poids total du bâtiment

R : coefficient de comportement global de la structure

**IV.7.1.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par le tableau ii, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**Tableau IV.3 :** Coefficient d'accélération de notre structure.

A	Groupe d'usage	Zone
0,1	2	I

**IV.7.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D):**

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \cdot (3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

( $\xi$ ) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau IV.4 :** Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portique	$\xi \%$
Dense	Béton armé	7

(T1-T2): Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. Selon le rapport de sol établi par le laboratoire iii, le sol d'implantation de notre structure est classé : catégorie S2 (site ferme).

**Tableau IV.5 :** Période caractéristique associée au site.

Site	T <sub>1</sub> (s)	T (s)
S2 (Ferme)	0,15	0,4

#### **IV.7.1.3. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :** (Déjà calculée).

$$T_{x \text{ (majoré)}} = 0,858 \text{ s}$$

$$T_{y \text{ (majoré)}} = 1,03 \text{ s}$$

**Tableau IV.6 :** Période choisie pour le calcul du (D).

Si	Période choisie pour le calcul du (D)
$T_{\text{(analytique)}} \leq T_{\text{(empirique)}}$	$T = T_{\text{(empirique)}}$
$T_{\text{(empirique)}} \leq T_{\text{(analytique)}} \leq 1,3 \times T_{\text{(empirique)}}$	$T = T_{\text{(analytique)}}$
$T_{\text{(analytique)}} \geq T_{\text{(empirique)}}$	$T = 1,3 \times T_{\text{(empirique)}}$

$$T_{\text{(analytique)}} \geq T_{\text{(empirique)}}$$

$$\text{Avec : } T_{\text{(analytique)}} = 0,97 \text{ s}$$

$$T_{\text{(empirique)}} = 0,79 \text{ s}$$

$$1,3 \times T_{\text{(empirique)}} = 1,03 \text{ s} > T_{\text{(analytique)}} = 0,97 \text{ s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,8819 \quad \text{avec} \quad T_2 < T < 3,0 \text{ s}$$

**SENS (X) :**

$$D_{(x)} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,4}{0,858}\right)^{2/3}$$

$$D_{(x)} = 1,32$$

**SENS (Y) :**

$$D_{(y)} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,4}{1,03}\right)^{2/3}$$

$$D_{(y)} = 1,17$$

**IV.7.1.4. Coefficient de comportement R :**

Le coefficient de comportement est choisi en fonction du système de contreventement. Puisque la structure est assurée par un système de contreventement mixte portiques / voiles avec interaction, donc R=5.

**Remarque :** on va vérifier ce coefficient par la suite.

**IV.7.1.5. Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Où :

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 (RPA99 version 2003).

Les critères à vérifier sont :

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

**Sens x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,9}{4,2} = 1,16 < 1,5 \\ \frac{4,2}{6,5} = 0,64 < 1,5 \\ \frac{6,5}{4,2} = 1,54 > 1,5 \end{array} \right. \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

**Sens y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,44}{4,3} = 1,03 < 1,5 \\ \frac{4,3}{2,45} = 1,75 > 1,5 \\ \frac{2,45}{4,3} = 0,56 < 1,5 \end{array} \right. \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée suivant les deux directions (x et y),

Donc  $Pqx_1 = Pqy_1 = 0,05$  (Non observé).

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

**Sens x :**

Dans le sens x on a 6 files, dont la valeur maximale égale à 6.50 m, et la valeur minimale égales à 4,2 m. Donc cette condition est vérifiée.

$$\frac{6,5}{4,2} = 1,54 > 1,5$$

Donc la deuxième condition n'est pas vérifiée.

**Sens y :**

Dans le sens x on a 5 files, dont la valeur maximale égale à 4,44 m, et la valeur minimale égales à 2,45 m. Donc cette condition est vérifiée.

$$\frac{4,44}{2,45} = 1,8 > 1,5$$

Donc la deuxième condition n'est pas vérifiée.

Puisque la condition n'est pas vérifiée suivant les deux directions (x et y),

Donc  $Pqx_2 = Pqy_2 = 0,05$  (Non observé).

- **Régularité en plan :**

Un bâtiment est classé régulier en plan, si tous les critères de régularité en plan (c1 à c4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

**c1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique, vis à vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Puisque notre bâtiment présente une dissymétrie, donc cette condition n'est pas vérifiée. Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc on n'est pas obligé de vérifier les autres conditions.

Donc  $P_{qx3}=P_{qy3}= 0,05$  (Non observé).

- **Régularité en élévation :**

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. **d1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. Cette condition est vérifiée.

**d4.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul, et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles d3 et d4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

**Sens x :**

$$\frac{5,45}{29,69} = 0,18 > 0,2$$

**Sens y :**

$$\frac{4,3}{21,54} = 0,19 > 0,2$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée suivant les deux directions (x et y),

Donc  $P_{qx4}=P_{qy4}= 0,05$  (Non observé).

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. On va supposer qu'il y a des essais pour contrôler la qualité des matériaux. Donc  $P_{qx5}=P_{qy5}= 0$  (observé).

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. donc ce critère est vérifié ( $P_{qx6} = P_{qy6} = 0$ ) (observé).

Les différents critères sont illustrés dans le tableau récapitulatif suivant :

Avec :

$$Q_{(x)} = 1 + \sum_1^6 Pq_{(x)} = 1 + (0,5+0,5+0,5+0,5) \longrightarrow Q_{(x)} = 1,20$$

$$Q_{(y)} = 1 + \sum_1^6 Pq_{(y)} = 1 + (0,5+0,5+0,5+0,5) \longrightarrow Q_{(y)} = 1,20$$

**Tableau IV.7 :** Les critères de qualité (q) :

	Q	
	SENS X	SENS Y
Condition minimale des files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

#### **IV.7.1.6. Le poids total de la structure ( $W_T$ ):**

D'après le RPA99 version2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_i^n w$$

Où :

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

$\beta$  : c'est le coefficient de pondération, d'après le tableau 4.5 du RPA99, il est pris égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

A partir du logiciel **SAP 2000**, on peut avoir les différents poids de chaque étage, ces poids sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.8 :** Les poids de la structure

Niveaux	Wi (Tonnes)	Wi (KN )
Sous-sol	633,669579	6336,69579
RDC	631,66955	6316,6955
Etage 1	600,474748	6004,74748
Etage 2	592,176617	5921,76617
Etage 3	583,878485	5838,78485
Etage 4	576,30193	5763,0193
Etage 5	568,752375	5687,52375

Etage 6	561,870396	5618,70396
Etage 7	542,015337	5420,15337
Etage 8	362,176649	3621,76649
Etage 9	357,700924	3577,00924
Etage 10	321,264582	3212,64582
Buanderie	51,058031	510,58031
$\sum_i^n W_i$	6383,0092	63830,092

#### **IV.7.1.7. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :**

$$V_x = \frac{A_x \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W_T$$

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,32 \times 1,2}{5} \times 63830,092$$

$$V_x \text{ (statique)} = 2022,1373 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A_y \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W_T$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,17 \times 1,2}{5} \times 63830,092$$

$$V_y \text{ (statique)} = 1792,3489 \text{ KN}$$

#### **IV.7.1.8. Détermination de la force sismique de chaque niveau :**

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Avec :  $F_t$  est la force concentrée au sommet de la structure,  $F_t = 0,07 \times T \times V$

$$F_t = 0,07 \times T \times V \leq 0,25V \quad \text{Si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0,7s$$

T : période fondamentale

V : effort tranchant

$W_{ij}$  : poids de chaque niveau

$H_i$  : la hauteur de chaque niveau

Dans notre cas, et suivant les deux directions  $T > 0,7 \text{ sec}$

#### **Suivant X :**

$$\left[ \begin{array}{l} F_t = 0,07 \times 0,85 \times 2022,1373 \\ 0,25 \times 2022,1373 \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} F_t = 120,3171 \text{ KN} \\ 0,25V_x = 505,53 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow F_t = 0,07 \times T \times V < 0,25V_x$$

#### **Suivant Y :**

$$\left[ \begin{array}{l} F_t = 0,07 \times 1,03 \times 1792,3489 \\ 0,25 \times 1792,3489 \end{array} \right.$$

$$\left[ \begin{array}{l} F_t = 129,2283 \text{ KN} \\ 0,25V_y = 448,087 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow F_t = 0,07 \times T \times V < 0,25V_x$$

La répartition des efforts élastiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau IV.9 :** Répartition des efforts élastiques

Niveaux	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
sous-sol	29,493713	25,7919238
RDC	65,8451452	57,5808467
Étage 1	92,2888786	80,7055973
Étage 2	120,298617	105,199802
Étage 3	147,487615	128,976278
Étage 4	174,073828	152,225625
Étage 5	199,920159	174,827954
Étage 6	225,28746	197,011376
Étage 7	244,130841	213,489704
Étage 8	181,03997	158,317439
Étage 9	196,492207	171,830248
Étage 10	192,364605	168,220706
Buanderie	33,0971675	28,9431047

#### **IV.7.1.9. Vérifications :**

##### **IV.7.1.9.1. Justification de l'effort normal réduit :**

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N<sub>d</sub> : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.

B : La section transversale des poteaux.

(f<sub>c28</sub> = 25 MPa).

La combinaison (ELU) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10 :** Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Poteaux	A=b (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	$\mu$	Condition
sous-sol	0,65	0,4225	2,927	0,27	C.V
RDC	0,65	0,4225	2,594	0,24	C.V
Étage 1	0,60	0,36	2,316	0,25	C.V
Étage 2	0,60	0,36	2,316	0,25	C.V
Étage 3	0,55	0,3025	1,803	0,23	C.V
Étage 4	0,55	0,3025	1,803	0,23	C.V
Étage 5	0,50	0,25	1,326	0,21	C.V
Étage 6	0,50	0,25	1,326	0,21	C.V
Étage 7	0,45	0,2025	0,881	0,17	C.V
Étage 8	0,45	0,2025	0,881	0,17	C.V
Étage 9	0,40	0,16	0,465	0,11	C.V
Étage 10	0,40	0,16	0,465	0,11	C.V
Buanderie	0,35	0,1225	0,137	0,044	C.V

La condition est vérifiée.

#### **IV.7.1.9.2. Vérification du coefficient de comportement R :**

D'après RPA99 version 2003, les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Charges horizontales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles : max 75\%} \\ \text{Portique : min 25\%} \end{array} \right.$$

Après l'exécution de SAP2000, et en utilisant les combinaisons Ex et Ey pour la vérification des charges horizontales, on a trouvé ces résultats :

#### **Suivant x:**

$$\text{Voile}(x) = \frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \frac{1280,348}{2022,1373} = 63,31\%$$

$$\text{Portique}(x) = 100 - 63,31 = 36,68 \%$$

#### **Suivant y:**

$$\text{Voile}(x) = \frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \frac{1424,426}{1792,3489} = 79,47\% > 75\% \quad \text{C.N.V}$$

$$\text{Portique}(x) = 100 - 79,47 = 20,52 \% < 25\% \quad \text{C.N.V}$$

Donc le choix de R n'est pas satisfaisant, on prend **R= 4** c.à.d. un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Les nouveaux efforts tranchant a la base avec R=4 :

$$V_x \text{ (statique)} = 2527,67 \text{ KN} \quad ; \quad F_t = 150,39 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ (statique)} = 2240,43 \text{ KN} \quad ; \quad F_t = 161,53 \text{ KN}$$

**Tableau IV.11** : Répartition des efforts élastiques(R=4)

Niveaux	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
sous-sol	36,8361986	32,2398931
RDC	82,2373517	71,9760325
Étage 1	115,264276	100,88196
Étage 2	150,247063	131,499705
Étage 3	184,204786	161,22029
Étage 4	217,409659	190,281963
Étage 5	249,690457	218,534864
Étage 6	281,37297	246,264132
Étage 7	304,907427	266,862034
Étage 8	226,110029	197,896728
Étage 9	245,409113	214,787733
Étage 10	240,253941	210,275807
Buanderie	41,3367363	36,1788678

**IV.7.1.9.3. Vérification de l'effort tranchant à la base par la deuxième formule :**

Selon le RPA99 version 2003, il existe une deuxième formule pour vérifier l'effort tranchant à la base :

$$V = F_t + \sum_i^n F_i$$

**Suivant x:**

$$V_x = F_t + \sum_i^n F_i = 150,39 + 2375,28001 \longrightarrow V_x = 2525,67 \text{ KN}$$

**Suivant y:**

$$V_y = F_t + \sum_i^n F_i = 161,53 + 2078,90001 \longrightarrow V_y = 2240,43 \text{ KN}$$

Donc, on a trouvé les mêmes résultats qu'on a trouvés par la première formule.

**IV.7.1.9.4. Vérification vis-à-vis des déformations :**

Selon le RPA99 V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

$$\Delta k_{adm} = 0.01 h_e$$

$$\Delta k_x = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x} \text{ et } \Delta k_y = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y}$$

$$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ekx} \text{ et } \delta_{k,y} = R \times \delta_{eky}$$

$\Delta k_x$  : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

$\Delta k_y$  : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta_{ekx}$  : Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

$\delta_{eky}$  : Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

$\Delta k_{adm}$  : Déplacement relatif admissible.

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau IV.12 :** Vérification des déformations

Niveaux	$\delta_{ekx}$ (cm)	$\delta_{eky}$ (cm)	$\delta_{k, x}$ (cm)	$\delta_{k, y}$ (cm)	$\Delta_{kx}$ (cm)	$\Delta_{ky}$ (cm)	1%he (cm)	
Buanderie	1,86	1,77	7,44	7,08	0,52	0,72	3,06	C.V
Étage 10	1,73	1,59	6,92	6,36	0,44	0,64	3,06	C.V
Étage 9	1,62	1,43	6,48	5,72	0,52	0,68	3,06	C.V
Étage 8	1,49	1,26	5,96	5,04	0,56	0,6	3,06	C.V
Étage 7	1,35	1,11	5,4	4,44	0,64	0,668	3,06	C.V
Étage 6	1,19	0,943	4,76	3,772	0,64	0,672	3,06	C.V
Étage 5	1,03	0,775	4,12	3,1	0,704	0,652	3,06	C.V
Étage 4	0,854	0,612	3,416	2,448	0,716	0,616	3,06	C.V
Étage 3	0,675	0,458	2,7	1,832	0,716	0,56	3,06	C.V
Étage 2	0,496	0,318	1,984	1,272	0,68	0,484	3,06	C.V
Étage 1	0,326	0,197	1,304	0,788	0,604	0,388	3,06	C.V
RDC	0,175	0,1	0,7	0,4	0,52	0,3	3,06	C.V
sous-sol	0,045	0,025	0,18	0,1	0,18	0,1	3,57	C.V

D'après le tableau, on remarque que les déformations sont vérifiées dans tous les niveaux.

#### **IV.7.1.9.5. Vérification de l'effet P- $\Delta$ :** D'après le RPA99/Version2003 :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0.1$$

Où :

$P(k)$  : Poids total de la structure et les charges d'exploitations, associées au-dessus du niveau (k).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k) :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

- Si  $\theta_k \leq 0.1$  : l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  : en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

**Tableau IV.13** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  suivant x

Niveaux	$h_{(k)}$ (cm)	V (KN)	$\Delta kx$ (cm)	Pk (KN)	$\theta_k$	$\theta_k \leq 0.1$
Buanderie	306	41,33674	0,52	510,5803	0,02398231	C.V
Étage 10	306	281,590681	0,44	3723,22612	0,02172269	C.V
Étage 9	306	526,999794	0,52	7300,23536	0,02689611	C.V
Étage 8	306	753,109823	0,56	10922,0019	0,03032437	C.V
Étage 7	306	1058,01725	0,64	16342,1552	0,03691105	C.V
Étage 6	306	1339,39022	0,64	21960,8592	0,03918158	C.V
Étage 5	306	1589,08068	0,704	27648,3829	0,0457358	C.V
Étage 4	306	1806,49034	0,716	33411,4022	0,04944608	C.V
Étage 3	306	1990,69512	0,716	39250,1871	0,05271204	C.V
Étage 2	306	2140,94219	0,68	45171,9533	0,05357135	C.V
Étage 1	306	2256,20646	0,604	51176,7007	0,05115525	C.V
RDC	357	2338,44381	0,52	57493,3962	0,04091734	C.V
sous-sol	288	2375,28001	0,18	63830,092	0,01918986	C.V

**Tableau IV.14 :** Vérification de l'effet P-Δ suivant y

Niveaux	h <sub>(k)</sub> (cm)	V (KN)	Δkx (cm)	Pk (KN)	θ <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub> ≤ 0.1
Buanderie	306	36,1788678	0,72	510,5803	0,00257002	C.V
Étage 10	306	246,454675	0,64	3723,22612	0,0290629	C.V
Étage 9	306	461,242407	0,68	7300,23536	0,02765411	C.V
Étage 8	306	659,139135	0,6	10922,0019	0,03078321	C.V
Étage 7	306	926,001168	0,668	16342,1552	0,02843634	C.V
Étage 6	306	1172,2653	0,672	21960,8592	0,03371876	C.V
Étage 5	306	1390,80016	0,652	27648,3829	0,03600726	C.V
Étage 4	306	1581,08213	0,616	33411,4022	0,03707234	C.V
Étage 3	306	1742,30242	0,56	39250,1871	0,03723217	C.V
Étage 2	306	1873,80212	0,484	45171,9533	0,03608308	C.V
Étage 1	306	1974,68408	0,388	51176,7007	0,03337243	C.V
RDC	357	2046,66011	0,3	57493,3962	0,02876098	C.V
sous-sol	288	2078,90001	0,1	63830,092	0,02066065	C.V

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

#### **IV.7.2.Méthode dynamique modale spectrale :**

**IV.7.2.1.Principe de la méthode :** Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.7.2.2.Spectre de réponse :** Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du RPA99, V2003 :

$$\frac{sa}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) \left( 2,5\eta \left( \frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left( 1,25A \right) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( 1,25A \right) \left( \frac{Q}{R} \right) - \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left( 1,25A \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone I et Groupe d'usage 2  
 $A = 0,1$
- Pourcentage d'amortissement critique ( $\epsilon$ ) : Béton armé dense  
 $\xi = 7\%$
- Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) :  
 $\eta = 0,8819$
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3)  
 $(T1 = 0,15 \text{ s}) ; (T2 = 0,40 \text{ s})$
- La période fondamentale de la structure (T) :  
 $T \text{ (analytique)} = 1,03 \text{ s}$
- Facteur de qualité (Q) :  
 $Q(x) = Q(y) = 1,2$
- Coefficient de comportement global de la structure (R) :  
 $R = 4$

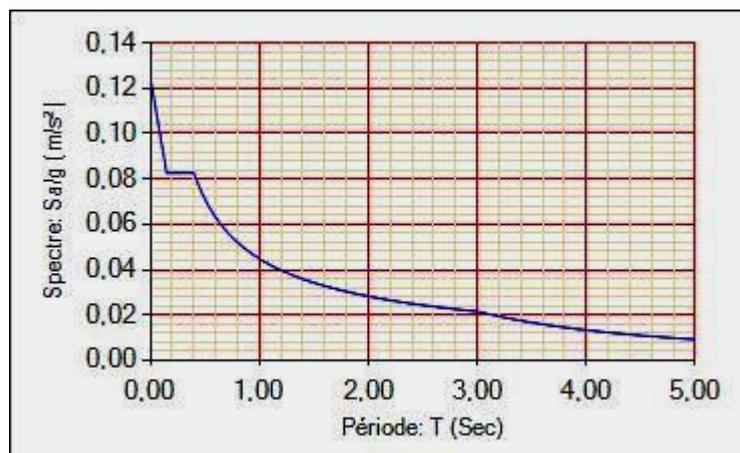


Figure IV.8 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).

