



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

كلية التكنولوجيا- قسم الهندسة المدنية -

Faculté de technologie

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER  
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL  
Option : MATERIAUX.

THEME :

**Calcul et Réhabilitation d'un Bâtiment R+7 à usage  
d'habitation en béton armé**

*Soutenu par :*

*Mr. Fersaoui Mohamed*

*Mr. Salmi Abdeslam*

*Membre de Jury:*

*Mr. SI AHMED. M*

*Mr. JALEL .M*

*Mr. DERBAL.I*

*Mr. Tabaa. A*

*President*

*Examineur*

*Promoteur*

*Co-Promoteur*

ANNEE UNIVERSITAIRE 2019/2020.

## الملخص

في دراستنا المقدمة اعتمدنا على جزأين رئيسيين:

الجزء الأول مخصص لدراسة مبنى سكني (طابق أرضي + 7 طوابق) يقع في ولاية تيبازة ويصنف على أنه منطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة).

يعتمد استقرار الهيكل على مقاومة العناصر الهيكلية المختلفة (الأعمدة ، الحزم ، الجدران ، إلخ) لمختلف الضغوط (الانضغاط ، الانحناء ، إلخ) ، والتي تعتمد مقاومتها على نوع المادة المستخدمة وأبعادها وخصائصها.

لذلك ، لحساب العناصر المكونة للهيكل ، نعتمد على اللوائح والأساليب المعروفة ، بناءً على معرفة المواد (الخرسانة والصلب) ، وتحجيم عناصر المقاومة الهيكلية وتقويتها. نظرًا لأن المبنى يقع في منطقة عالية الزلازل ، فإن تأثير الزلزال يعد أحد المشكلات الرئيسية التي يجب على المهندس أخذها في الاعتبار كنقطة رئيسية في إعداد الحسابات.

سيتم إجراء الحساب الزلزالي في دراستنا في إطار تنظيم الزلازل الجزائري RPA 99v2003 وتم تنفيذ نمذجة هيكلنا باستخدام برنامج SAP 2000v14.2.2 ستسمح لنا النتائج التي تم الحصول عليها بإلغاء العناصر الرئيسية لهيكلنا يجب حساب تعزيز العناصر الرئيسية بطريقة تجعلها تتحمل مجموعات مختلفة من الإجراءات (الإجراءات الزلزالية ، وكذلك الإجراءات بسبب الأحمال الدائمة والتشغيلية) ، في أسوأ الحالات تعتبر دراسة البنية التحتية خطوة مهمة في تصميم الهيكل ، وبالتالي فإن اختيار الأساس يعتمد على العديد من المعلومات المتعلقة بخصائص التربة (الإجهاد المسموح به يساوي 2 بار) وهندسة الهيكل. سوف نعتمد عملية حسابية بقواعد معزولة ولكن الأخيرة لم تكن مناسبة بسبب التداخل الذي تسبب فيه ، ثم انتقلنا إلى حساب بقاعدة مستمرة ، وتم فحص التعزيز المعتمد ، وسيتم حساب الأخير. على شكل ألواح من ألواح صلبة تركز على أربعة دعائم.

الجزء الثاني والمخصص لمشكلة في عنصر من عناصر الهيكل

على الرغم من أن بعض الهياكل الخرسانية المسلحة لا تزال في حالة جيدة مقارنة بالمستويات الثلاثة الأولى ، إلا أن الاضطرابات التي تحدث على مستوى الهياكل غالبًا ما تكون بسبب تدهور المواد المستخدمة ، أو إلى التغيير في وظائف الهيكل (زيادة أحمال التشغيل الزائدة بعد التشخيص والتحقيقات المختلفة ، ومن أجل معالجة هذه المشكلة ، من الضروري للغاية المضي قدمًا في طرق الإصلاح أو التعزيز. أثبتت تقنيات تقوية الهياكل الخرسانية المسلحة عن طريق الغلاف أنها فعالة بشكل واضح

الهدف من هذا العمل هو معرفة كيفية الحفاظ على العناصر الرئيسية (أعمدة ، عارضة ، جدار) ، والتي تعتبر جزءًا لا يتجزأ من الهيكل. من خلال طريقة التنبؤ ومعرفة مزايا وعيوب هذه الطريقة.

---

## Résumé

Dans notre étude nous avons considéré deux grandes parties :

La première partie est consacrée à étudier un bâtiment d'habitation (R+7) ce bâtiment est implanté à la Wilaya de Tipaza et est classé comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude dynamique et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**SAP 2000**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (**SOCOTEC- PMFC**).

L'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

La deuxième partie est consacrée à problème dans un élément de la structure :

Malgré que certains ouvrages en béton armé demeurent en bon état par rapport au 3 premiers niveaux. Après diagnostic et investigations diverses, et afin d'y remédier à cette problématique il est impérativement indispensable de procéder à réhabilitation : de réparation ou de renforcement. Les techniques de renforcement des structures en béton armé au moyen de renforcement par chemisage se sont révélés être nettement efficace.