**IV.7.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul :**

D'après le **RPA 99 V2003** la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$ , obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente  $V_s$ , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

-Si  $V_t < 80\% V_s$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V_s/V_t$ .

Après l'exécution de SAP2000, on obtient les résultats suivants :

**Tableau IV.15 :** Récapitulatif des efforts tranchants à la base

L'effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	2525,67	2240,43	2260,972	2388,4

**Vérification suivant x :**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} = \frac{2260,972}{2525,67} = 89,5 \% \quad \longrightarrow \quad \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 80\%$$

La condition du RPA est vérifiée.

**Vérification suivant y :**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} = \frac{2388,4}{2240,43} = 100 \% \quad \longrightarrow \quad \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 80\%$$

La condition du RPA est vérifiée.

**IV.8. Justification de la largeur des joints sismiques :**

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

( $\delta_1$  ;  $\delta_2$ ) : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

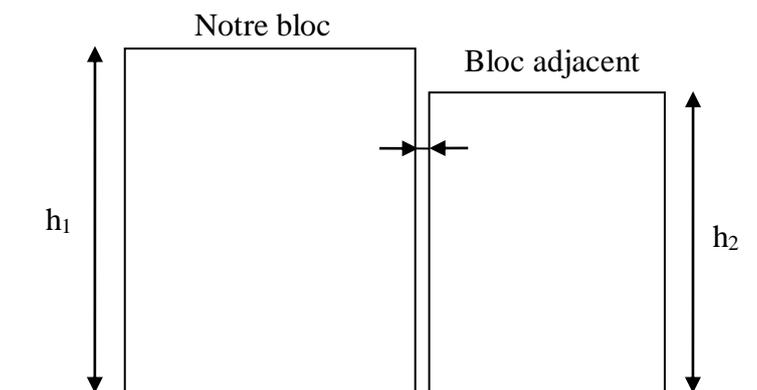
Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacents.

Avec : ( $\delta_1 = 18,6 \text{ mm}$ ) et ( $\delta_2 = 17,7 \text{ mm}$ )

$$dx (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (18,6 + 18,6) \text{ mm} = 52,2 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \longrightarrow \text{C.V}$$

$$dy (\text{min}) = 15 \text{ mm} + (17,7 + 17,7) \text{ mm} = 50,4 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \longrightarrow \text{C.V}$$

On prend une largeur de  $\longrightarrow (d = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm})$



**Figure IV.9 : Le joint sismique**

**IV.9. Conclusion :**

L'étude dynamique nous a permis d'effectuer l'analyse sismique, d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé, situé en zone de sismicité faible. La structure de celui-ci ayant été jugée irrégulière selon les règles de construction parasismique (RPA 99 version 2003). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP 2000, a dû être effectuée.

L'exploitation des résultats donnés par ce logiciel, a permis de vérifier plusieurs critères : période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

Le calcul de coefficient de comportement pour  $R=5$  (portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide) n'a pas vérifié certaine condition donc on a passer au calcul avec  $R=4$ (système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé).

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, On va prendre ce modèle final pour étudier les éléments structuraux, car il vérifie pratiquement tous les conditions qui ont été exigé par le règlement algérien parasismique (RPA99/Version2003).

# *C**h**apitre* 5

**Etude des éléments  
structuraux**

**V.1. Etude des poteaux :****V.1.1.Introduction :**

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants, On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93).

**V.1.2. Combinaisons des charges :**

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le RPA99, version2003.

**- Combinaisons fondamentales :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

**- Combinaisons accidentelles :**

0.8 G ± E<sub>(x;y)</sub>

G + Q ± E<sub>(x;y)</sub>

Où : E<sub>(x;y)</sub> c'est l'action du séisme

**V.1.3. Vérification des sollicitations tangentés :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton  $\tau_{bu}$ , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d}$$

Où :

T : l'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0.9b

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- D'après le BAEL 91:

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

- D'après le RPA99, version 2003 :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Où :

$\lambda_g$  : C'est l'élanement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $L_f$  la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau V.1 :** Vérification des sollicitations tangentes.

Poteaux	T (KN)	B (cm <sup>2</sup> )	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_U$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_U$ BAEL (MPa)	
sous-sol	55,222	65×65	0,1452255	2,87	0,04	1	3,33	C.V
RDC	55,222	65×65	0,1452255	3,61	0,04	1	3,33	C.V
Étage 1	40,08	60×60	0,1237037	3,325	0,04	1	3,33	C.V
Étage 2	40,08	60×60	0,1237037	3,325	0,04	1	3,33	C.V
Étage 3	39,23	55×55	0,1440955	3,62	0,04	1	3,33	C.V
Étage 4	39,23	55×55	0,1440955	3,62	0,04	1	3,33	C.V
Étage 5	34,362	50×50	0,15272	3,99	0,04	1	3,33	C.V
Étage 6	34,362	50×50	0,15272	3,99	0,04	1	3,33	C.V
Étage 7	25,50	45×45	0,1399177	4,43	0,04	1	3,33	C.V
Étage 8	25,50	45×45	0,1399177	4,43	0,04	1	3,33	C.V
Étage 9	22,08	40×40	0,1533333	4,98	0,04	1	3,33	C.V
Étage 10	22,08	40×40	0,1533333	4,98	0,075	1,875	3,33	C.V
Buanderie	6,24	35×35	0,0565986	5,7	0,075	1,875	3,33	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

**V.1.4. Sollicitations à considérer :**

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2 :** Sollicitations dans les poteaux

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
		N <sub>(max)</sub> (KN)	M <sub>(cor)</sub> (KN.m)	M <sub>(max)</sub> (KN.m)	N <sub>(cor)</sub> (KN)	N <sub>(min)</sub> (KN)	M <sub>(cor)</sub> (KN.m)
Sous-sol + RDC	65×65	2854,276	9,70	99,2304	135,233	152,259	7,932
Étage 1 + Étage 2	60×60	2241,593	25,04	65,05	1734,30	863,922	24,491
Étage 3 + Étage 4	55×55	1726,117	24,23	62,101	1124,102	644,709	26,91
Étage 5 + Étage 6	50×50	1243,356	23,09	55,4082	763,878	441,328	21,38
Étage 7 + Étage 8	45×45	790,3	21,136	44,50	425,769	248,887	19,80
Étage 9 + Étage 10	40×40	360,562	18,97	35,332	88,195	30,65	57,301
Buanderie	35×35	12,651	3,922	19,114	9,371	3,748	6,22

**V.1.5. Calcul du ferrailage longitudinal :**

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé, parce qu'on a un moment M et un effort normal N. [3]

On va faire un exemple de calcul, et les autres seront récapitulés dans le tableau.

Le RPA 99 version 2003 exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ( $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ ).
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- Le moment max suivant la combinaison: G+Q+E.

- **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du sous sol :

- $N = 2854,276\text{KN}$  (compression)
- $M = 9,7 \text{ KN.m}$
- $T = 55,222 \text{ KN}$
- $S = b \times h = (65 \times 65) \text{ m}^2$
- $d = 0.9 \times h = 0,585 \text{ m}$
- $d' = 0.1 \times h = 0,065 \text{ m}$
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures longitudinales :**

- **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,7}{2854,276} = 0,0033 \text{ m}$$

(N : Effort de compression, donc (C) sera posé au dessus de (G))

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e$$

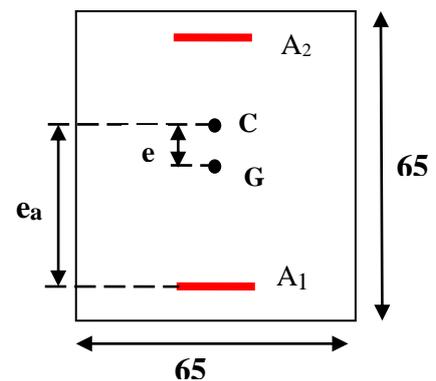
$$e_a = 0,585 - \frac{0,65}{2} + 0,0033$$

$$e_a = 0,263 \text{ m}$$

- **Calcul du moment fictif  $M_A$  :**

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 2,854 \times 0,263 \longrightarrow M_A = 0,751 \text{ MN.m}$$



- **Vérification du domaine :**

$$N_u(d - d') - M_A = 2,854 \times (0,585 - 0,065) - 0,751$$

$$\rightarrow N_u(d - d') - M_A = 0,732 \text{ MN.m .....(A)}$$

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc} = \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{0,065}{0,585} \right) 0,65 \times 0,585^2 \times 14,17$$

$$\rightarrow \left( 0,337 - 0,81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc} = 0,7785 \text{ .....(B)}$$

$A < B \rightarrow$  Domaine 2  $\rightarrow$  section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,751}{0,65 \times 0,585^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,238 < \mu_R = 0,392 \text{ donc section à simple armature (A2 = 0).}$$

Pour le calcul de  $A_1$ , on utilise cette formule :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right] = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,238} \right] = 0,346$$

$$z = d ( 1 - 0,4 \times \alpha ) = 0,585 ( 1 - 0,4 \times 0,346 ) = 0,50 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left( \frac{0,751}{0,50} - 2,854 \right) = -39,15 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans ce tableau :

**Tableau V.3** : Ferrailage du RDC dû à plusieurs sollicitations

sollicitations	N (MN)	M(MN.m)	$\mu_u$	$\alpha$	z (m)	$A_2(\text{cm}^2)$	$A_1(\text{cm}^2)$
$N_{\max}; M_{\text{cor}}$	2,8542	0,0097	0,238	0,3460	0,50	0	-39,15
$M_{\max}; N_{\text{cor}}$	0,135	0,0992	0,042	0,0544	0,57	0	2,86
$N_{\min}; M_{\text{cor}}$	0,152	0,0079	0,015	0,0189	0,58	0	-2,020

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec le min de RPA99 version 2003.

- **Ferrailage minimal :**

$$A_{St \text{ min}} = 0,7\% B = 0,7\% (65 \times 65) \rightarrow A_{St \text{ min}} = 29,57 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir :  $A_{St \text{ choisie}} = 16T16 = 32,17 \text{ cm}^2$ .

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau V.4 :** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	Section	Ast <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ast <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol + RDC	65×65	Domaine 2 P.C	-39,15	29,57	16T16 = 32,17
Étage 1 + Étage 2	60×60	Domaine 2 P.C	-29,95	25,2	14T16 = 28,15
Étage 3 + Étage 4	55×55	Domaine 2 P.C	-22,944	21,175	12T16 = 24,13
Étage 5 + Étage 6	50×50	Domaine 2 P.C	-16,31	17,5	12T14 = 18,47
Étage 7 + Étage 8	45×45	Domaine 2 P.C	-10,03	14,175	8T14 + 4T12 = 16,86
Étage 9 + Étage 10	40×40	Domaine 2 P.C	-3,88	11,2	8T14 = 12,32
Buanderie	35×35	Domaine 2 P.C	0,158	8,575	8T12 = 9,03

- **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm ; on adopte } L_r = 50 \text{ cm} \\ \phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm ; on adopte } L_r = 60 \text{ cm} \\ \phi = 1,6 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm ; on adopte } L_r = 70 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### **V.1.6. Calcul du ferrailage transversal :**

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec:

$V_u$ : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$F_e$  : 400 MPa

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho = 2,50 \quad \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \quad \text{Si} \quad \lambda_g < 5$$

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min} (10\varnothing_l ; 15\text{cm}) \longrightarrow \text{Zone (I).}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\varnothing_l$$

Avec : ( $\varnothing_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

- On adopte les espacements suivant :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \text{Min} (12 ; 15) \text{ cm}$$

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

$$\text{Zone courante: } S_t \leq 15 \times 1,2 \longrightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

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

On prend comme exemple de calcul le poteau du sous sol:

( $\lambda_g = 2,87$ ) ; ( $\rho = 3,75$ ) ( $S_t = 0,10\text{m}$ ) ; ( $V = 0,05522 \text{ MN}$ ) ; ( $h = 0,65 \text{ m}$ ) ; ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$$A_{t \text{ cal}} = \frac{3,75 \times 0,05522 \times 0,1}{400} = 0,00005176 \text{ m}^2$$

$$A_{t \text{ cal}} = 0,5176 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des armatures transversales selon RPA99/Version2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales ( $\frac{A_{t \text{ min}}}{S_t \times b}$ ) est donnée comme suit :

$$\text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \left( \frac{A_t}{S_t \times b} \right) = 0,3\%$$

$$\text{Si} \quad \lambda_g \leq 3 \longrightarrow \left( \frac{A_t}{S_t \times b} \right) = 0,8\%$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,8\% \times 0,1 \times 0,65$$

$$A_{t \text{ min}} = 5,2 \text{ cm}^2$$

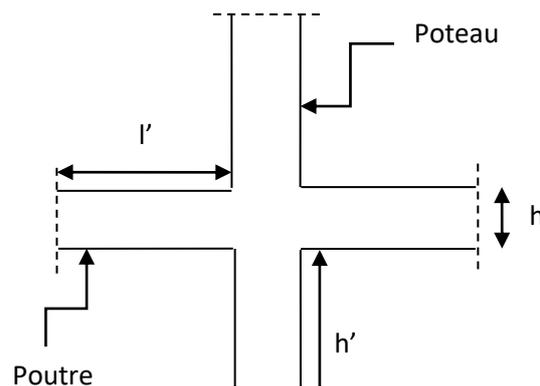
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5 :** Ferrailage transversal des poteaux.

Niveau	Vu (KN)	h (cm)	$\rho$	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>r</sub> (cm)	Øl min (cm)	A <sub>t calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )
s-s	55,222	65	3,75	10	15	1,6	0,5177	5,2	Ø10
RDC	55,222	65	3,75	10	15	1,6	0,5177	5,2	Ø10
1	40,08	60	3,75	10	15	1,6	0,375	4,8	Ø10
2	40,08	60	3,75	10	15	1,6	0,375	4,8	Ø10
3	39,23	55	3,75	10	15	1,6	0,3677	4,4	Ø10
4	39,23	55	3,75	10	15	1,6	0,3677	4,4	Ø10
5	34,362	50	3,75	10	15	1,4	0,3221	4	Ø8
6	34,362	50	3,75	10	15	1,4	0,3221	4	Ø8
7	25,50	45	3,75	10	15	1,2	0,2390	3,6	Ø8
8	25,50	45	3,75	10	15	1,2	0,2390	3,6	Ø8
9	22,08	40	3,75	10	15	1,4	0,207	3,2	Ø8
10	22,08	40	3,75	10	15	1,4	0,207	3,2	Ø8
Buan	6,24	35	2,50	10	15	1,2	0,039	1,05	Ø8

**V.1.7. Zone nodale :**

La zone nodale est définie par l' et h', qui sont représentées sur la figure suivante :

**Figure V.1 :** Zone nodale

- **Poteau:**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

Avec : (b<sub>1</sub>; h<sub>1</sub>: dimensions du poteau) ; (h<sub>e</sub> : La hauteur de l'étage).

- **Poutre :**

$l' = 2 \times h$  Avec : (h : Hauteur de la poutre).