L'objectif de ce travail est de voir comment maintenir des éléments principaux (poteaux, poutre, voile), qui est considéré comme partie intégrante de la structure.

**Mots clés** : bâtiment, béton, SAP2000 v 14.2.2, RPA99 V2003, BAEL91 modifié 99, chemisage, réhabilitation, renforcement.

---

---

## Abstract

In our study we considered two main parts:

The first part is devoted to studying a residential building (R + 7) this building is located in the Wilaya of Tipaza and is classified as a zone of high seismicity (Zone III).

The stability of the structure depends on the resistance of the various structural elements (columns, beams, walls, etc.) to different stresses (compression, bending, etc.), the resistance of which depends on the type of materials used and of their dimensions and characteristics.

So for the calculation of the constituent elements of a structure, we base ourselves on known regulations and methods, which are based on knowledge of the materials (concrete and steel) and the sizing and reinforcement of the resistant elements of the structure.

Because our building is located in an area of high seismicity, the action of the earthquake is one of the major problems that the engineer must take into account as a primary point in the preparation of calculations.

The seismic calculation in our study will be carried out within the framework of the Algerian earthquake regulation RPA99V2003 and the modeling of our structure was carried out using the software SAP2000 V14.2.2 which is an automatic structural calculation software, the results obtained will allow us to scrap the main elements of our structure.

The main elements (columns, beams and walls) play a major role in the resistance and the transmission of stresses. They must therefore be correctly sized and well-armed. The determination of the reinforcements will be done with the final results of the seismic study obtained by (SAP2000, Socotec and PMFC). The columns are subjected to a compound bending which is due to the eccentricity of the normal force  $N$  and to a bending moment  $M$  in the longitudinal and transverse direction (due to the horizontal action) on the other hand the beams subjected to a simple bending, The walls are requested by a normal force  $N$  and a shearing force  $V$  while taking into account the minimum reinforcement decreed by the Algerian earthquake rules.

The reinforcement of the main elements must be calculated in such a way as to resist the combinations of different actions (seismic actions, as well as actions due to dead loads and operating loads), considering the worst case.

---

---

An infrastructure study is an important step in the calculation of the structure, so the choice of the foundation depends on several parameters related to the soil characteristics (allowable stress equal to 2 bars) and the geometries of the structure.

We will adopt a calculation with isolated footings but the latter were not suitable because of the overlap that they generated, then we went to a calculation with threading footing, the adopted reinforcement has been verified, the latter will be calculated as panels of slabs solid resting on four supports.

The second part and devoted to a problem in an element of the structure:

Although some reinforced concrete structures remain in good condition compared to the first 3 levels, the disorders occurring at the level of the structures are often due to the degradation of the materials used, or to the change in functionality of the structure (the increase in operating overloads).

After diagnosis and various investigations, and in order to remedy this problem, it is absolutely essential to proceed with either repair or reinforcement methods. Techniques for reinforcing reinforced concrete structures by means of jacketing have proven to be clearly effective.

The objective of this work is to see how to maintain main elements (columns, beam, wall), which is considered as an integral part of the structure. Through the lining method and know the advantages and disadvantages of this method

**Keywords:** building, concrete, SAP2000 v 14.2.2, RPA99 V 2003, BAEL91 modified 99, lining, rehabilitation, reinforcement.

---

---

# Dédicaces

*C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma Reconnaissance  
et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :*

***Maman, chérie** qui a sacrifié sa vie pour moi, les mots ne sauraient  
exprimer l'immense et profonde gratitude que j'ai pour elle et pour précieux  
soutien,*

*Pour sa patience, pour avoir crus en moi, pour son sourire réconfortant et  
pour ces sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et le  
faite qu'elle n'a jamais cessé de veillez sur mon instruction et mon bien être.*

*Que dieu me la garde et la protège.*

*A l'âme pure de mon père, je prie dieu que tu sois dans le plus haut  
paradis, et que tu es fier et satisfait de moi.*

*A toute la famille " **FERSAOUI** " et la famille " **BEN MAHAMMED** "*

*Mon cher frère « **Abdelkrim** » et « **Sid Ahmed** »*

*A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi **SALMI Abdesselam***

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

*Toute la promo 2019/2020 génie civil surtout option **MATERIAUX***

*Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

***Fersaoui Mohamed***

---

---

## *Remerciements*

*Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous remercions infiniment notre encadreur le Docteur Ismail DERBAL pour sa disponibilité et pour ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.*

*Un grand remerciement aussi à notre Co encadreur TABAA Abdelaziz pour tous les efforts et patience qu'il a fournis pour nous faciliter et nous aider à accomplir ce travail.*

*Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.*

*Nous tenons à remercier l'ensemble des Enseignants de faculté de Génie Civil de l'université de Blida qui ont contribué à notre formation.*

*Sans oublier tous nos parents et les proches ... et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce modeste travail*

---

---

# SOMMAIRE

<b>Remerciements</b>	
<b>Dédicace</b>	
<b>Résumé</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des symboles</b>	
<b>Liste des références</b>	
<b>Introduction générale</b>	