**Tableau V.6:** La longueur de la zone nodale.

Niveau	Poteau			Poutre	
	a = b (cm)	he (cm)	h' (cm)	h (cm)	l' (cm)
S-S	65	288	65	45	90
RDC	65	357	65	35	70
1+2	60	306	60		
3+4	55	306	60		
5+6	50	306	60		
7+8	45	306	60		
9+10	40	306	60		
Buan	35	306	60		

### V.1.8.Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Exemple de calcul :** Le poteau le plus sollicité du sous sol.

$$(a = b = 65 \text{ cm}) ; (n = 15) ; (A_1 = 32,17 \text{ cm}^2) ; (A_2 = 0 \text{ cm}^2) ; (d = 58,5 \text{ cm})$$

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)
Sous-sol	2076,006	7,111

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{7,111}{2076,006} = 0,0034m < \frac{h}{6} = 0,108 m$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -1928,93 \text{ cm}^2$$

$$Q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -974,17 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de  $e_1$  :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q} \quad \text{Ou} \quad e_1 = \frac{e_1 - q}{p}$$

On fixe la première valeur de  $e_1 = 0,5\text{m}$  :

$e_1$ choisie	$e_1$ trouvé
0,5	0,57
0,57	0,59
0,59	0,59

Donc, on prend  $e_1 = 0.59\text{ m}$

- **Calcul de 'X' avec la formule suivante :**

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0.65}{2} + 0.59 - 0.0034 = 0.91\text{ m}$$

- **Calcul de 'S' :**

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = \frac{0.65 \times 0.91^2}{2} - 15 \times 32.17 \times 10^{-4} \times (0.585 - 0.91)$$

$$S = 0.290174625\text{ m}^3 = 290174.625\text{ cm}^3$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S} = \frac{2076.006 \times 10^{-3} \times 0.91}{0.2901746} = 6.57\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

On va faire la même chose pour les autres étages, les résultats seront regroupés dans le tableau suivant

**Tableau V.7 :** Vérification à l'ELS

Niveau	$N_{(max)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)	$e$ (m)	$p$ (cm <sup>2</sup> )	$q$ (cm <sup>2</sup> )	$e_1$ (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
S-S+RDC	2076,006	7,111	0,0034	-0,1928	-0,0974	0,59	6,57	15	C.V
1+2	1605,075	17,8265	0,0111	-0,1443	-0,0748	0,53	5,63	15	C.V
3+4	1257,117	17,5839	0,0139	-0,1119	-0,0571	0,48	5,39	15	C.V
5+6	905,511	16,759	0,0185	-0,0881	-0,0406	0,42	4,77	15	C.V
7+8	575,617	15,3362	0,0266	-0,0483	-0,0300	0,36	3,78	15	C.V
9+10	262,804	13,7619	0,0523	-0,0065	-0,0189	0,27	2,32	15	C.V
Buanderie	9,371	2,866	0,3058	0,0521	-0,04167	0,29	0,129	15	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc on va garder ces sections du béton.

**V.1.9. Schéma du ferrailage** : Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux du Sous-sol et RDC. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

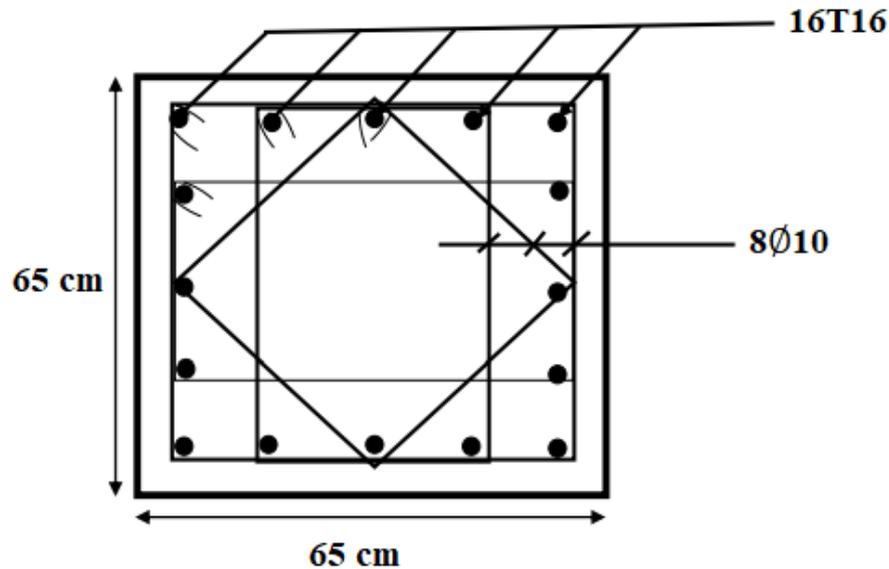


Figure V.2. Ferrailage des poteaux de Sous-sol ; RDC (65x65)

## V.2. Etude des poutres :

### V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- **Poutres principales:** (30×45) cm<sup>2</sup> : Sont des éléments porteurs horizontaux qui reprennent les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux.
- **Poutres secondaires:** (30×35) cm<sup>2</sup> : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

### Combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation

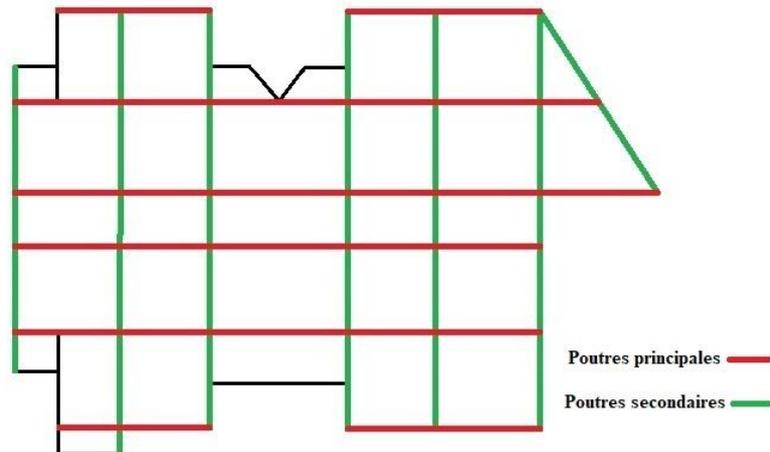
Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Où : E c'est l'action du séisme

**V.2.2. Recommandation du RPA99, version 2003 :**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone I.

**Figure V.3 :** Types et emplacement des poutres.**V.3.3. Sollicitations dans les poutres :**

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.8 :** Sollicitations dans les poutres

Sollicitations	ELU		ELS		ACCID		T (KN)
	M <sub>trav</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>trav</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>trav</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	
Pp (30×45)	90,09	159,27	65,84	116,26	66,10	159,16	143,26
Ps (30×35)	29,66	47,01	21,66	34,32	8,39	46,98	50,45

**V.3.4. Calcul des poutres principales :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du RDC.

**V.3.4.1. Calcul des armatures longitudinales :**

( $b = 0,3\text{m}$ ); ( $h = 0,45\text{m}$ ) ; ( $d = 0,405\text{m}$ ) ; ( $d' = 0,045\text{m}$ ) ; ( $F_e=400\text{MPa}$ ) ; ( $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ )

**ELU :**

- **Travée :**  $M_{trav} = 90,09 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0,09009}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,12 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}] = 0,17$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,17) = 0,37 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{Mu \times \gamma_s}{Z \times f_e} = \frac{0,09009 \times 1,15}{0,37 \times 400} = 6,87 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,87 \text{ cm}^2$$

- **Appuis :**  $M_{app} = 159,27 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0,15927}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,22 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}] = 0,32$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,32) = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{Mu \times \gamma_s}{Z \times f_e} = \frac{0,15927 \times 1,15}{0,38 \times 400} = 13,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 13,01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st \text{ trav}} = 6,87 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \\ A_{st \text{ app}} = 13,01 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

- **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 6,87 + 13,01 = 19,88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Armatures maximales :**

- o **Dans la zone courante :**

$$A_{max} = 4\% (b \times h) \quad A_{max} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2$$

- o **Dans la zone de recouvrement :**

$$A_{max} = 6\% (b \times h) \quad A_{max} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures :**

En travée :  $A_{st} = 6T14 + 2T12 = 11,5 \text{ cm}^2$

En appuis :  $A_{sa} = 4T14 + 6T16 = 18,22 \text{ cm}^2$

**ELS :**

On considère que les fissurations sont préjudiciables. Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ ) ; ( $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Travée :**  $M_s = 0,06584 \text{ MN.m}$

Avec : ( $n = 15$  (coefficient d'équivalence))

- **Position de l'axe neutre :** ( $A_{st} = 6T14 + 2T12 = 11,5 \text{ cm}^2$ ) ; ( $A_{sc} = 0$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 11,5 \times (40,5 - x) = 15x^2 + 172,5x - 6986,25 = 0$$

$$\Delta = (172,5)^2 - 4 \times (15) \times (-6986,25) = 448931,25 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 670,02$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-172,5 + 670,02}{30} = 16,584 \text{ cm} = 0,16584 \text{ m}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 0,30 \times \frac{0,16584^3}{3} + 15 \times (11,5 \times 10^{-4}) \times (0,405 - 0,16584)^2$$

$$I = 1,44 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,06584 \times 0,16584}{1,44 \times 10^{-3}} = 7,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Contrainte des aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,06584 \times (0,405 - 0,16584)}{1,44 \times 10^{-3}}$$

$$= 164,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Appui :**  $M_s = 0,11626 \text{ MN.m}$
- **Position de l'axe neutre :** ( $A_{sa} = 4T14 + 6T16 = 18,22 \text{ cm}^2$ ); ( $A_{sc} = 0$ )

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 18,22 \times (40,5 - x) = 15x^2 + 273,3 x - 11068,65 = 0$$

$$\Delta = (273,3)^2 - 4 \times (15) \times (-11068,65) = 738648 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 859,44$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-273,3 + 859,44}{30} = 19,538 \text{ cm} = 0,19538 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 0,30 \times \frac{0,19538^3}{3} + 15 \times (18,22 \times 10^{-4}) \times (0,405 - 0,19538)^2$$

$$I = 1,9467 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,11626 \times 0,19538}{1,9467 \times 10^{-3}} = 11,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Contrainte des aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,11626 \times (0,405 - 0,19538)}{1,9467 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 187,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

#### **V.3.4.2. Vérification au cisaillement :** D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:  $\overline{\tau}_U > \tau_U$

$$\overline{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \overline{\tau}_U = \min (2,5; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : ( $T_U$ : L'effort tranchant)

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{0,14326}{0,3 \times 0,405} = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfait la condition:  $\overline{\tau}_U > \tau_U$

#### **V.3.4.3. Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier ces conditions :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{45}{650} > \frac{1}{16} \longrightarrow 0,0692 > 0,062 \longrightarrow \text{C.V}$$

Avec : L c'est La longueur maximale de la poutre ( $L_{\max} = 6,5 \text{ m}$ )

#### **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{11,5}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400} \longrightarrow 0,0094 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

**Appuis :**

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{18,22}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400} \longrightarrow 0,0101 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

**V.3.4.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right] \longrightarrow \phi t \leq \min \left[ \frac{45}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \right]$$

$$\longrightarrow \phi t \leq \min (1,28; 1,4; 3)$$

$$\longrightarrow \phi t = 8 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min}; 30 \text{ cm} \right] \longrightarrow s_t \leq \min \left[ \frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right]$$

$$\longrightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$s_{tr} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow s_{tr} \leq \frac{45}{2}$$

$$\longrightarrow s_{tr} = 20 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm} \\ \phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**V.3.5. Calcul des poutres secondaire :****V.3.5.1. calcul des armatures longitudinales :**

( $b = 0,3\text{m}$ ); ( $h = 0,35\text{m}$ ); ( $d = 0,315\text{m}$ ); ( $d' = 0,035\text{m}$ ); ( $F_e = 400\text{MPa}$ ); ( $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ )

**ELU :**

- **Travée :**  $M_{trav} = 29,66 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,02966}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,07 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}] = 0,091$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,091) = 0,30 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{Mu \times \gamma_s}{Z \times F_e} = \frac{0,02966 \times 1,15}{0,30 \times 400} = 2,80 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,8 \text{ cm}^2$$

- **Appuis :**  $M_{app} = 47,01 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,04701}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,111 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,111}] = 0,148$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,148) = 0,296 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{Mu \times \gamma_s}{Z \times f_e} = \frac{0,04701 \times 1,15}{0,296 \times 400} = 4,56 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,56 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st \text{ trav}} = 2,8 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \\ A_{st \text{ app}} = 4,56 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

- **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 2,8 + 4,56 = 7,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Armatures maximales :**

- Dans la zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) \quad A_{max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h) \quad A_{max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$$

- **Choix des Armatures :**

$$\text{En travée : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

### ELS :

On considère que les fissurations sont préjudiciables. Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ ) ; ( $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Travée :**  $M_s = 0,02906 \text{ MN.m}$

Avec : (n = 15 (coefficient d'équivalence))

- **Position de l'axe neutre :** ( $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ ) ; ( $A_{sc} = 0$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 6,79 \times (31,5 - x) = 15x^2 + 101,85x - 3208,275 = 0$$

$$\Delta = (101,85)^2 - 4 \times (15) \times (-3208,275) = 202869,92 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 450,41$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-101,85 + 450,41}{30} = 11,61 \text{ cm} = 0,1161 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 0,30 \times \frac{0,1161^3}{3} + 15 \times (6,79 \times 10^{-4}) \times (0,315 - 0,1161)^2$$

$$I = 5,594 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,02966 \times 0,1161}{5,594 \times 10^{-4}} = 6,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Contrainte des aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,02966 \times (0,315 - 0,1161)}{5,594 \times 10^{-4}}$$

$$= 158,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Appui :**  $M_s = 0,03432 \text{ MN.m}$

- **Position de l'axe neutre :** ( $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ ) ; ( $A_{sc} = 0$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30}{2} \times (x)^2 - 15 \times 6,79 \times (31,5 - x) = 15x^2 + 101,85x - 3208,275 = 0$$

$$\Delta = (101,85)^2 - 4 \times (15) \times (-3208,275) = 202869,92 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 450,41$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-101,85 + 450,41}{30} = 11,61 \text{ cm} = 0,1161 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 0,30 \times \frac{0,1161^3}{3} + 15 \times (6,79 \times 10^{-4}) \times (0,315 - 0,1161)^2$$

$$I = 5,594 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,03432 \times 0,1161}{5,594 \times 10^{-4}} = 7,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,03432 \times (0,315 - 0,1161)}{5,594 \times 10^{-4}}$$

$$= 183,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

### III.3.5.2. Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93 :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_U = \min (2,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : ( $T_U$ : L'effort tranchant)

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{0,050}{0,3 \times 0,315} = 0,52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfaite la condition:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

### V.3.5.3. Vérification de la flèche :

Il faut vérifier ces conditions :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{444} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,078 > 0,0625 \rightarrow \text{C.V}$$

Avec : L c'est La longueur maximale de la poutre ( $L_{\max} = 4,44 \text{ m}$ )

### En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0071 \leq 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$$

### Appuis :

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0071 \leq 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$$

### V.3.5.4. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right] \rightarrow \phi t \leq \min \left[ \frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right]$$

$$\rightarrow \phi t \leq \min (1 ; 1,2 ; 3)$$

$$\rightarrow \phi t = 8 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min}; 30 \text{ cm} \right] \longrightarrow s_t \leq \min \left[ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right]$$

$$\longrightarrow s_t = 5 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$s_{tr} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow s_{tr} \leq \frac{35}{2}$$

$$\longrightarrow s_{tr} = 15 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

### V.3.6. Calcul des longueurs d'ancrage:

- **La longueur d'ancrage :** D'après le (C.B.A.93)

$$\text{La longueur d'ancrage : } L \geq l_2 + \frac{\phi}{2} + r$$

Avec :

r : Rayon de courbure  $\longrightarrow r = 5,5 \times \phi$  pour les aciers (HA).

$\phi$  : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

( $l_1$  ;  $l_2$ ) : Longueurs rectilignes.

$$l_s: \text{Longueur de scellement droit.} \longrightarrow l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s : \text{Contrainte d'adhérence} \longrightarrow \tau_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$$

$$(\psi) : \text{Coefficient d'ancrage} \longrightarrow \psi = 1,5 \text{ pour les aciers (HA).}$$

$$L_D : \text{Longueur développée de l'ancrage} \longrightarrow L_D \geq l_2 + (r \times \theta) + l_1$$

On adopte un ancrage courbe ( $\theta = 120^\circ$ ) ; ( $\theta = 2,10 \text{ rad}$ ).

$$(\alpha = 2,31) ; (\beta = 3,27) ; (l_1 = 6 \times \phi) ; (F_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$$

**Tableau V.9:** la longueur calculée et choisie de l'ancrage pour chaque type d'acier

$\phi$ (mm)	$l_s$ (mm)	$l_1$ (mm)	r (mm)	$l_2$ (mm)	L (mm) (calculé)	$L_D$ (mm) (calculé)	L (mm) (choisis)	$L_D$ (mm) (choisis)
$\phi 12$	423,28	72	66	41,14	113,56	251,74	450	550
$\phi 14$	493,83	84	77	48	132,24	293,7	450	550

**V.3.7. Tableau récapitulatif des poutres :****Tableau V.10 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Poutre	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		Amin (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appuis		Øt (mm)	St zone nodale (cm)	St' zone courante (cm)
			A cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	A cal (cm <sup>2</sup> )	Choix			
P.P (30×45)	SS	6,75	6,87	6T14+2T12	13,01	4T14+6T16	8	10	20
	RDC	6,75	6,87	6T14+2T12	13,01	4T14+6T16	8	10	20
	Etage	6,75	6,87	6T14+2T12	13,01	4T14+6T16	8	10	20
P.S (30×35)	SS	5,25	2,8	6T12	4,56	6T12	8	5	15
	RDC	5,25	2,8	6T12	4,56	6T12	8	5	15
	Etage	5,25	2,8	6T12	4,56	6T12	8	5	15

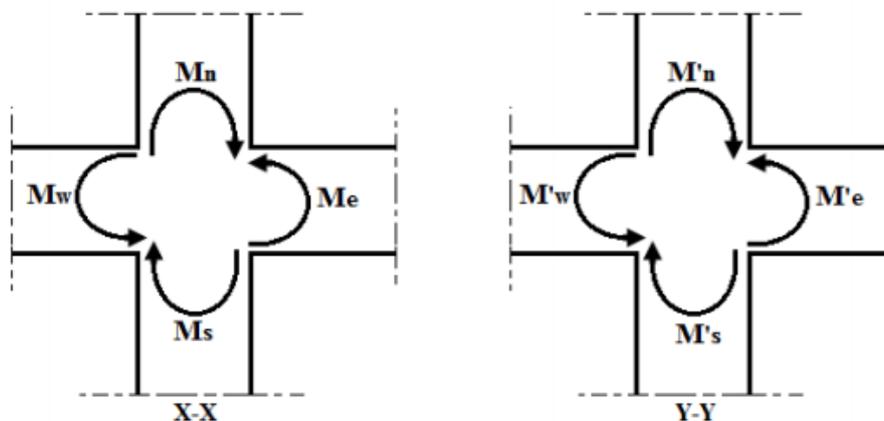
**V.3.8. Vérification des nœuds (Poteaux-Poutres) :**

D'après les règles de RPA99/version2003, Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistant ultime des extrémités des poteaux est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolue des moment résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25 :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|) \longrightarrow \text{Sens (X)}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 \times (|M'_w| + |M'_e|) \longrightarrow \text{Sens (Y)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

**Figure V.4 :** Les moments résistants dans la zone nodale.

**V.3.8.1. Moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant d'une section de béton dépend essentiellement aux dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures longitudinale et la contrainte limite élastique des aciers.

On prend :

$$M_R (\text{poteaux}) = \sum (|M_n| + |M_s|)$$

$$(M_s ; M_n) = A_s \times Z \times \sigma_{st}$$

Avec :

$A_s$ : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

$Z$  : Bras de levier de la section du béton  $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite des aciers  $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.11:** Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.

Niveau	Moment résistant (Ms)			Moment résistant (Mn)			M <sub>R</sub> (MN.m)
	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	d (m)	M <sub>s</sub> (MN.m)	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	d (m)	M <sub>s</sub> (MN.m)	
s-s	0,00321	0,585	0,65491	0,003217	0,585	0,65491	1,30982
RDC	0,00321	0,585	0,65491	0,003217	0,585	0,65491	1,30982
1	0,00281	0,54	0,5289	0,002815	0,54	0,5289	1,0578
2	0,00281	0,54	0,5289	0,002815	0,54	0,5289	1,0578
3	0,00241	0,495	0,41566	0,002413	0,495	0,41566	0,83132
4	0,00241	0,495	0,41566	0,002413	0,495	0,41566	0,83132
5	0,00184	0,45	0,2892	0,001847	0,45	0,2892	0,5784
6	0,00184	0,45	0,2892	0,001847	0,45	0,2892	0,5784
7	0,00168	0,405	0,23762	0,001686	0,405	0,23762	0,47524
8	0,00168	0,405	0,23762	0,001686	0,405	0,23762	0,47524
9	0,00123	0,36	0,15434	0,001232	0,36	0,15434	0,30868
10	0,00123	0,36	0,15434	0,001232	0,36	0,15434	0,30868
Buanderie	0,00090	0,315	0,1168	0,000903	0,315	0,1168	0,2336

**V.3.8.2. Moment résistant dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

$$M_R (\text{poutre}) = 1,25 \times \sum (|M_e| + |M_w|) \text{ et } |M_w| = |M_e|$$

**Tableau V.12:** Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux.

Niveau	As (m <sup>2</sup> )	d (m)	Me (MN.m)	Mw (MN.m)	MR (poutre) (MN.m)	MR (poteau) (MN.m)	
s-s	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	1,30982	C.V
RDC	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	1,30982	C.V
1	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	1,0578	C.V
2	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	1,0578	C.V
3	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,83132	C.V
4	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,83132	C.V
5	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,5784	C.N.V
6	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,5784	C.N.V
7	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,47524	C.N.V
8	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,47524	C.N.V
9	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,30868	C.N.V
10	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,30868	C.N.V
Buanderie	0,00182	0,405	0,27	0,27	0,675	0,2336	C.N.V

Puisque la condition n'est pas vérifiée dans les 6 derniers niveaux, donc on va augmenter les sections d'acier de ces niveaux, et aussi on va augmenter le coffrage.

Les nouvelles sections sont illustrées sur ces deux tableaux :

**Tableau V.13 :** Les moments résistants ultimes des poteaux pour chaque niveau.

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	Moment résistant (Ms)			Moment résistant (Mn)			M <sub>R</sub> (MN.m)
		As (m <sup>2</sup> )	d (m)	Ms (MN.m)	As (m <sup>2</sup> )	d (m)	Ms (MN.m)	
s-s	65×65	0,003217	0,585	0,65491	0,003217	0,585	0,65491	1,30983
RDC	65×65	0,003217	0,585	0,65491	0,003217	0,585	0,65491	1,30983
1	65×65	0,002815	0,585	0,5730	0,002815	0,585	0,5730	1,14615
2	60×60	0,002815	0,54	0,5289	0,002815	0,54	0,5289	1,05798
3	60×60	0,002413	0,54	0,45345	0,002413	0,54	0,45345	0,90690
4	60×60	0,002413	0,54	0,45345	0,002413	0,54	0,45345	0,90690
5	55×55	0,002413	0,495	0,41566	0,002413	0,495	0,41566	0,83132
6	55×55	0,002413	0,495	0,41566	0,002413	0,495	0,41566	0,83132
7	55×55	0,002413	0,495	0,41566	0,002413	0,495	0,41566	0,83132
8	50×50	0,002413	0,45	0,3778	0,002413	0,45	0,3778	0,7557
9	50×50	0,002413	0,45	0,3778	0,002413	0,45	0,3778	0,7557
10	50×50	0,002413	0,45	0,3778	0,002413	0,45	0,3778	0,7557
Buanderie	45×45	0,002413	0,405	0,34008	0,002413	0,405	0,34008	0,68017

**Tableau V.14 :** Moments résistants ultimes des poutres principales et des poteaux.

Niveau	As (m <sup>2</sup> )	d (m)	Me (MN.m)	Mw (MN.m)	M <sub>R</sub> (poutre) (MN.m)	M <sub>R</sub> (poteau) (MN.m)	
s-s	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	1,30983	C.V
RDC	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	1,30983	C.V
1	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	1,14615	C.V
2	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	1,05798	C.V
3	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,90690	C.V
4	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,90690	C.V
5	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,83132	C.V
6	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,83132	C.V
7	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,83132	C.V
8	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,7557	C.V

9	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,7557	C.V
10	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,7557	C.V
Buanderie	0,001822	0,405	0,27	0,27	0,675	0,68017	C.V

Donc les formations des rotules plastiques se fera aux niveaux des poutres et non pas dans les poteaux.

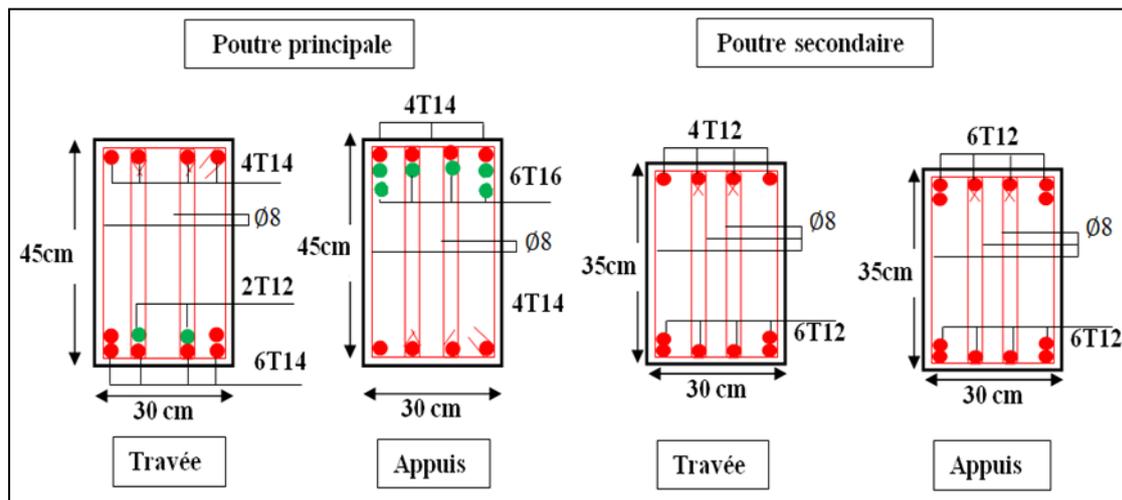


Figure V.5 : Ferrailage des poutres.

#### V.4. Etude des voiles :

##### V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent ou aux séismes, soumis à des forces verticales et horizontales.

Le ferrailage des voiles sera calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul (**SAP2000**), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables.

- **Combinaisons des charges :**

**Selon (C.B.A.93) :** Combinaisons fondamentales :

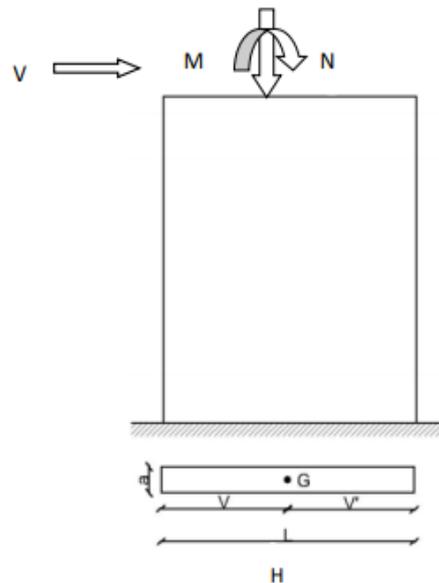
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation

**Selon RPA99/version 2003:** Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Où : E c'est l'action du séisme

**V.4.2. Caractéristiques géométriques des voiles :****Figure V.6 : Voile pleine**

**V.4.3. Recommandation du RPA99/Version 2003 :** D'après le RPA99/Version2003 : Il y a trois types d'armature nécessaire pour qu'un voile puisse reprendre les efforts qui lui sont appliqués : (Armatures verticales ; Armatures horizontales ; Armatures transversales)

**V.4.3.1. Armatures verticales (Principales) :** D'après RPA99/Version2003 : Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est :  $A_{(Min)} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec : ( $l_t$ ) : La longueur de la zone tendue.

( $e$ ) : L'épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ( $S_t < e$ ) — ( $e$  : L'épaisseur du voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**V.4.3.2. Armatures horizontales (secondaires) :** D'après RPA99/Version2003:

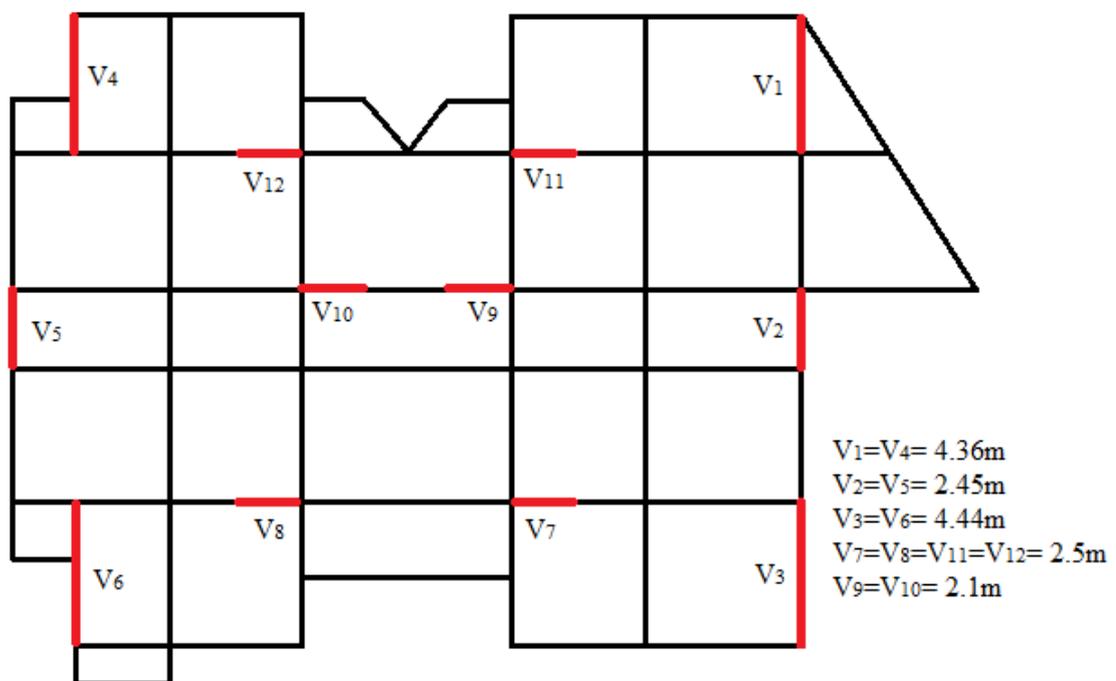
Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \varnothing$ .

**V.4.3.3. Armatures transversales:** D'après RPA99/Version2003 :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

**V.4.4. Règles communes :** D'après RPA99/Version2003 :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :
  - $A (\text{Min}) = 0,15 \% (e \times l) \rightarrow$  Dans la section globale de voile.
  - $A (\text{Min}) = 0,10 \% (e \times l) \rightarrow$  Dans la zone courante.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être :  $St < \text{Min} (1,5e ; 30 \text{ cm})$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile  $\rightarrow \varnothing \leq \frac{e}{10}$
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40 \varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20 \varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.5. Disposition des voiles :****V.4.6. Pré dimensionnement des voiles :**

On a deux types de voiles. Ces types sont en fonction de l'épaisseur du voile (15 et 20 cm), et ils sont illustrés sur le tableau suivant :

**Tableau V.15:** Epaisseur du voile

Niveaux	Epaisseur du voile
Sous-sol , RDC	20 cm
Etage (1,.....,10)	15 cm

**V.4.7. Vérification des contraintes tangentielles :** D'après RPA99/Version2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \bar{V} = 1,4 \times V$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étages .

$b_0$  : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile  $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

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

**Tableau V.16 :** Vérification des voiles au cisaillement

Niveaux	Voile (1 et 4 )		Voile (2 et 5 )		Voile (3 et 6 )		$< \bar{\tau}_b$
	V (MN)	$\tau_b$ (MPa)	V (MN/ml)	$\tau_b$ (MPa)	V (MN/ml)	$\tau_b$ (MPa)	
Ss+RDC	0,67820	1,83	0,35868	0,96	0,7831	2,11	C.V
E(1,2,3,4)	0,6991	2,36	0,27753	0,94	0,7364	2,49	C.V
E(5,6,7)	0,4960	1,64	0,18123	0,61	0,5216	1,76	C.V
E(8,9,10)	/	/	0,13442	0,45	0,3194	1,08	C.V

Niveaux	Voile (7,8,11et12 )		Voile (9 et 10 )		$< \bar{\tau}_b$
	V (MN)	$\tau_b$ (MPa)	V (MN/ml)	$\tau_b$ (MPa)	
Ss+RDC	1,116	3,01	0,4337	1,17	C.V
E(1,2,3,4)	0,8991	3,04	0,3823	1,29	C.V
E(5,6,7)	0,5038	1,70	0,3060	1,03	C.V
E(8,9,10)	0,1570	0,53	0,1791	0,60	C.V

**V.4.8. Sollicitations :**

Les différentes sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000, sont regroupées dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau V.17 :** Sollicitations des voiles

Voile (1, 4)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N_{(max)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)	$M_{(max)}$ (KN.m)	$N_{(cor)}$ (KN)	$N_{(min)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)
Ss + RDC	-4971,603	-3800,35	-4812,83	-3930,12	-2284,017	4582,75
E(1,2,3,4)	-3600,65	-37,4592	-2989,19	-2639,68	-1751,43	-43,03
E(5,6,7)	-1756,26	125,24	1157,14	-1453,67	-753,23	-1001,43
E(8,9,10)	/	/	/	/	/	/

Voile (2, 5)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N_{(max)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)	$M_{(max)}$ (KN.m)	$N_{(cor)}$ (KN)	$N_{(min)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)
Ss + RDC	-3562,951	-74,06	-1213,67	-2574,3	-1799,26	-21,73
E(1,2,3,4)	-2603,21	-48,56	-778,4298	-1876,10	-1328,9	-5,12
E(5,6,7)	-1794,33	-32,7331	-353,905	-1272,05	-895,50	-343,413
E(8,9,10)	-829,15	48,72	182,55	-657,4	-383,56	-122,65

Voile (3,6)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N_{(max)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)	$M_{(max)}$ (KN.m)	$N_{(cor)}$ (KN)	$N_{(min)}$ (KN)	$M_{(cor)}$ (KN.m)
Ss + RDC	-6068,25	166,02	5043,26	-4762,76	-2806,28	-4818,30
E(1,2,3,4)	-4751,95	-106,34	-3186,36	-3465,75	-2465,02	-3135,07
E(5,6,7)	-3225,088	-338,77	-1328,27	-2587,62	-1723,21	-153,40
E(8,9,10)	-1728,30	-180,43	-392,24	-1421,59	-733,56	172,71

Voile (7,8,11,12)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
	N <sub>(max)</sub> (KN)	M <sub>(cor)</sub> (KN.m)	M <sub>(max)</sub> (KN.m)	N <sub>(cor)</sub> (KN)	N <sub>(min)</sub> (KN)	M <sub>(cor)</sub> (KN.m)
Ss + RDC	-10253,45	725,308	11408,82	-7513,66	-5003,52	328,2492
E(1,2,3,4)	-7820,40	847,5146	1555,42	-5744,56	-3875,22	404,12
E(5,6,7)	-5157,76	511,8219	1838,79	-3738,32	-2568,7	208,03
E(8,9,10)	-2566,46	317,09	1493,43	-1857,76	-1282,12	1413,16

Voile (9,10)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	
	N <sub>(max)</sub> (KN)	M <sub>(cor)</sub> (KN.m)	M <sub>(max)</sub> (KN.m)	N <sub>(cor)</sub> (KN)	N <sub>(min)</sub> (KN)	M <sub>(cor)</sub> (KN.m)
Ss + RDC	-3957,59	43,99	383,59	-2887,31	-1805,71	19,50
E(1,2,3,4)	-3048,24	44,59	1318,00	-2227,37	-1402,36	14,30
E(5,6,7)	-2158,65	56,55	1167,19	-1577,49	-996,89	18,41
E(8,9,10)	-1233,64	48,06	617,82	-901,78	-579,49	20,90

#### V.4.9.Méthode de calcul :

On détermine les contraintes par la méthode de **NAVIER-BERNOULLIE**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

I : Le moment d'inertie du voile.