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

<b>I.1- INTRODUCTION</b> .....	01
Présentation de l'ouvrage .....	01
<b>I.2- CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES</b> .....	01
Dimensions en élévation .....	01
Dimensions en plan .....	01
<b>I.3- DEFINITION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE</b> .....	01
• OSSATURE .....	01
• Plancher .....	01
• La cage d'escalier .....	01
• Les maçonneries .....	01
<b>I.4- Caractéristiques mécanique des matériaux</b> .....	01
<b>I.5- BÉTON</b> .....	01
I.5.1- Module de déformation longitudinale .....	02
I.5.2- Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ » .....	02
I.5.3- Module d'élasticité différée .....	02
I.5.4- Coefficient de poisson .....	02
I.5.5- Poids volumique .....	03
I.5.6- Les contraintes limites de calcul .....	03
<b>I.6.- ACIERS</b> .....	04
I-6.1-. Les limites élastiques .....	04
I.6.2- Module d'élasticité des aciers .....	04
I.6.3Les contraintes limites de calcul .....	04
<b>I.7- HYPOTHESES DE CALCUL</b> .....	05

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement**

<b>II.1 INTRODUCTION</b> .....	06
<b>II.2- PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS</b> .....	06

---

---

a. Les dalles en corps creux .....	06
b. Dalle pleine .....	07
<b>II.3- EVALUATION DES CHARGES .....</b>	<b>07</b>
a. Charge permanent : (G).....	07
b. L'Acrotère .....	08
c. Les surcharges d'exploitations .....	09
<b>II .4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES .....</b>	<b>09</b>
a. Poutres principales .....	09
b. Poutres secondaires .....	10
c. Poutres chainage .....	10
<b>II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTEAUX .....</b>	<b>10</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>16</b>

### **Chapitre III : Etude dynamique**

<b>III.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>17</b>
<b>III.2. ETUDE DYNAMIQUE.....</b>	<b>17</b>
III.2.1. Introduction.....	17
III.2.2. Modélisation mathématique .....	17
III.2.3. Caractéristiques dynamiques propres .....	17
<b>III.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE .....</b>	<b>18</b>
III.3.1. Modélisation de la masse .....	19
III.3.2. Le Diaphragme .....	19
III.3.3. Conception du contreventement vertical .....	19
<b>III.4. ETUDE SISMIQUE .....</b>	<b>19</b>
III.4.1. Stratégie du calcul sismique .....	19
III.4.2. Méthode dynamique modale spectrale .....	20
III.4.3. Procédure de calcul .....	21
<b>IV.5. RESULTATS DE L'ANALYSE .....</b>	<b>24</b>
✓ Model initial .....	25
✓ Model final .....	28
<b>Conclusion .....</b>	<b>31</b>

### **Chapitre IV : Etudes des éléments principaux**

<b>IV.1. FERRAILLAGE DES POUTRE.....</b>	<b>.....</b>
IV.1.1- Introduction .....	32
IV.1.2- Calcul de ferrailage .....	32
IV.1.3- Condition non fragilité .....	34
IV.1.4- Vérification a ELS .....	35

---

---

IV.1.5- Vérification l'effort tranchant .....	35
IV.1.6- Calcul des armatures transversales .....	35
IV.1.7- Arrêt des barres .....	36
IV.1.8- Vérification de la flèche .....	37
<b>IV.2.FERRAILLAGE DES POTEAUX</b> .....	
IV.2.1. Introduction.....	41
IV.2.2- Combinaison d'action.....	41
IV.2.3- Programme de calcul.....	41
IV.2.4- Choix des armatures .....	45
IV.2.5- Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service .....	46
IV.2.6- Vérification de l'effort tranchant .....	47
<b>IV.3.FERRAILLAGE DES VOILES</b> .....	
IV.3.1. Introduction.....	51
V.3.1.1.Procédure de ferrailage des trumeaux .....	51
IV.3.1.2. Justifications sous sollicitations normale.....	52
IV.3.1.3.Exemple de calcul .....	54
IV.3.2.1.Ferrailage des linteaux .....	60
<b>Conclusion</b> .....	65

## **Chapitre V : Etude des fondations**

<b>V.1 : INTRODUCTION</b> .....	66
<b>V.2 : LES TYPES DES FONDATIONS</b> .....	66
<b>V.3 : CHOIX DES FONDATIONS</b> .....	66
V.3.1 : Semelle isolée sous poteaux .....	67
V.3.2 : Semelles filantes.....	69
V.3.3 : Ferrailage des semelles filantes .....	71
<b>Conclusion</b> .....	73

## **Chapitre VI : La Réhabilitation**

<b>VI.1-INTRODUCTION</b> .....	75
<b>VI. 2- LA REHABILITATION</b> .....	75
<b>VI.3- RENFORCEMENT PAR CHEMISAGE</b> .....	76
VI.3.1- Définition .....	76
VI.3.2- Le chemisage .....	76
VI.3.3- Méthode de travail .....	77
VI.3.4- vérification le ferrailage des poteaux chemisés .....	79
<b>Conclusion</b> .....	84
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	85

---

---

## *Introduction générale*

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis-à-vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de L'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui du 21 MAI 2003 frappé à BOUMERDES. Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter deux buts :

- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003") et le CBA93, l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Le présent travail consiste de réhabilitation et calcul d'un bâtiment en R+7 à usage multiple contreventé par voiles implanté dans a wilaya Tipaza, classé par le règlement parasismique Algérien comme une région de forte sismicité (Zone III). Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort des occupants.

Le mémoire est constitué de six chapitres :

- Le 1<sup>er</sup> chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.
  - Le 2<sup>ème</sup> chapitre le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), fait l'objet du
  - Le 3<sup>ème</sup> chapitre sera l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000 v14.2.2.
  - Le 4<sup>ème</sup> chapitre sera pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le RPA99 et le BAEL91.
  - Le 5<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure
  - Le 6<sup>ème</sup> la réhabilitation de Bâtiment et calcule dynamique
  - .Ainsi, nous terminons ce mémoire par une conclusion général.
-

---

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

---

---

# **Chapitre II**

## **Pré – dimensionnement**

---

---

# **Chapitre III**

## **Étude dynamique**

---

---

# **Chapitre IV**

## **Etude des éléments principaux**

---

---

# **Chapitre V**

## **Etude de fondation**

---

---

# **Chapitre VI**

## **La Réhabilitation**

---

---

# *LISTE DE FIGURE*

<b>Figure I.1:</b> Diagramme de contrainte-déformation du Béton à l'ELU .....	3
<b>Figure I.2:</b> Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS .....	3
<b>Figure II.1 :</b> dessin d'un plancher en corps creux .....	6
<b>Figure III.1 :</b> les Etapes du Calcul Sismique. [1] .....	20
<b>Figure III.2 :</b> Modèle initial .....	24
<b>Figure III.3:</b> La disposition des voiles du model final.....	28
<b>Figure IV.1 :</b> Arrêt des barres.....	36
<b>FigureIV.2 :</b> dessine de ferrailage des poutres .....	40
<b>Figure IV .3 :</b> formulaire de saisie PMFC .....	44
<b>Figure IV. 4 :</b> Ferrailage des poteaux .....	50
<b>Figure VI.5 :</b> Section rectangulaire, soumise à la flexion composée .....	51
<b>Figure VI.6 :</b> Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage. ....	52
<b>Figure IV.7 :</b> Définition de l'élément mur .....	52
<b>Figure IV.8 :</b> Mur encastré .....	53
<b>Figure IV.9 :</b> Schéma statique de linteau .....	61
<b>Fig. V. 1 Disposition des axes</b> .....	66
<b>Figure.V.2 :</b> semelle isolé sous poteau .....	67
<b>Fig. V.3</b> Semelle filante .....	69
<b>Figure V.4 :</b> ferrailage des nervures .....	74
<b>Figure V.3 :</b> ferrailage des semelles sens X-X .....	74
<b>Figure VI.1 :</b> - chemisage d'un poteau .....	77
<b>Figure VI.2:</b> Organigramme du processus de chemisage en béton armé [3] .....	78
<b>Figure VI.3 :</b> schéma de ferrailage des poteaux chemisés.....	85

---

# *LISTE DE TABLEAU*

<b>Tableau II.1:</b> Dégression des surcharges .....	10
<b>Tableau II.2:</b> Descente de charge du poteau central .....	13
<b>Tableau II.2:</b> Descente de charge du poteau de rive .....	15
<b>Tableau II.3:</b> Descente de charge du poteau d'angle.....	16
<b>Tableau .III.1 :</b> Facteur de Qualité 'q'.....	24
<b>Tableau III.2 :</b> sections des poteaux.....	26
<b>Tableau III.3 :</b> Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.....	27
<b>Tableau III.4:</b> les trois premiers modes du Modèle Initial.....	27
<b>Tableau III.5:</b> Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial .....	28
<b>Tableau III.6 :</b> Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial.....	29
<b>Tableau III.7 :</b> Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial.....	29
<b>Tableau III.8:</b> sections des poteaux .....	30
<b>Tableau III.9 :</b> Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial .....	31
<b>Tableau III.11 :</b> Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial .....	32
<b>Tableau III.12:</b> Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle Finale.....	33
<b>Tableau IV.1 :</b> Ferrailage des poutres Avec voile à usage .....	32
<b>Tableau IV.2 :</b> Ferrailage des poutres sans voile à usage d'habitation .....	33
<b>Tableau IV.2 :</b> Ferrailage des poutres sans voile à usage d'habitation .....	33
<b>Tableau IV.3 :</b> Choix des armatures pour les poutres sans voile à usage d'habitation .....	34
<b>Tableau IV.4 :</b> Choix des armatures pour les poutres sans voile à usage d'habitation .....	34
<b>Tableau IV.5 :</b> Choix des armatures pour les poutres avec voile à usage d'habitation.....	34
<b>Tableau IV.6 :</b> Choix des armatures pour les poutres avec voile à usage d'habitation.....	34
<b>Tableau IV.7 :</b> Vérification de la condition de non fragilité. ....	35
<b>Tableau IV.8 :</b> Vérification des poutres principales à L'ELS.....	35
<b>Tableau IV.9 :</b> Vérification des poutres secondaires à L'ELS.....	35
<b>Tableau IV.10 :</b> Vérification des poutres chainages à L'ELS .....	35
<b>Tableau IV.11 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	36
<b>Tableau IV.12:</b> Calcul des armatures transversales .....	36
<b>Tableau IV.13:</b> vérification de la flèche des poutres.....	37
<b>Tableau IV.14 :</b> Des contraintes béton-acier .....	42
<b>Tableau IV.15 :</b> Efforts internes et section d'armature calculée .....	41
<b>Tableau IV.16 :</b> Efforts internes et section d'armature calculée .....	42