#### V.4.10. Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre  $D \leq a/10$  (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

- Type 1(voile de 20 cm d'épaisseur) :

$$D \leq 20/10 \longrightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

- Type 2(voile de 15 cm d'épaisseur) :

$$D \leq 15/10 \longrightarrow D \leq 1.5 \text{ cm}$$

#### V.4.11. L'espacement :

D'après le RPA, l'espacement entre les armatures horizontales et verticales doit être inférieur à :  $S \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm})$

- **Type 01 (15 cm) :**

$$S \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm}) = \min(22.5, 33) \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte :  $S = 20 \text{ cm}$ .

- **Type 02 (20 cm) :**

$$S \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm}) = \min(30, 33) \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte :  $S = 20 \text{ cm}$ .

- **Remarque :**

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement  $S_a$  sera :

- **Type 01 (15 cm)**

$$S' = S/2 = 20/2 \longrightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement  $S'$  égal à 10 cm.

- **Type 02 (20 cm) :**

$$S' = S/2 = 20/2 \longrightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement  $S'$  égal à 10 cm.

**V.4.12. Exemple de calcul :** On va prendre deux exemples de calcul.

- **Voile 1 et 4 : (S.s+RDC)**

( $e = 0,20 \text{ m}$ ) ; ( $F_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\gamma_s = 1,00$ ) ; ( $L = 4,36 \text{ m}$ ).

$$V = \frac{l}{2} = \frac{4,36}{2} = 2,18 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times (l)^3}{12} = \frac{0,2 \times (4,36)^3}{12} = 1,38 \text{ m}^4$$

$$A = e \times l = 0,2 \times 4,36 = 0,872 \text{ m}^2$$

- **Calcul sous  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$N_{(\max)} = 4971,603 \text{ KN}$$

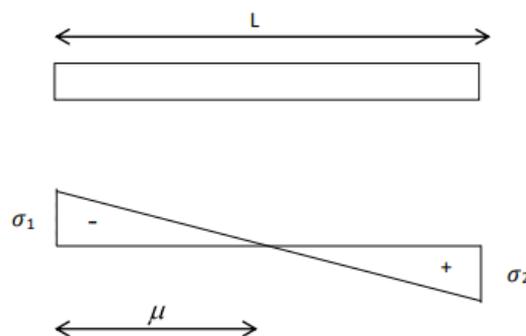
$$M_{(\text{cor})} = 3800,35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{4971,603}{0,872} + \frac{3800,35 \times 2,18}{1,38} = 11704,83 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{4971,603}{0,872} - \frac{3800,35 \times 2,18}{1,38} = -302,07 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure suivante :



**Figure V.8 :** Diagramme des contraintes (S.P.C)

- La longueur de la zone tendue :

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} + 1\right)} = \frac{4,36}{\left(\frac{302,07}{11704,83} + 1\right)} = 4,25 \text{ m}$$

- L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_2 \times \mu \times e) / 2 = (302,07 \times 4,25 \times 0,2) / 2 = 128,38 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{128,28}{400 \times 10^{-3}} = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_V (\text{min-RPA}) = 0,0015 \times e \times l = 0,0015 \times 20 \times 436 = 13,08 \text{ cm}^2$$

- **Voile 1 et 4 : (Etage 7)**

( $e = 0,15 \text{ m}$ ) ; ( $F_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\gamma_s = 1,00$ ) ; ( $L = 4,36 \text{ m}$ ).

$$V = \frac{l}{2} = \frac{4,36}{2} = 2,18 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times (l)^3}{12} = \frac{0,15 \times (4,36)^3}{12} = 1,03 \text{ m}^4$$

$$A = e \times l = 0,15 \times 4,36 = 0,654 \text{ m}^2$$

- **Calcul sous Nmax et Mcor :**

$$N_{(\text{max})} = 1756,26 \text{ KN}$$

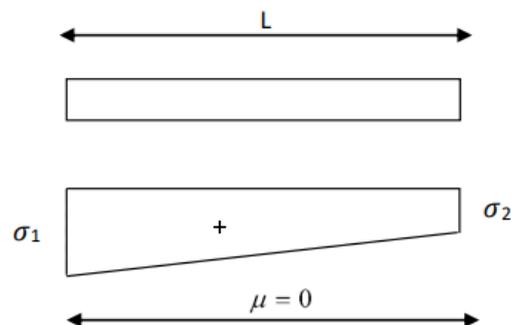
$$M_{(\text{cor})} = 125,24 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{1756,26}{0,654} + \frac{125,24 \times 2,45}{1,03} = 2950,48 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{1756,26}{0,654} - \frac{125,24 \times 2,45}{1,03} = 2420,34 \text{ KN/m}^2 > 0$$

Donc la section est entièrement comprimée (S.E.C)

Le diagramme des contraintes est illustré sur la figure suivante :



**Figure V.9 :** Diagramme des contraintes (S.E.C)

La section du voile est entièrement comprimée, Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA99/Version2003**.

$$A_{V(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times e \times l = 0,0015 \times 15 \times 436 = 9,81 \text{ cm}^2$$

#### **V.4.13. Armatures horizontales :**

- **Méthode de calcul des armatures horizontales :**

D'après le (C.B.A.93) :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_t')}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) → Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci après.

( $\gamma_s = 1,15$  → Cas général) ; ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\alpha = 90^\circ$  → Armatures droites).

- **Voile 1 et 4 :** (S.s+RDC)

$$\tau_b = 1,83 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{0,2 \times 1,15 \times 0,2 \times 1,83}{0,9 \times 400} \rightarrow A_{h(\text{calculé})} \geq 2,33 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003 :**

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times 20 \times 436 = 13,08 \text{ cm}^2 > A_{h(\text{calculé})} = 2,33 \text{ cm}^2$$

- **Voile 1 et 4 :** (Etage 7)

$$\tau_b = 1,64 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{0,15 \times 1,15 \times 0,2 \times 1,64}{0,9 \times 400} \rightarrow A_{h(\text{calculé})} \geq 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003 :**

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times 15 \times 436 = 9,81 \text{ cm}^2 > A_{h(\text{calculé})} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

#### **V.4.14. Choix des armatures :**

les résultats seront récapitulés dans les tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.18 : ferrailages calculés des voiles.

		Voile 1 et 4 (L=4,36 m)		
		Ss ,RDC (e = 0,20 m)	E ( 1,2,3,4) (e = 0,15 m)	E ( 5,6,7) (e = 0,15 m)
$A_v$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		3,20	/	/
$A_v$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		13,08	9,81	9,81
$A_v$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 24T12 = 54,28	2 × 24T12 = 54,28	2 × 24T12 = 54,28
<b>Z.E</b>	$S'_{(av)}$ (cm)	10	10	10
	$L_{(av)}$ (cm)	50	50	50
<b>Z.C</b>	$S_{(av)}$ (cm)	20	20	20
$\tau_b$ MPa		1,83	2,36	1,64
$A_h$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		2,33	2,26	157
$A_h$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		13,08	9,81	9,81
$A_h$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 15T10 =23,56	2 × 16T10 =24.35	2 × 16T10 =24 ,35
$S_{(ah)}$ (cm)		20	20	20

		Voile 2 et 5 (L=2,45 m)			
		Ss ,RDC (e = 0,20 m)	E ( 1,2,3,4) (e = 0,15 m)	E ( 5,6,7) (e = 0,15 m)	E ( 8,9,10) (e = 0,15 m)
$A_v$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		/	/	/	/
$A_v$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		7,35	5,51	5,51	5,51
$A_v$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 15T12 =33,92	2 × 15T12 =33,92	2 × 15T12 =33,92	2 × 15T12 =33,92
<b>Z.E</b>	$S_{(av)}$ (cm)	10	10	10	10
	$L_{(av)}$ (cm)	30	30	30	30
<b>Z.C</b>	$S'_{(av)}$ (cm)	20	20	20	20
$\tau_b$ MPa		0,96	0,94	0,61	0,45
$A_h$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		1,22	0,9	0,58	0,43
$A_h$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		7,35	5,51	5,51	5,51
$A_h$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 15T10 =23,56	2 × 16T10 =24.35	2 × 16T10 =24 ,35	2 × 16T10 =24 ,35
$S_{(ah)}$ (cm)		20	20	20	20

		Voile 3 et 6 (L=4,44 m)			
		Ss, RDC (e = 0,20 m)	E (1, 2, 3,4) (e = 0,15 m)	E (5, 6,7) (e = 0,15 m)	E (8, 9,10) (e = 0,15 m)
$A_v$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		/	/	/	/
$A_v$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		13,32	9,9	9,9	9,9
$A_v$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 24T12 = 54,28	2 × 24T12 = 54,28	2 × 24T12 = 54,28	2 × 24T12 = 54,28
<b>Z.E</b>	$S_{(av)}$ (cm)	10	10	10	10
	$L_{(av)}$ (cm)	30	30	30	30
<b>Z.C</b>	$S'_{(av)}$ (cm)	20	20	20	20
$\tau_b$ MPa		2,11	2,49	1,76	1,08
$A_h$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		2,69	2,38	1,68	1,03
$A_h$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		13,32	9,9	9,9	9,9
$A_h$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 15T10 =23,56	2 × 16T10 =24,35	2 × 16T10 =24,35	2 × 16T10 =24,35
$S_{(ah)}$ (cm)		20	20	20	20

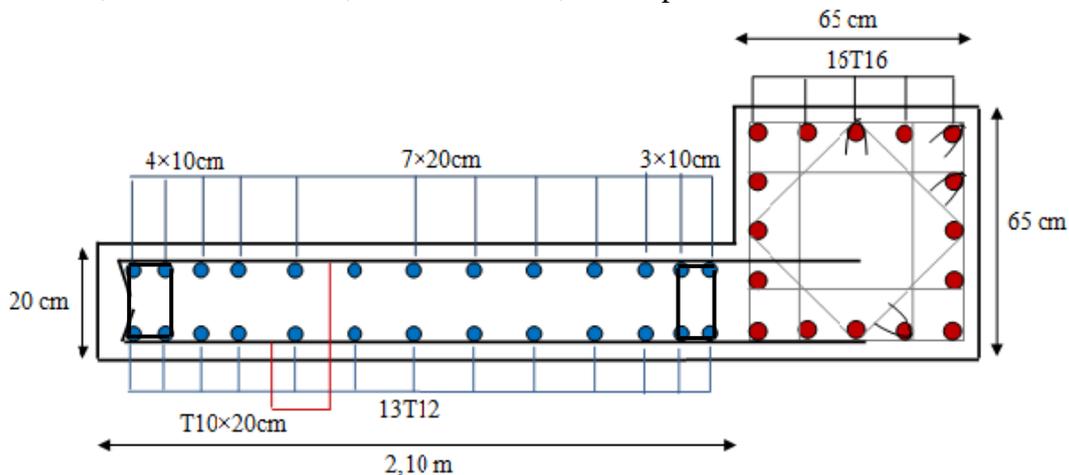
		Voile 7,8,11 et 12 (L=2,50 m)			
		Ss ,RDC (e = 0,20 m)	E ( 1,2,3,4) (e = 0,15 m)	E ( 5,6,7) (e = 0,15 m)	E ( 8,9,10) (e = 0,15 m)
$A_v$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		/	/	/	/
$A_v$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		7,5	5,62	5,62	5,62
$A_v$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 16T12 =36,2	2 × 16T12 =36,2	2 × 16T12 =36,2	2 × 16T12 =36,2
<b>Z.E</b>	$S_{(av)}$ (cm)	10	10	10	10
	$L_{(av)}$ (cm)	30	30	30	30
<b>Z.C</b>	$S'_{(av)}$ (cm)	20	20	20	20
$\tau_b$ MPa		3,01	3,04	1,7	0,53
$A_h$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		3,84	2,91	1,62	0,50
$A_h$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		7,5	5,62	5,62	5,62
$A_h$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 15T10 =23,56	2 × 16T10 =24,35	2 × 16T10 =24,35	2 × 16T10 =24,35
$S_{(ah)}$ (cm)		20	20	20	20

		Voile 9 et 10 (L=2,10 m)			
		Ss ,RDC (e = 0,20 m)	E ( 1,2,3,4) (e = 0,15 m)	E ( 5,6,7) (e = 0,15 m)	E ( 8,9,10) (e = 0,15 m)
$A_v$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		/	/	/	/
$A_v$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		6,3	4,72	4,72	4,72
$A_v$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 13T12 =29,4	2 × 13T12 =29,4	2 × 13T12 =29,4	2 × 13T12 =29,4
<b>Z.E</b>	$S_{(av)}$ (cm)	10	10	10	10
	$L_{(av)}$ (cm)	30	30	30	30
<b>Z.C</b>	$S'_{(av)}$ (cm)	20	20	20	20
$\tau_b$ MPa		1,17	1,29	1,03	0,6
$A_h$ (calculé) (cm <sup>2</sup> )		1,49	1,23	0,98	0,57
$A_h$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )		6,3	4,72	4,72	4,72
$A_h$ (adopté) (cm <sup>2</sup> )		2 × 15T10 =23,56	2 × 16T10 =24,35	2 × 16T10 =24,35	2 × 16T10 =24,35
$S_{(ah)}$ (cm)		20	20	20	20

**V.4.15. Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$\phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 1,0 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,0 \times 40 = 40 \text{ cm}$  ; on adopte  $L_r = 40 \text{ cm}$



**Figure V.10 :** Ferrailage du voile (9 et 10) sous sol.

#### **V.4.15. Conclusion :**

Le calcul sismique a également permis de déterminer les efforts internes dans les poteaux, poutres, et les voiles de contreventement, Les voiles ont été calcul dans les deux directions, verticalement pour résister à la flexion composée et horizontalement pour résister à l'effort tranchant, le calcul des voiles ont été effectué suivant les règles du (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91) et les vérifications selon le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

# *C*h*apitre 6*

**Etude de l'infrastructure**

**VI.1. Introduction :**

Les fondations d'un bâtiment sont les parties inférieures d'une construction, ils assurent la transmission des efforts de cette structure sur le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**VI.2. Le choix de type de fondation :**

Les critères influant le choix d'une fondation sont :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.
- Les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, réseaux divers)

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO (voir annexe A), le sol est ferme. La contrainte admissible est égale à **2,2 bar**.

**VI.3. Combinaisons des charges :**

- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.  
ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$   
ELS :  $G + Q$
- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.  
 $G + Q \pm E(x,y)$   
 $0,8 G \pm E(x,y)$

**VI.4. Hypothèse de calcul:**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

**VI.5. Etudes des semelles isolées :****VI.5.1. Pré dimensionnement :**

On va pré dimensionner par rapport au poteau le plus sollicité.

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} ; (a = b = 65 \text{ cm})$$

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Avec :

- (Ns) : Effort normal maximal à ELS  $\rightarrow N_s = 2,0760 \text{ MN}$
- (a ; b) : Les dimensions du poteau  $\rightarrow (a = b = 65 \text{ cm})$
- ( $\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$ ) : Contrainte admissible du sol  $\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,22 \text{ MPa}$
- (A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée  $\rightarrow (A = B) \text{ Semelle carrée.}$

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \frac{2,0760}{A^2} \leq 0,22 \rightarrow A^2 \geq \frac{2,0760}{0,22}$$

$$\rightarrow A \geq 3,07 \text{ m}$$

On adopte  $A = B = 3,50 \text{ m}$

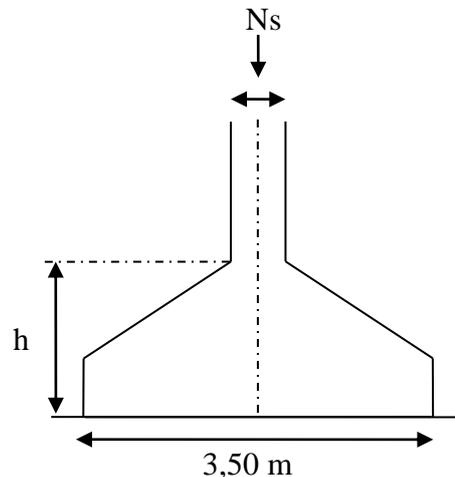


Figure VI.1 : Dimensions de la semelle

### VI.5.2. Vérification de chevauchement entre semelles isolées :

$$S_{(semelles)} = A \times B \times n = 3,50 \times 3,50 \times 39 = 477,75 \text{ m}^2$$

(n) : Nombre des poteaux dans la structure.

$$S_{(bâtiment)} = 543,46 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{477,2}{543,46} = 79\% > 50\%$$

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

### VI.6. Etudes des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique central de six poteaux.

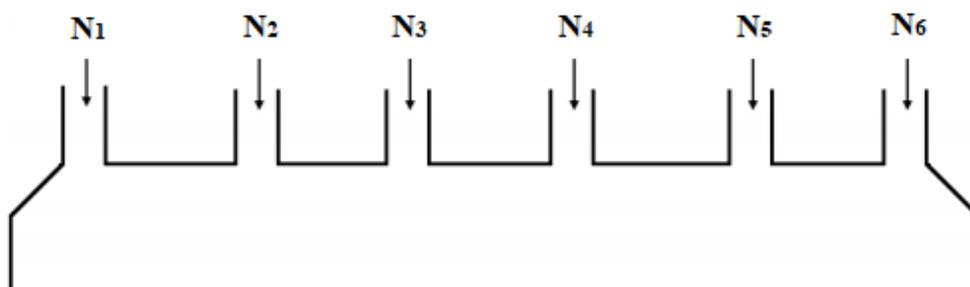


Figure VI.2 : Semelle filante sous portique central.

**VI.6.1. Pré dimensionnement des semelles filantes :**

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}}$$

Avec : ( $\sum N_i$ ) : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

(L) : La longueur de la file considérée (L = 25,10 m)

(B) : La largeur de la semelle filante

( $\overline{\sigma_{adm}}$ ) : Contrainte admissible du sol ( $\overline{\sigma_{adm}} = 2,2$  bar)

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

$$N_s = 1,023 + 1,823 + 2,013 + 2,076 + 1,842 + 1,145$$

$$N_s = 9,924 \text{ MN}$$

- **La largeur de la semelle filante :**

$$\frac{\sum N_s}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \frac{9,924}{(25,10 \times B)} \leq 0,22 \rightarrow B \geq \frac{9,924}{(25,10 \times 0,22)} \rightarrow B \geq 1,79 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante de (25,10×2,00) m<sup>2</sup>

**VI.6.2. Vérification de chevauchement entre semelles filantes :**

La même largeur (B=2,00m) pour toutes les semelles filantes de la structure :

$$S_{\text{(semelles)}} = (L_{\text{(total)}} \times B) = 156,06 \times 2,00 = 312,12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{(bâtiment)}} = 543,46 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{312,12}{543,46} = 57\% > 50\%$$

Le choix des semelles filantes ne convient pas, il faut passer au radier général.

**VI.7. Etudes de radier :**

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage, en fonction de la taille de l'immeuble à construire et le type de sol, il existe plusieurs types du radier, dont le radier plat d'épaisseur constant, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

**VI.7.1. Pré dimensionnement du radier :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur  $h_n$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives.

$$h_n = \frac{L_{\max}}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 65\text{cm}$

L'épaisseur  $h_d$  de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d = \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{650}{20} = 32,5 \text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 40 \text{ cm}$

Proposition 1 :

- $h_n = 65 \text{ cm}$
- $h_d = 40 \text{ cm}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol ( $\sigma_b > 2,2 \text{ bar}$ )

Proposition 2 :

- $h_n = 110 \text{ cm}$
- $h_d = 60 \text{ cm}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol ( $\sigma_b > 2,2 \text{ bar}$ )

Proposition 3 :

- $h_n = 140 \text{ cm}$
- $h_d = 80 \text{ cm}$

Pour la largeur de la nervure, on va la prendre égale à 80 cm.

### VI.7.2.vérification nécessaires :

#### VI.7.2.1.Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L, La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0,045 \times h_t \times P_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : L'effort normal du poteau le plus sollicité à l'état limite ultime :  $N_u = 2,854 \text{ MN}$

$h_n$  : Hauteur de la nervure

$P_r$  : Périmètre du centre cisailé : ( $P_r = 4 \times (a + h_n) = 4 \times (80 + 140)$ )

$$P_r = 880 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0,045 \times h_N \times P_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$2,854 \leq 0,045 \times 1,4 \times 8,80 \times \frac{25}{1,5}$$

$2,854 \text{ MN/m}^2 \leq 9,24 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \text{C.V}$  donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

#### • Calcul Débordement ( D ) :

$$D \geq \text{Max} \left( \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right)$$

$D \geq 70 \text{ cm} \rightarrow$  On adopte :  $D = 70 \text{ cm}$

On va adopter un débordement  $D = 70 \text{ cm}$  qui sera réalisé seulement dans les cotées où il n'y a pas un voisinage.

**VI.7.2.2. Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec :

M : moment de renversement suivant chaque direction.

Ns : Effort normal total ( $Ns_{(superstructure)} + Ns_{(Radier)} + Ns_{(Remblai)}$ )

( $Ns_{(superstructure)} = 51,113 \text{ MN}$ ) ; ( $Ns_{(Radier)} = 11,14 \text{ MN}$ ) ; ( $Ns_{(Remblais)} = 13,75 \text{ MN}$ )

$Ns = 51,113 + 11,14 + 13,75 = 76,003 \text{ MN}$

B : Les dimensions du bâtiment suivant les deux directions.

Dans le sens X-X :

$$e_x = \frac{50,51}{76,003} = 0,66 \text{ m} < \frac{25,10}{4} = 6,27 \text{ m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$e_y = \frac{44,21}{76,003} = 0,58 \text{ m} < \frac{20,27}{4} = 5,06 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

**VI.7.2.3. Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à  $\bar{\sigma}_{sol} = 2,2 \text{ bar}$ . Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

- Condition 1 :  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

Ou :

$Z_{max}$  : Déplacement maximal suivant Z, égal à 0.47 cm (ELS, SAP2000).

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol .

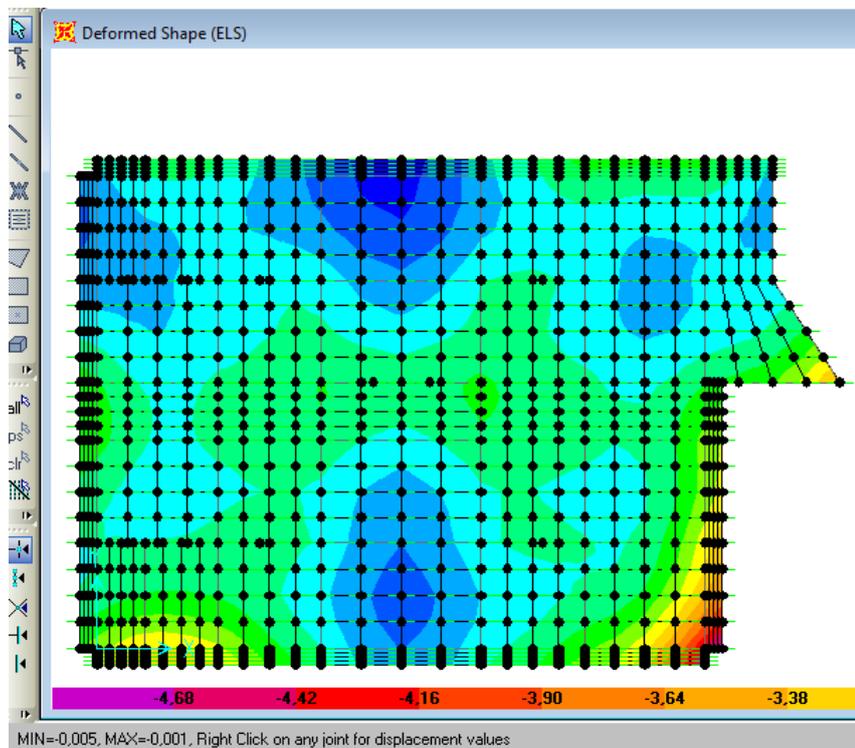


Figure VI.3 : Déplacement maximum selon l'axe Z.

$$K = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times 2,2 = 4,4 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\sigma_{b1} = 4,4 \times 0,47 = 2,068 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 2,068 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 2,2 \text{ bar}$$

- Condition 2 :  $\sigma_{b2} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Ou :

$F_z$  : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ( $F_z = 72166,48 \text{ KN}$ ).

S: Surface du radier, égale à  $543,46 \text{ m}^2$ .

$$\sigma_{b2} = \frac{72166,48 \times 10^2}{543,46 \times 10^4} = 1,32 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1,32 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 2,2 \text{ bar}$$

### VI.7.3. Différentes sollicitations :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol. D'après SAP2000 :

**Tableau VI.1 :** Moment fléchissant du radier.

Sens	ELU		ELS	
	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	M <sub>(appuis)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	M <sub>(appuis)</sub> (KN.m)
x-x	444,67	525,50	325,56	447,38
y-y	406,15	426,86	297,19	312,38

### VI.7.4. Armatures du radier :

- Calcul du ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

Avec : ( $b = 1,00 \text{ ml}$ ) ; ( $h = 0,8 \text{ m}$ ) ; ( $d = 0,9 \times 0,8 = 0,72 \text{ m}$ ) ; ( $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

( $F_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ ) ; ( $F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ ) ; ( $\mu_R = 0,392$ )

#### En travée (Sens x-x) :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,44467}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,06 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}] = 0,077$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,077) = 0,69 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,44467}{0,69 \times 348} = 1,851 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ml} = 18,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**En appuis (Sens x-x) :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,5255}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,071 < \mu_R = 0,392 \rightarrow Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}] = 0,092$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,092) = 0,693 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,5255}{0,693 \times 348} = 2,217 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ml} = 22,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures minimal :** D'après le C.B.A.93 :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 8,69 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** Armatures longitudinales calculée et adoptée.

	Calculé		Adopté		CBA
Sens	A <sub>st</sub> (appuis) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (travée) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (appuis) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (travée) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (min) (cm <sup>2</sup> )
x-x	22,72	18,51	17T16=34,18	14T16=28,15	8,69
y-y	17,77	16,91	17T16=34,18	14T16=28,15	8,69

**Remarque :**

Plusieurs choix des armatures sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions. On a augmenté la section des armatures en appuis et en travée a fin de satisfaire la condition à l'état limite de service (ELS)

- **Calcul des espacements :**

**Suivant x :**

$$St_x \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33 \text{ cm}) \rightarrow (\text{BAEL},91)$$

$$St_x \leq 33 \text{ cm}$$

**Suivant y :**

$$St_y \leq \min (4h_0; 33 \text{ cm}) = \min (80; 33 \text{ cm}) \rightarrow (\text{BAEL},91)$$

$$St_y \leq 33 \text{ cm}$$

**Verification de l'espacements:**

$$St_x = \frac{100 - (14 \times 1,6)}{13} = 5,96 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$St_y = \frac{100 - (14 \times 1,6)}{13} = 5,96 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

**ELS :**

Notre structure est située à Tlemcen, on considère que les fissurations sont préjudiciables.

Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \longrightarrow$  Fissuration préjudiciable.

Avec : ( $f_e = 400$  MPa) ; ( $f_{tj} = 2,1$  MPa) ; ( $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Travée sens x-x** : ( $M_s = 0,3255$  MN.m/ml)

Avec : ( $n = 15$  (coefficient d'équivalence))

- **Position de l'axe neutre** : ( $A_{st} = 14T16 = 28,15$  cm<sup>2</sup>)

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 28,15 \times (72 - x) = 50x^2 + 422,25x - 30402 = 0$$

$$\Delta = (422,25)^2 - 4 \times (50) \times (-30402) = 6258695,03 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 2501,73$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-422,25 + 2501,73}{100} = 20,79 \text{ cm} = 0,2079 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie** :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 = 1 \times \frac{0,2079^3}{3} + 15 \times (28,15 \times 10^{-4}) \times (0,72 - 0,2079)^2$$

$$I = 0,014 \text{ m}^4$$

- **Contrainte du béton** :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,32556 \times 0,2079}{0,014} = 4,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Contrainte des aciers** :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,32556 \times (0,72 - 0,2079)}{0,014} = 178,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Appui sens x-x** : ( $M_s = 0,44738$  MN.m/ml)

- **Position de l'axe neutre** : ( $A_{st} = 17T16 = 34,18$  cm<sup>2</sup>)

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 34,18 \times (72 - x) = 50x^2 + 512,7x - 36914,4 = 0$$

$$\Delta = (512,7)^2 - 4 \times (50) \times (-36914,4) = 7645741,29 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 2765,09$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-422,25 + 2501,73}{100} = 23,2 \text{ cm} = 0,232 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie** :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 = 1 \times \frac{0,232^3}{3} + 15 \times (34,18 \times 10^{-4}) \times (0,72 - 0,232)^2$$

$$I = 0,0175 \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,44738 \times 0,232}{0,014} = 5,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

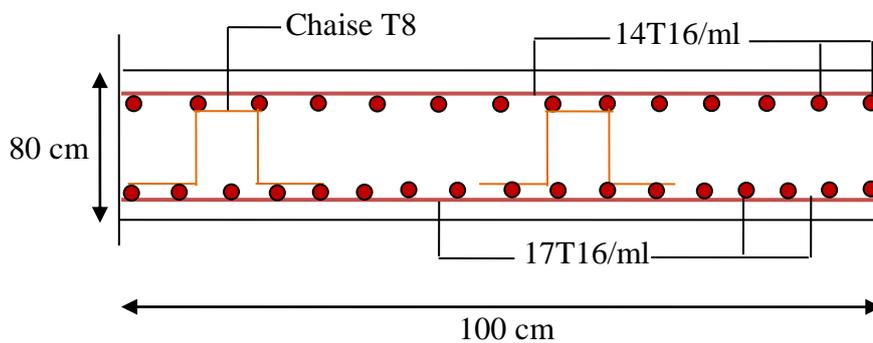
- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,44738 \times (0,72 - 0,232)}{0,0175}$$

$$= 187,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

**Tableau VI.3 :** Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

					Béton		Acier		
Position		Ms (MN.m)	Ast (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	< 15 (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	< 201,6 (MPa)
X-X	travée	0,3255	28,15	17,39	0,014	4,83	C.V	178,62	C.V
	Appuis	0,44738	34,18	23,2	0,0175	5,93	C.V	187,13	C.V
Y-Y	travée	0,29719	28,15	17,39	0,014	3,39	C.V	173,88	C.V
	Appuis	0,31238	34,18	23,2	0,0175	4,14	C.V	130,66	C.V



**Figure VI.4 :** Ferrailages longitudinales du radier (coupe-XX)

**VI.7.5. Armatures de la nervure :**

D'après le logiciel de calcul (SAP2000), les sollicitations maximales au niveau des nervures sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4 :** Sollicitations maximales au niveau des nervures.

Position	ELU		ELS	
	Mu (KN.m)	Vu (KN)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Travée	673,86	/	493,27	/
Appui	844,96	767,309	616,39	558,83

**VI.7.5.1. Armatures longitudinales :****➤ Calcul du ferrailage :**

Avec : (b = 0,8 m) ; (h = 1,4m) ; (d = 0,9 × 1,4 = 1,26 m) ; (F<sub>c28</sub> = 25 MPa)

(F<sub>e</sub> = 400 MPa) ; (σ<sub>st</sub> = 348 MPa) ; (F<sub>bc</sub> = 14,17 MPa) ; (μ<sub>R</sub> = 0,392)

**A ELU :****En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,67386}{0,8 \times 1,26^2 \times 14,17} = 0,037 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}] = 0,047$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 1,26 \times (1 - 0,4 \times 0,047) = 1,23 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,67386}{1,23 \times 348} = 1,574 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 15,74 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,84496}{0,8 \times 1,26^2 \times 14,17} = 0,046 < \mu_R = 0,392 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}] = 0,058$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 1,26 \times (1 - 0,4 \times 0,058) = 1,23 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,84496}{1,23 \times 348} = 1,974 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 19,74 \text{ cm}^2$$

**➤ Armatures minimal : D'après le C.B.A.93 :**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st \min} \geq 0,23 \times 1 \times 1,26 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 15,21 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 :** Armatures longitudinales calculée et adoptée.

Calculé		CBA	Adopté	
Ast (appuis) (cm <sup>2</sup> )	Ast (travée) (cm <sup>2</sup> )	Ast (min) (cm <sup>2</sup> )	Ast (appuis) (cm <sup>2</sup> )	Ast (travée) (cm <sup>2</sup> )
19,74	15,74	15,21	12T16+6T14=33,37	12T16=24,13

**VI.7.5.2. Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right] \rightarrow \phi_t \leq \min \left[ \frac{1400}{35} ; 16 ; \frac{800}{10} \right]$$

$$\rightarrow \phi_t \leq \min (40 ; 16 ; 80)$$

$$\rightarrow \phi_t = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4}; 12 \times \phi_{min}; 30 \text{ cm} \right] \longrightarrow L_{(Z.N)} = 2 \times h = 2 \times 1,4 = 2,8 \text{ m}$$

$$\longrightarrow s_t = 15 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow s_{t0} = 5 \text{ cm (Selon RPA99/V2003)}$$

- **Zone courante :**

$$s_{t'} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow s_{t'} \leq \frac{1400}{2} \longrightarrow s_{t'} \leq 70 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow s_{t'} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (en zone I).

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

### **A ELS :**

On considère que les fissurations sont préjudiciables, donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ ) ; ( $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ **Travée :** ( $M_s = 0,49327 \text{ MN.m}$ )

Avec : ( $n = 15$  (coefficient d'équivalence).