---

---

<b>Tableau IV.17</b> : Efforts internes et section d'armature calculée .....	42
<b>Tableau IV.18</b> : Efforts internes et section d'armature calculée .....	42
<b>Tableau IV.19</b> : Efforts internes et section d'armature calculée .....	42
<b>Tableau IV.20</b> : Efforts internes et section d'armature calculée .....	43
<b>Tableau IV.21</b> : Efforts internes et section d'armature calculée .....	43
<b>Tableau IV.22</b> : section d'armature calculée par PMFC .....	45
<b>Tableau IV.23</b> : Efforts internes et section d'armature calculée par PMFC .....	45
<b>Tableau IV.24</b> : comparaison entre SOCOTEC et PMFC. ....	45
<b>Tableau IV.25</b> : Choix des armatures des poteaux .....	45
<b>Tableau IV.26</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{ser}_{max}$ , $M^{ser}_{corr}$ ) .....	46
<b>Tableau IV.27</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{ser}_{corr}$ , $M^{ser}_{max}$ ) .....	46
<b>Tableau IV.28</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés .....	47
<b>Tableau IV.29</b> : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré.....	48
<b>Tableau IV.30</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	49
<b>Tableau IV.31</b> : Valeurs de ( $l_f/l$ ).....	53
<b>Tableau IV.32</b> : Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple (V1) .....	54
<b>Tableau IV.33</b> : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1) .....	55
<b>Tableau IV.34</b> : Calcul des armatures du voile.....	57
<b>Tableau IV.35</b> : Armature de joint de bétonnage.....	58
<b>Tableau IV.36</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	60
<b>Tableau IV.37</b> : Calcul des armatures des linteaux.....	64
<b>Tableau V.1</b> : Sections des semelles isolées.....	68
<b>Tableau V.2</b> : la largeur des semelles filantes.....	69
<b>Tableau V.3</b> : choix de nervure.....	70
<b>Tableau V.4</b> : Vérification des contraintes dans le sol sous radier.....	71
<b>Tableau V.5</b> : choix des armatures de la dalle .....	72
<b>Tableau V.6</b> : vérification de Condition de non fragilité a ELU.....	73
<b>Tableau V.7</b> : vérification de Condition de non fragilité a ELS.....	73
<b>Tableau VI.1</b> : Vérification de l'Effort Normal .....	75
<b>Tableau VI.2</b> : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....	76
<b>Tableau VI.3</b> : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux des 3 premiers niveaux.....	79
<b>Tableau VI.4</b> : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....	79
<b>Tableau VI.5</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	80
<b>Tableau VI.6</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	80
<b>Tableau VI.7</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	80
<b>Tableau VI.8</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	80
<b>Tableau VI.9</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	80
<b>Tableau VI.10</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	81
<b>Tableau VI.11</b> : Efforts internes et section d'armature calculée.....	81
<b>Tableau IV.12</b> : section d'armature calculée par PMFC .....	81
<b>Tableau IV.13</b> : Efforts internes et section d'armature calculée par PMFC.....	81

---

---

<b>Tableau IV.14</b> : comparaison entre SOCOTEC et PMFC.	81
<b>Tableau VI.15</b> : Choix des armatures des poteaux chemisé	82
<b>Tableau IV.16</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{ser}_{max}$ , $M^{ser}_{corr}$ )	82
<b>Tableau IV.17</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{ser}_{corr}$ , $M^{ser}_{max}$ )	82
<b>Tableau IV.18</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	83
<b>Tableau IV.19</b> : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré.	84
<b>Tableau IV.20</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	84

---

## I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### I.1- INTRODUCTION

Dans le cadre du présent projet de fin d'étude, il m'a été confié de réhabilitation et calcul de d'un bâtiment (R+7) avec un système de contreventement portique auto-stable en béton-armé à usage d'habitations.

L'ouvrage étudié sera implanté à la wilaya de TIPAZA, classé selon les règles Parasismiques algérienne (RPA99 v2003) comme une zone de forte sismicité (zone III). Notre étude sera conforme aux exigences de béton armé selon les règles BAEL 91 (m99)

- **Présentation de l'ouvrage**

L'habitation est composée : - RDC a usage commerce  
- 1-7 étages à usage d'habitation

### I.2- CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

- **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment..... 25.79 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.57 m
- Hauteur de l'étage courant ..... 3,06 m

- **Dimensions en plan :**

- Longueur totale en plan .....28 m
- Largeur totale en plan ..... 13.92 m

### I.3- DEFINITION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

- **OSSATURE**

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé qui proposé par le B.E.T

- **Plancher**

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons suivantes

- Facilite de réalisation.
- Réduire le poids du plancher.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

- **La cage d'escalier**

La cage d'escalier permet l'accès du RDC jusqu' au 7<sup>eme</sup> étage

- **Les maçonneries**

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm. Plus des enduits extérieurs au ciment e=2cm et enduit intérieur au plâtre e=2cm.

- Murs intérieurs d'une seule paroi en briques 10 cm.

### I.4- CARACTERISTIQUY MECHANIQUE DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de l'habitation doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 m99) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99modifié en 2003 ).

### I.5- BÉTON

- Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.

- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

- Résistance du béton :(BALE91/99)

.Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a :

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

.Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f<sub>ij</sub> », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

#### I.5.1- Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de " Young ou module de déformation longitudinale ", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

#### I.5.2- Module d'élasticité instantané «E<sub>ij</sub>»

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ ) d'un test de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [3].

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

D'où : E<sub>i28</sub> = 32164,20 MPa

#### I.5.3- Module d'élasticité différée

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{Pour notre cas } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,860 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### I.5.4- Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

E.L.U : ν = 0,0 calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S : ν = 0,2 calcul des déformations (béton non fissuré)

I.5.5- Poids volumique

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

I.5.6- Les contraintes limites de calcul

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,5 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85: Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton

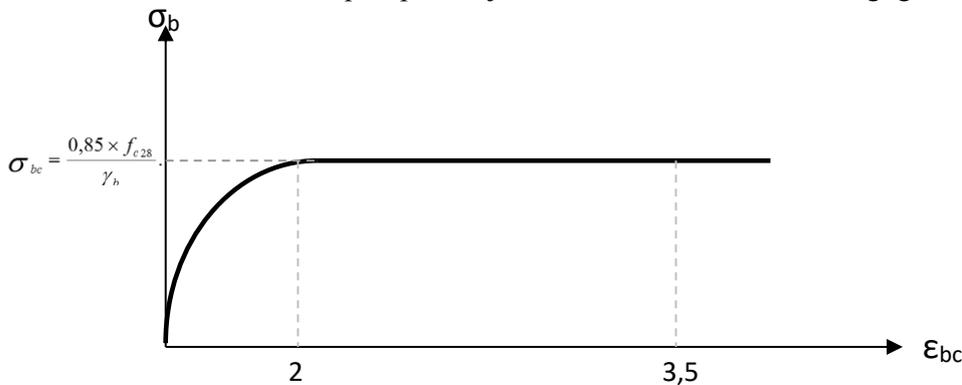


Figure I.1: Diagramme de contrainte-déformation du Béton à l'ELU

. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

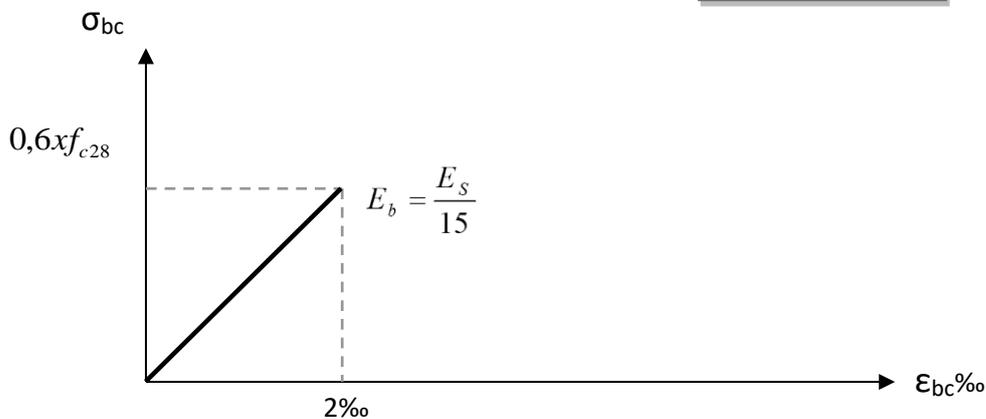


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformation du Béton à l'ELS

**I.6.- ACIERS**

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE50
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø =5 mm pour les dalles

I-6.1- Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): FeE22 → ( $f_e=215$  MPa) ; FeE24 → ( $f_e=235$  MPa)
- Barres à haute adhérences (HA) :  $f_e =500$  MPa.
- Treillis soudés (TS) :  $f_e= 520$ MPa.