- **Position de l'axe neutre :** ( $A_{st} = 12T16 = 24,13 \text{ cm}^2$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{st}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{80}{2} \times (x)^2 - 15 \times 24,13 \times (126 - x) = 40x^2 + 361,95x - 45605,7 = 0$$

$$\Delta = (361,95)^2 - 4 \times (40) \times (-45605,7) = 7427919,803 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 2725,42$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-361,95 + 2725,42}{80} = 29,54 \text{ cm} = 0,2954 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 = 0,8 \times \frac{0,2954^3}{3} + 15 \times (24,13 \times 10^{-4}) \times (1,26 - 0,2954)^2$$

$$I = 0,0405 \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,49327 \times 0,2954}{0,0405} = 3,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,49327 \times (1,26 - 0,2954)}{0,0405}$$

$$= 170,225 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Travée : ( $M_s = 0,61639 \text{ MN.m}$ )

- Position de l'axe neutre : ( $A_{st} = 12T16 + 6T14 = 33,37 \text{ cm}^2$ )

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{80}{2} \times (x)^2 - 15 \times 33,37 \times (126 - x) = 40x^2 + 500,55x - 63069,3 = 0$$

$$\Delta = (500,55)^2 - 4 \times (40) \times (-63069,3) = 10341638,3 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 3215,84$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-500,55 + 3215,84}{80} = 33,94 \text{ cm} = 0,3394 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 = 0,8 \times \frac{0,3394^3}{3} + 15 \times (33,37 \times 10^{-4}) \times (1,26 - 0,3394)^2$$

$$I = 0,047 \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,61639 \times 0,3394}{0,047} = 4,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,61639 \times (1,26 - 0,3394)}{0,047}$$

$$= 181,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 :** Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Nervure	Ms (MN.m)	Ast (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I (m <sup>4</sup> )	Béton		Acier	
					$\sigma_{bc}$ (MPa)	< 15 (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	< 201,6 (MPa)
travée	0,49327	24,13	29,54	0,0405	3,59	C.V	170,225	C.V
Appui	0,61639	33,37	33,94	0,047	4,45	C.V	181,10	C.V

**VI.7.5.3. Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93 :**

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$

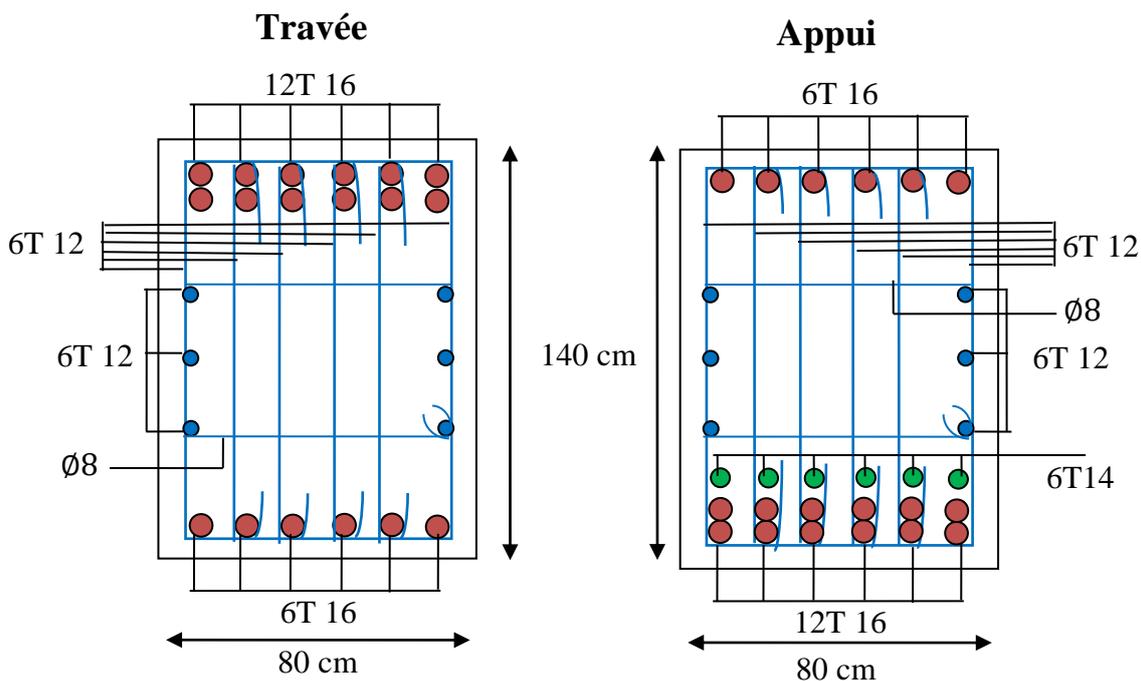
$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_U = \min (2,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : ( $T_U$ : L'effort tranchant)

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{0,7673}{0,8 \times 1,26} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfait la condition:  $\bar{\tau}_U > \tau_U$



**Figure VI.5 :** Ferrailage des nervures.

**VI.8.ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE (SOUS -SOL) :**

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

D'après le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.8.1. Dimensions du voile :**

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

$$Lx = H_{\text{Sous-sol}} - h_{\text{Poutre}}$$

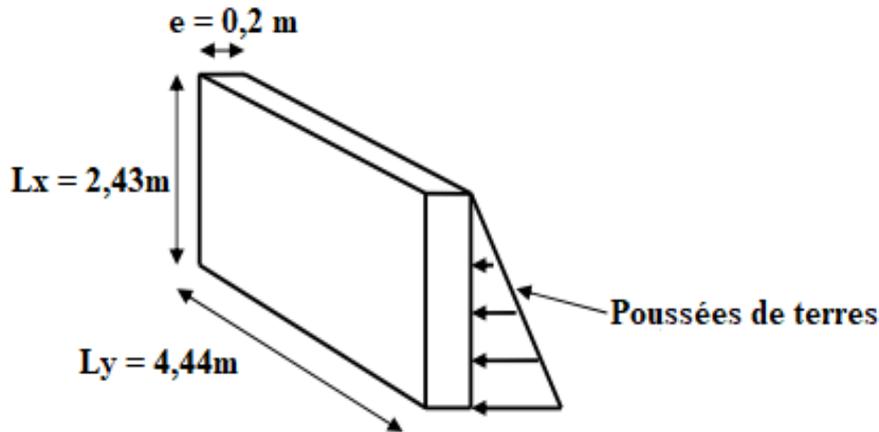


Figure VI.6 : Voile périphérique

On va faire les calculs pour une bande de 1ml, une hauteur de 2.88 m, et une épaisseur de 0.20 m.

**VI.8.2. Evaluation des charges :**

Les charges appliquées sur le voile périphérique sont :

- Charge permanente (G) : due à la poussée des terres et le poids propre.
- Surcharge d'exploitation (Q) : due aux passagers ( $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ )

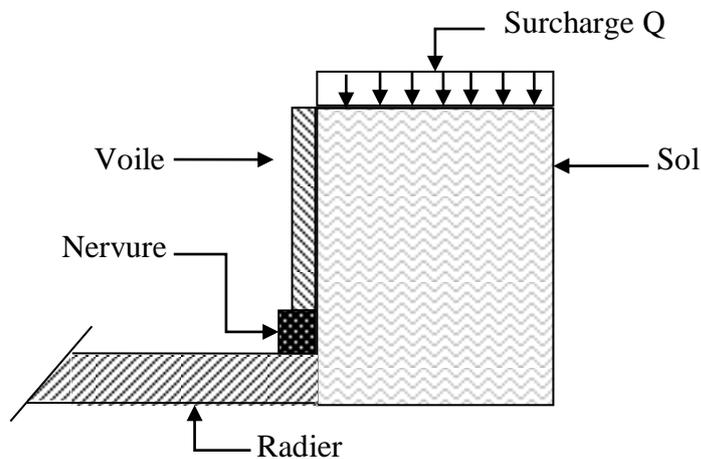


Figure VI.7 : Schéma statique du voile périphérique

**VI.8.3. Caractéristiques géotechniques du sol :**

Tableau VI.7 : Caractéristiques géotechniques du sol.

	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$\varphi$	H (m)	C (KN/m <sup>2</sup> )
Sol	18	30	2,88	0

Avec : ( $\gamma$  : Poids volumique des terres humides) ; ( $\varnothing$  : L'angle de frottement interne).  
(H : La profondeur) ; (C : La cohésion).

#### **VI.8.4. Calcul de forces :**

- Coefficient de poussée :  $K_0 = \frac{1-\sin(\varphi)}{1+\sin(\varphi)} = \frac{1-\sin(30)}{1+\sin(30)}$

$$K_0 = 0.33$$

- Force due à la poussée du sol :  $F_1 = (\gamma H K_a - 2C\sqrt{K_a}) \times \frac{H}{2}$

$$F_1 = (18 \times 2,88 \times 0.33) \times \frac{2,88}{2} \rightarrow F_1 = 24,63 \text{ KN/ml}$$

- Force due à la surcharge q :  $F_2 = (q \times K_a) \times H$

$$F_2 = (5 \times 0.33) \times 2,88 \rightarrow F_2 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

Puisque le voile est encastéré en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement, ni le renversement.

#### **VI.8.5. Combinaisons d'actions :**

##### **ELU :**

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

$$Q_u = 1,35 \times (24,63) + 1,5 \times (4,75) = 40,37 \text{ KN/m}^2$$

##### **ELS :**

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = (24,63) + (4,75) = 29,38 \text{ KN/m}^2$$

#### **VI.8.6. Calcul du moment :**

Le calcul du moment se fait par la méthode de B.A.E.L:

Pour savoir si elle est portante dans un seul sens, on doit calculer  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,43}{4,44} = 0,55 > 0,4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times h^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Où :

$M_x$  : c'est le moment fléchissant suivant x.

$M_y$  : c'est le moment fléchissant suivant y.

Q : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

$L_x$  : la longueur du voile.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de  $\alpha$ .

$$\begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,245 \end{cases}$$

**A ELU :**

$$\begin{cases} M_{xu} = 0,088 \times 40,37 \times 2,43^2 = 20,97 \text{ KN.m} \\ M_{yu} = 0,245 \times 20,97 = 5,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A ELS :**

$$\begin{cases} M_{xs} = 0,088 \times 29,38 \times 2,43^2 = 15,27 \text{ KN.m} \\ M_{ys} = 0,245 \times 15,27 = 3,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A ELU :**

$$\begin{cases} M_{txu} = 0,75 \cdot M_x \\ M_{tyu} = 0,75 \cdot M_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txu} = 15,72 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 3,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A ELS :**

$$\begin{cases} M_{txs} = 0,75 \cdot M_x \\ M_{tys} = 0,75 \cdot M_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txu} = 11,45 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 2,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**VI.8.7. Calcul de ferrailage du voile périphérique:**

Le calcul de ferrailage du voile périphérique, se fait en flexion simple et sur une bande de 1 mètre linéaire.

**A ELU :**

- $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}]$
- $Z = d (1 - 0,4 \times \alpha)$
- $A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$
- $A_{ymin} = 0.08\% B$
- $A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin}$

**Tableau VI.7 :** Ferrailage calculé en appui et en travée

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A min	Ast (cm <sup>2</sup> /ml)	Ast choisi (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Sens-X</b>	15,72	0,0342	0,044	0,177	1,6	2,55	7T12= 7,92cm <sup>2</sup>
<b>Sens-Y</b>	3,86	0,008	0,01	0,179	2,36	0,62	7T12= 7,92cm <sup>2</sup>

**VI.8.8. Disposition constructive :**

L'espacement max des barres d'une même nappe est calculé comme suit :

**Suivant y :**

$$S_t \leq \min(4h_0; 33 \text{ cm}) = \min(80; 33 \text{ cm}) \rightarrow (\text{BAEL},91)$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

**Suivant x :**

$$Stx \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33 \text{ cm}) \longrightarrow (\text{BAEL},91)$$

$$Stx \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow Stx = 20 \text{ cm.}$$

**VI.8.9. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bullet V_{uy} = \frac{q_{ul}l_y}{3} \times \frac{1 \times 1,00}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{29,38 \times 4,44}{3} \times \frac{1}{1 + \frac{0,55}{2}}$$

$$\bullet V_{uy} = 34,10 \text{ KN}$$

$$\bullet V_{ux} = \frac{q_{ul}l_x}{3} = \frac{29,38 \times 2,43}{3}$$

$$\bullet V_{ux} = 23,79 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_{ux}, V_{uy}) = \max(34,10 ; 23,79)$$

$$V_u = 34,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{34,10 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{C.V}$$

**A ELS :**

On considère que les fissurations sont préjudiciables, donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$ ) ; ( $\eta = 1,6$  pour les hautes adhérences)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bullet M_s = 0,01145 \text{ MN.m}$$

Avec : ( $n = 15$  (coefficient d'équivalence))

$$\bullet \text{ Position de l'axe neutre : } (A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2)$$

$$\frac{b}{2} \times (x)^2 + (n) \times (A_{sc}) \times (x - d') - (n) \times (A_{st}) \times (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times (x)^2 - 15 \times 7,92 \times (18 - x) = 50x^2 + 118,8x - 2138,4 = 0$$

$$\Delta = (118,8)^2 - 4 \times (50) \times (-2138,4) = 441793,44 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 664,67$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-118,8 + 664,67}{100} = 5,45 \text{ cm} = 0,054 \text{ m}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = 1 \times \frac{0,054^3}{3} + 15 \times (7,92 \times 10^{-4}) \times (0,18 - 0,054)^2$$

$$I = 2,41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Contrainte du béton :

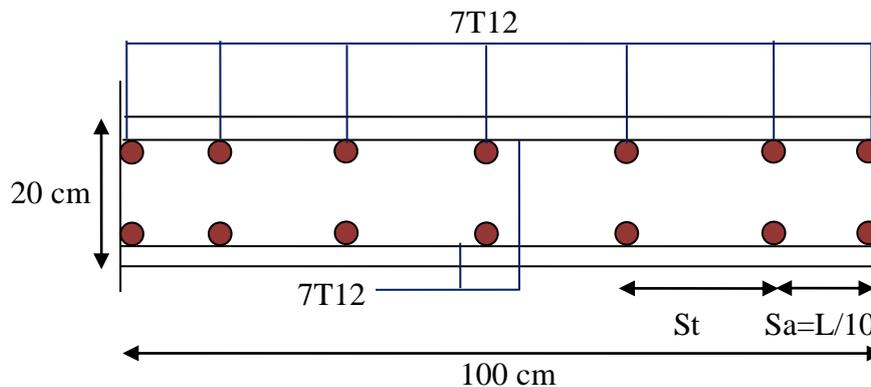
$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x_s}{I} = \frac{0,01145 \times 0,054}{2,41 \times 10^{-4}} = 2,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- Contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x_s)}{I} = \frac{15 \times 0,01145 \times (0,18 - 0,054)}{2,41 \times 10^{-4}}$$

$$= 89,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

#### VI.8.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique :



**Figure VI.8:** ferrailage du voile périphérique

#### VI.9. Conclusion :

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes et ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé au calcul de fondation sur radier général, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée.

Le calcul du voile périphérique a aussi fait l'objet de ce chapitre, notre voile est en béton armé, il reprend les efforts de poussées des terres et il travaille comme obstacle, il est calculé à la flexion simple sous un moment fléchissant.

# *Chapitre 7*

**Etude Managériale**

### **VII.1. Introduction :**

Le monde a changé vers l'innovation du mode constructif ,Chaque pays donne une très grande importance au secteur d'habitat et crée une concurrence entre les promoteurs afin d'avoir des structures économiques, durables dans un délai très restreint, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet, tels que (management des délais et des couts, management des risques et de qualité et management des ressources) pour éviter les retards ou les dépassements de budget.

A partir des années 2000 et avec la mondialisation, notre gouvernement a fixé de nouveaux objectifs et lancé des nouveaux programmes des logements, il a adopté une nouvelle stratégie, mieux élaborée et plus dynamique, celle-ci passe par la mise en place de nouveaux moyens de financement et la participation de la société civile.

Les différents types de logements en Algérie :

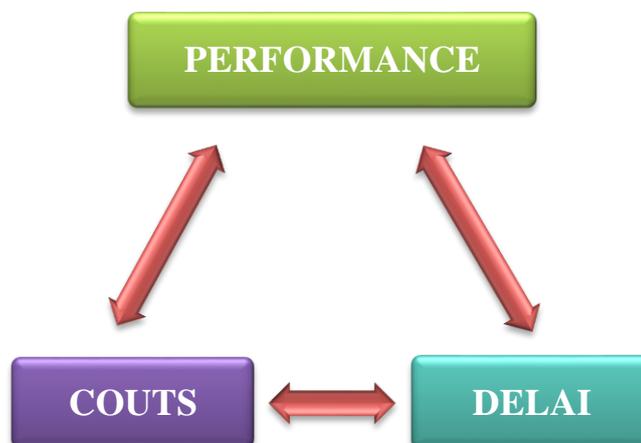
- LLP (logement locatif promotionnel)
- LPL (logement public locatif)
- LPP (logement promotionnel public)
- AADL (logement location-vente)
- LSP (logements socio-participatifs)
- LPA logement promotionnel aidé

### **VII.2. Management de projet :**

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités du projet, il permet l'intégration des processus groupés en : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture.

#### **VII.2.1. Le projet :**

un projet est un processus unique qui consiste un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisée, comporte des dates de début et de fin , entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant des contraintes de délais, de cout et de ressource.[4]



**Figure VII.1:** caractéristiques d'un projet

### VII.2.2 Cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Les chefs de projet ou l'organisation peuvent diviser les projets en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est connu sous le nom de cycle de vie du projet. [5]

L'ensemble de ces phases est regroupé dans la figure suivante :

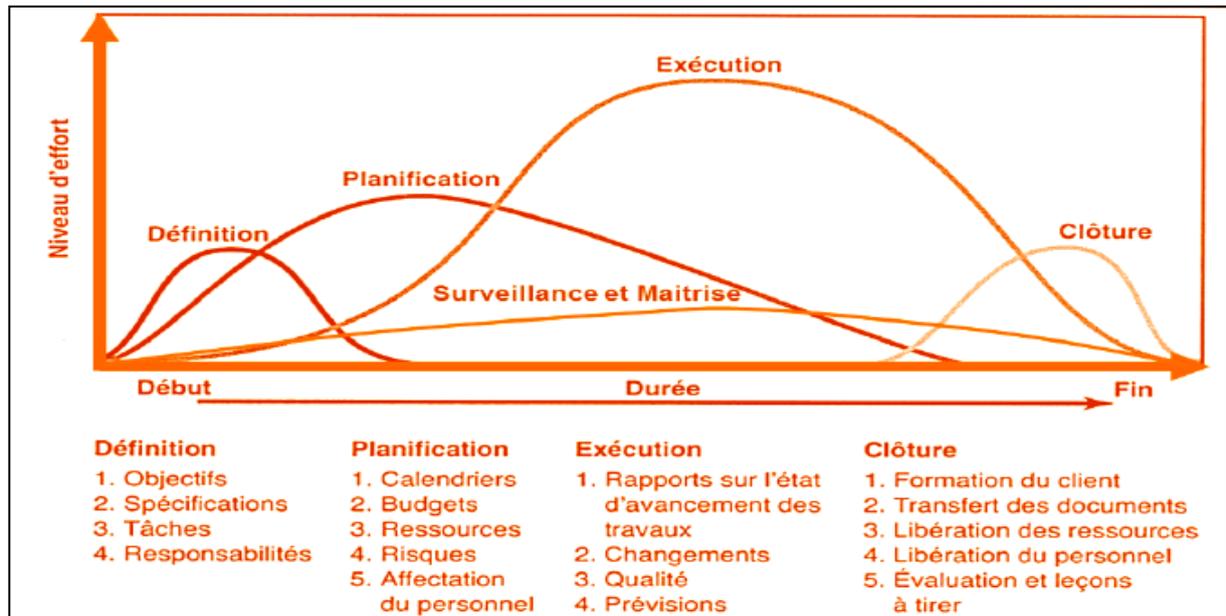


Figure VII.2: les phases d'un projet [5]

### VII.2.3. Présentation de notre projet :

Le projet que nous traitons concerne l'étude de construction de logements promotionnel privée (LPP), ce projet contient 2 blocs il se compose de 68 logements, un sous-sol, parking et RDC de 13 locaux commerciaux, Il est réalisé OUDJLIDA, wilaya d'TLEMEN.