I.6.2- Module d'élasticité des aciers

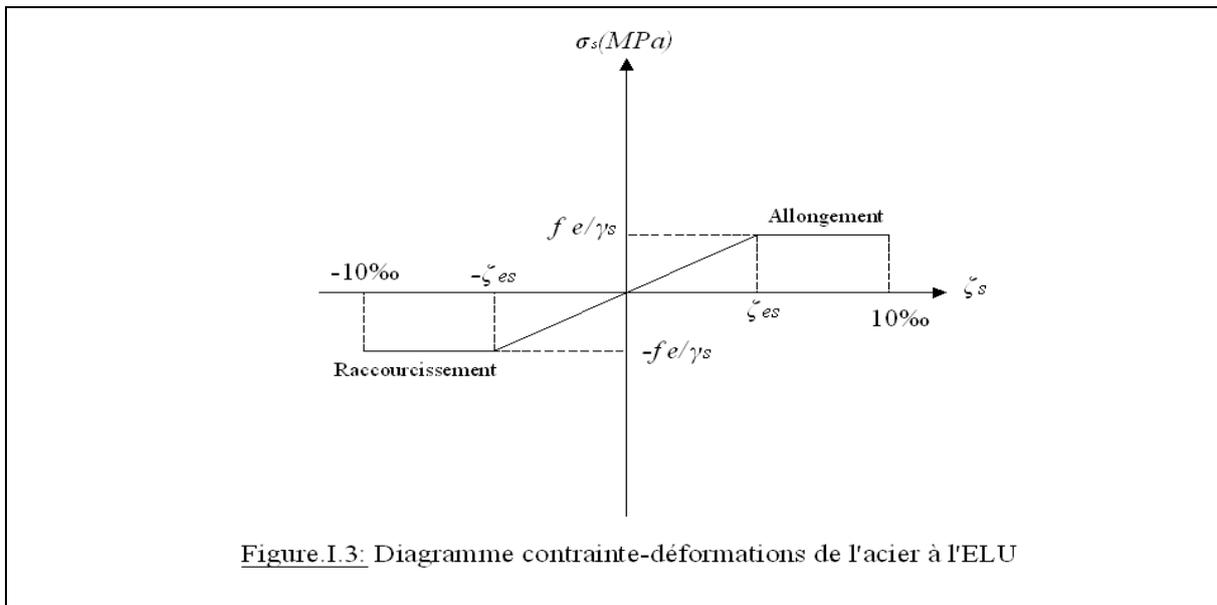
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les essais ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s= 2,1 \times 10^5$ MPa

I.6.3- Les contraintes limites de calcul

Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



$f_e$ :Contrainte limite élastique.

$\xi_s$ : Déformation (allongement) relative de l'acier →  $\zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$ :Contrainte de l'acier. :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

C.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

-Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

-Fissuration

préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

-Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta\right)$  (MPa)

$\eta$ : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

D. Le coefficient d'équivalence :

$$\zeta_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_b}$$

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n: Coefficient d'équivalence.

Es: Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

**I.7- HYPOTHESES DE CALCUL**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

- La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

\* Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

- La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

**II.1- Introduction**

Le pré-dimensionnement est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l’effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d’une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Le pré-dimensionnement a pour but d’estimer les dimensions des éléments constituant la structure :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les éléments secondaire

En utilisant des règlements en vigueur, notamment les RPA99 m2003, BAEL91 m99

**II.2- Pré-dimensionnement des planchers**

Le plancher est un ouvrage qui est dans une construction une plate-forme horizontale leurs fonctions principales sont :

- Porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assurer l’isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Un séparateur entre deux étages.

**a. Les dalles en corps creux**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées (nervures unidirectionnelles) associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec :}$$

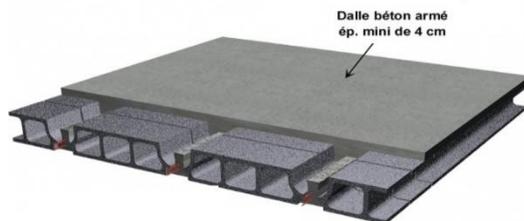
e : Epaisseur du plancher.

L : est la grande portée du panneau considère ;  $L_{max} = 320$  cm

$$\frac{320}{25} \leq h_t \leq \frac{320}{20} \quad \longrightarrow \quad 12.8 \leq h_t \leq 16$$

On opte donc pour un plancher de (16+5) cm

- Dalle de compression ..... 5 cm
- corps creux..... 16 cm



**Figure II.1** : dessin d’un plancher en corps creux

**b. Dalle pleine**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par :

- résistance au feu :
  - e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
  - e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
  - e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

- isolation phonique :

Selon les règles technique « BAEL91 m93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur un seul appui  $L_x = 1.2 \text{ m}$

$$\frac{L}{35} \leq h_t \leq \frac{L}{30} \quad \frac{120}{35} \leq h_t \leq \frac{120}{30} \quad \longrightarrow \quad 3.42 \leq h_t \leq 4$$

Le Choix : e = 15(cm)

**II.3- Evaluation des charges**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage, ce dernier contient les types de planchers

**a. Charge permanent : (G)**

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs et les éléments secondaires (escalier, acrotère...), pour faire la descente des charges afin déterminer la distribution des charges et surcharges pour chaque élément.