Nous sommes chargés d'étudier le bloc B qui occupe une surface de (543,46 m<sup>2</sup>) il est composé de:

- Sous-sol : destiné comme parking sous-terrain (15 places).
- Rez-de-chaussée : commercial (5 locaux).
- Dix étages à usage d'habitation (34 logements):
  - (1 A 7) : quatre logements F3 par niveaux.
  - (8 A 10) : deux logements F4 par niveaux.

### VII.2.4. les différents intervenants du projet :

- **Le maître de l'ouvrage : (SNC) DALI YAHIA**, sa mission a de :
  - Fixer les objectifs.
  - Fixer l'enveloppe budgétaire.
  - Fixer les délais souhaités pour la réalisation du projet.

➤ **Maître d'œuvre : (SNC) DALI YAHIA**

Il assure la conception, la réalisation et le contrôle d'un ouvrage conformément au programme de réalisation du projet.

➤ **Organisme de contrôle :**

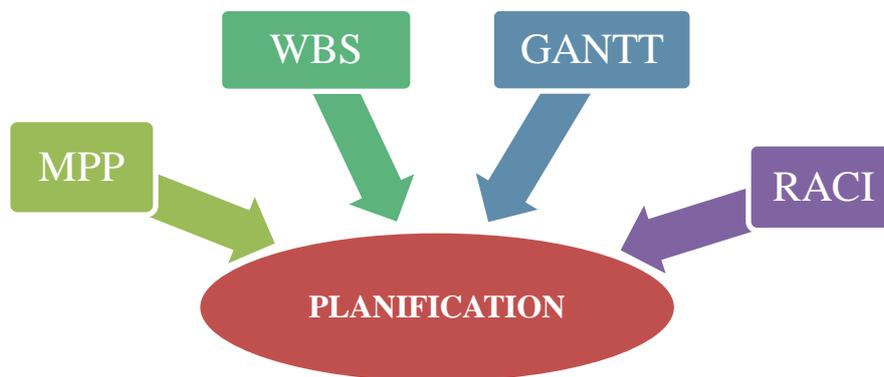
Le contrôle technique de ce projet se fait principalement par l'organisme national de contrôle de la construction de l'Ouest (C.T.C). Il vise à prévenir les aléas techniques susceptibles de se produire dans les projets de construction et il assure le respect des normes en phase conception et travaux.

➤ **Laboratoire des travaux public de l'Ouest (L.T.P.O) :**

Il détermine la qualité du sol, ses caractéristiques mécaniques et les dispositions à prendre en fondations.

### VII.3. Planification de notre projet :

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons fixé comme objectifs de définir le délai et le coût, et les risques de notre projet Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons utilisé les outils suivants :



**Figure VII.3 :** Outils utilisés pour la planification.

#### VII.3.1. La matrice des priorités (MPP) :

D'après les besoins du propriétaire, on va établir la matrice de priorité. Cette matrice est illustrée sur ce tableau :

**Tableau VII.1:** Matrice de priorité(MPP)

	Délai	Performance	Coût
Contrainte			
Améliorer			
Acceptable			

**VII.3.2. Matrice des responsabilités (RACI) :**

La matrice RACI définit les rôles et responsabilités dans un service ou sur un projet ou une entreprise. Cet acronyme (RACI) signifie :

**(R)** : Responsabilité → Il fait l'action.

**(A)** : Autorité → Il supervise et rend des comptes.

**(C)** : Consulté → Il conseille et donne des informations.

**(I)** : Informé → Il doit être informé.

**Tableau VII.2 :** la matrice RACI.

Activités	Rôles			
	Maitre d'ouvrage	Maitre d'œuvre	Chef de Projet Etp	CTC
Définition du projet	R	/	/	/
Etude préalable	C	R	/	/
Conception de projet	A	R	/	/
Choix d'entreprise	R	C	/	/
Planning de projet	I	A	R	I
L'exécution de projet	I	C	R	A
Suivi de l'avancement de projet	I	I	A	R
Clôture	R	C	A	C

**VII.3.3. Works breakdown structure (WBS):**

Le WBS c'est la structure de décomposition du travail, elle représente les grandes lignes de projet avec différents niveaux de détails. Il permet de visualiser l'ensemble du projet et d'éviter les oublies et permet aussi d'achever le projet dans le temps voulu. Cela permet d'améliorer la précision des estimations de cout, de délais et de ressources. Bien qu'il existe de nombreuses façons d'organiser le plan de travail.

On a utilisé le logiciel (**MINDVIEW 7**) pour la réalisation de la WBS, il est spécialisé dans la conception des organigrammes. La WBS est représentée dans l'Annexe (D).

**VII.3.4. Management de délai :****VII.3.4. 1. Le diagramme de GANTT :**

Le diagramme de GANTT permet de réaliser une représentation graphique du déroulement d'un projet et de rendre compte de son avancement. [4] et aussi un moyen de communication entre les différents acteurs d'un projet. Voir Annexe (E)

**VII.3.4.2. Détermination des ressources humaines :**

Le nombre des effectifs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 :** Nombre des effectifs.

Effectifs	Nombre des personnes
Chef de chantier	1
Groupe des coffreurs	4
Groupe des ferrailleurs	6
Groupe des maçons	10
Groupe des ouvriers	9
Groupe des carreleurs	4
Groupe des électriciens	3
Groupe des plombiers	3
Groupe des menuisiers	3
Groupe des peintres et plâtriers	6
Groupe des gardiens	2

**VII.3.4.1. Détermination des ressources matérielles :**

Le tableau suivant résume quelques ressources matérielles :

**Tableau VII.4 :** Ressources matérielles.

Matérielles	Achat	Location
Camions 10 Tonnes		
Bétonnières		
Pelle hydraulique		
Pelle chargeuse		
Vibreux à Béton		
Grue fixe		
Citerne eau		
Coudeuse d'acier		
Coffrage métallique		
échafaudage		
Groupe électrogène		
Outils de maçonnerie		

### **VII.3.7 Utilisation de logiciel de la planification (MS Project) :**

Est un logiciel qui permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, il permet de gérer les tâches, les charge de travail, les ressources et le budget.

Il existe plusieurs types des liens:

- **Liaison fin-début (FD) :**  
Le démarrage de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.
- **Liaison fin-fin (FF) :**  
L'achèvement de l'activité successeur dépend de l'achèvement de l'activité antécédente.
- **Liaison début-début (DD) :**  
Le démarrage de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.
- **Liaison début-fin (DF) :**  
L'achèvement de l'activité successeur dépend du démarrage de l'activité antécédente.

→ Nous avons utilisé dans notre projet la liaison fin-début et début-début.

- Le début du projet est prévu le : **02/08/2018.**
- La fin du projet est prévu le : **11/04/2021.**
- La durée du projet est de 820 jours de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ 27 mois.

### **VII.3.4. Management de cout :**

Il existe plusieurs méthodes pour l'estimation des coûts :

#### ➤ **Estimation par analogique :**

L'estimation des coûts par analogie consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel. Cette technique est souvent utilisée pour estimer les coûts lorsqu'on ne dispose que d'informations limitées sur le projet, notamment dans ses premières phases. L'estimation des coûts par analogie utilise le jugement d'expert. [4]

#### ➤ **Estimation paramétrique :**

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables (exemple : (la construction d'une maison coûtera un certain prix au mètre carré habitable). [4]

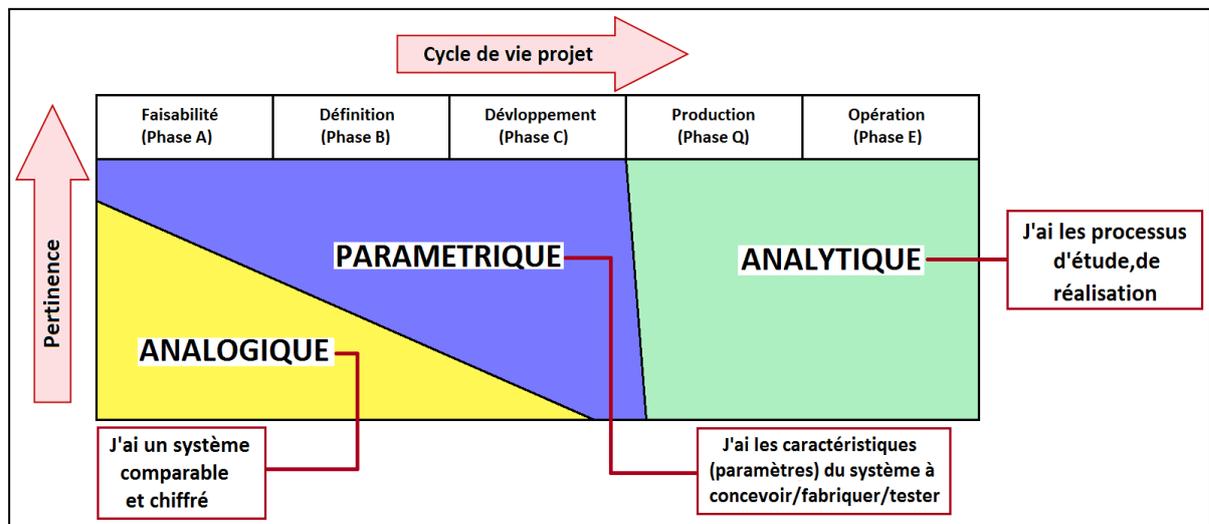
#### ➤ **Méthode analytique :**

Cette méthode permet d'évaluer le coût de notre projet à partir de la décomposition du travail à réaliser en tâches élémentaires, C'est à la fois la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue de toutes les méthodes.

#### ➤ **Méthode par logiciel :**

Cette méthode est réalisé avec Ms Project afin d'introduire les ressources humaines et matérielles.

La figure suivante nous montre les modèles d'estimation des coûts et leur application :



**Figure VII.3 :** Modèles d'estimation des coûts et leur application. [6]

L'estimation du coût de notre projet a été faite par la méthode paramétrique, cette approche est très répandue dans le secteur de BTP, elle a été prise à partir des informations données par des intervenants dans le secteur de bâtiment, qui ont des prix de marché actuel.

Notre bâtiment est classé en catégorie du LPP (Logement promotionnel privée).

D'après le Site du ministère du logement (mhuv.gov.dz) :

- Le prix du mètre carré d'habitation avec Taxe est entre 45 000 DA et 65 000 DA, dépend de la qualité de logement.
- Le prix du mètre carré de commerce avec Taxe est environ les 30 000 DA.
- Le prix du mètre carré de parking avec Taxe est environ les 25 000 DA.

**Tableau VII.5 :** Le cout total du bâtiment par la méthode paramétrique.

Type de logement	Etage	Prix de 1 m <sup>2</sup> (DA)	Surface (m <sup>2</sup> )	Prix par étage (DA)
Parking	Sous-sol	25 000,00	532,4128	13310320,00
Commerce	RDC	30 000,00	532,4128	15972384,00
Habitation	1-10	50 000,00	3520,848	176042400 ,00
<b>Estimation</b>				<b>205325104,00</b>

### **VII.5. Le management des risques :**

Le management des risques du projet comprend les processus de conduite de la planification du management des risques, leur identification, leur analyse, la planification des réponses aux risques, ainsi que leur surveillance et maîtrise dans le cadre du projet. [5]

C'est une démarche qui s'intègre totalement dans le processus global de management de projets et dans la réflexion stratégique des entreprises.

Les entreprises sont confrontées à de nouveaux enjeux de management :

- Un environnement économique et industriel de plus en plus complexe.
- Une complexité accrue des projets qui augmente les risques encourus.
- L'obligation de mieux maîtriser les coûts, les délais et les spécifications techniques des projets, vue la pression croissante des actionnaires.
- La nécessité de réaliser les projets de plus en plus en partenariat ou en coopération internationale.

### **VII.5.1. Définition de risque :**

Evaluation d'un danger associant la probabilité d'occurrence redoutée et la gravité des conséquences

C'est la Combinaison de la probabilité d'un dommage et de sa gravité

- La gravité (G) de l'effet produit par cet événement.
- La probabilité (P) pour que cet événement se produit.

**Gravité × Probabilité = Risque**

### **VII.5.2. Stratégie de mise en place du management des risques de projet :**

Les processus de gestion des risques se fait en quatre étapes :

- Identifier
- Estimer/Evaluer
- Traiter
- Contrôler

Selon ISO 31000 la gestion des risques est une approche systématique utilisée pour établir un plan d'action approprié en cas d'incertitude; elle comprend l'identification, l'appréciation, l'analyse, l'évaluation, le contrôle et la communication des risques.

### **VII.5.3. Classification des risques présents dans notre projet :**

Notre projet est soumis aux risques, on a estimé et identifié les principaux risques, ensuite on a évalué la criticité dans le but de les manager et les maîtriser.

**Tableau VII.6 :** Risques probables et action à entreprendre.

Evénement	Probabilité	Gravité	Criticité	Action à entreprendre
<b>R1-</b> Géotechnique (Tassement ; Cavités)	2	3	6	-Radier générale. -Injection du béton. -Blindage.
<b>R2-</b> Inondation.	3	2	6	-Assurance. - commander à nouveau lorsque les stocks atteignent le niveau minimal.
<b>R3-</b> Chutes des ouvriers.	3	4	12	-Equipements de sécurité. -Filet de sécurité.
<b>R4-</b> Glissement d délai par rapport au planning	2	2	4	-travailler des heures supplémentaires avec des motivations.

**VII.5.4. Matrice de gravité des risques :**

La matrice de criticité est évaluée souvent sur une échelle de 1 à 5. Elle est liée à l'intensité de l'accident lorsqu'il se produit, et elle est conçue pour aider les entreprises à déterminer le niveau de risque.

Par ailleurs, afin d'estimer les risques acceptables et non acceptables selon le cas de notre projet on a élaboré une matrice de criticité représenté comme suit :

Probabilité d'occurrence	5) Quasiment certain					
	4) Probable					
	3) Possible		R2		R3	
	2) Peu-probable		R4	R1		
	1) Rare					
Probabilité		1) Limité	2) Mineur	3) Modéré	4) Majeur	5) Très significatif
Gravité		Gravité				

	Risque inacceptable
	Risque modéré
	Risque majeur
	Risque acceptable

**Figure VII.4 :** La matrice de criticité.

**VII.6. Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons constaté que la planification du projet par le diagramme de Gantt permet de rendre un projet plus simple et plus facile, et aussi la (WBS) qui permet de visualiser l'ensemble du projet et d'éviter les oublies et permet aussi d'achever le projet dans le temps voulu.

Après une comparaison avec des projets de même hauteur on a trouvé que le délai de notre projet qui est de 820 jours est acceptable et logique.

L'utilisation de la matrice des responsabilités (RACI) nous a défini les rôles de chaque intervenant de notre projet.

D'autre part, l'estimation du coût global de notre projet a été faite par la méthode paramétrique qui nous donne un coût de (205325104,00DA)

La bonne gestion des risques éventuels, prévus et imprévus, réduit le nombre de mauvaises surprises, les coûts, les retards etc....

Les chutes des ouvriers est le risque le plus fréquent dans le domaine du BTP, une partie du management du risque a été élaborée dans ce travail et des solutions ont été proposées.

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis d'avoir une large vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver un compromis entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit, d'autre part ce travail nous 'a permis d'apprendre énormément d'informations importantes sur les méthodes de calcul, ainsi que l'utilisation des logiciels de dessin assisté par ordinateur (**Auto CAD**) ,et de calcul (**SAP2000**) pour l'analyse de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorables, et aussi le logiciel de gestion des projets (**MS Projet**) pour planifier et gérer les coûts et les délais, et (**MindView**) pour la réalisation de l'organigramme technique de notre projet (WBS).

Les conclusions qu'on peut tirer à la fin de cette étude sont :

- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux et les voiles sont ferrailés avec le minimum du RPA99/Version2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Le choix de l'infrastructure est un radier général nervuré, et ceci à cause des chevauchements qui induisent pour les semelles isolées ou filantes, et aussi de la charge importante supportée par les fondations.
- L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts, ainsi nous avons identifié les risques de notre structure.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

[BAEL, 91] Jean-pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

[R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[1] Google Earth.

[2] Dr BENMANSOUR-MEDDANE Nassima, Cours de génie parasismique, Justification de la sécurité.

[3] Dr HOUTI FARID BRAHIM, Cours de Béton Armé, Flexion Simple, Flexion composée et Vérification nécessaire de la stabilité.

[4] DR. HAMZAOU, F. Cours de management des projets, Management des délais, Management des coûts et management des risques.

[5] : Guide Du Corpus Des Connaissances En Management De Projet, Quatrième Edition, 2009.

[6] PH. GASTINEL / J FRANCK, Approche paramétrique d'estimation des coûts.

# **ANNEXE A**

# **ANNEXE B**

# **ANNEXE C**

# **ANNEXE D**

# **ANNEXE E**