**Poids surfacique du plancher**

**. Plancher terrasse (terrasse non accessible)**

➤ dalle en corps creux :

- 1- Protection mécanique en gravier (e=5 cm ;  $\rho=17 \text{ kN}$ ).....(0,05).(18) = 0,9 kN/m<sup>2</sup>
- 2- Etanchéité multicouche(e=2 cm ;  $\rho=6 \text{ kN/m}^3$ ).....= 0,12 kN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente ( $e_{\text{moy}}=10 \text{ cm}$  ;  $\rho=22 \text{ kN/m}^3$ ).....(0,10).(22) = 2,2 kN/m<sup>2</sup>
- 4- Isolation thermique (liège; e=4 cm ;  $\rho=4 \text{ kN/m}^3$ ).....(0,04).(4) = 0,16 kN/m<sup>2</sup>
- 5- Dalle de compression +corps creux (16+5)cm.....= 3.05 kN/m<sup>2</sup>
- 6- Enduit de plâtre(e=2cm ;  $\rho=10\text{kN/m}^3$ ).....(10).(0,02) = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

$$\Sigma G = 6,63 \text{ kN/m}^2$$

**. Plancher courant**

➤ **En corps creux**

- 1- Parquets (e=2.3cm).....(0,023).(25) = 0,575 kN/m<sup>2</sup>
- 2- Mortier de pose (e =2cm)..... (0,02).(20) = 0,40 kN/m<sup>2</sup>
- 3- Lit de sable (e=3cm).....(0,03).(18) = 0,54 kN/m<sup>2</sup>
- 4- Dalle de compression +corps creux (16+5) cm.....= 3,05 kN/m<sup>2</sup>
- 5- Enduit de plâtre (2 cm)..... (0,02) . (10) = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

$$\Sigma G = 5,47 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Dalle pleine**

- 1- Parquets (e=2.3cm).....(0,023).(25) = 0,575 kN/m<sup>2</sup>
  - 2- Mortier de pose (e =2cm)..... (0,02).(20) = 0,40 kN/m<sup>2</sup>
  - 3- Lit de sable (e=3cm).....(0,03). (18) = 0,54 kN/m<sup>2</sup>
  - 4- Dalle plein 15 cm..... (0.15). (25)= 3,75 kN/m<sup>2</sup>
  - 5- Enduit de plâtre (2 cm)..... (0,02). (10) = 0,20 kN/m<sup>2</sup>
  - 6- Cloisons légères.....= 1,0kN/m<sup>2</sup>
- Σ G = 5,77 kN /m<sup>2</sup>**

**. Maçonnerie**

➤ **Mur extérieur à double cloison :**

- 1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm ; ρ=10kN/m<sup>3</sup>)..... (0,02).(10) = 0,20 kN/m<sup>2</sup>
  - 2- Briques creuses (e=10cm; ρ=9 kN/m<sup>3</sup>).....(0,10).(9)=0,90 kN/m<sup>2</sup>
  - 3- Lambe d'air (5 cm).....0.(0,05)= 0kN/m<sup>2</sup>
  - 4- Enduit en ciment extérieur(e=2cm; ρ=18 kN/m<sup>3</sup>).....(0,02).(18)=0,36 kN/m<sup>2</sup>
  - 5- Briques creuses (e=15cm; ρ=9 kN/m<sup>3</sup>).....(0,15).(9)=1,35 kN/m<sup>2</sup>
- ΣG = 2,81 kN /m<sup>2</sup>**

➤ **Mur intérieur**

DTR : C1.1 - page 36

**ΣG = 1.05 kN /m<sup>2</sup>**

➤ **Balcon**

- 1- Revêtement en carrelage ..... (20).( 0.02) = 0.40 kN/m<sup>2</sup>
  - 2- Mortier de pose .....(20) (0.02) = 0.40 kN/m<sup>2</sup>
  - 3- Lit de sable..... (18).(0.02) = 0.36 kN/m<sup>2</sup>
  - 4- Dalle en béton armé..... (25) (0.15) =3.75 kN/m<sup>2</sup>
  - 5- Enduit en plâtre .....(12).(0.02) = 0.24 kN/m<sup>2</sup>
- Σ G = 5.15 kN /m<sup>2</sup>**

**b. L'Acrotère**

$S = (0.28 \times 0.08) + (0.07 \times 0.75) + (0.29 \times 0.08) \times \frac{1}{2} + (0.17 \times (0.7 - 0.15)) = 0.18 \text{m}^2$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$G_1 = 25 \times 0,18 = 4.5 \text{ kN/ml}$

Enduit au mortier de ciment (e=2 cm ; ρ=18 kN/m<sup>3</sup>) :

$G = \rho \times e \times P = 18 \times 0.02 \times 2.19 = 0.789 \text{ kN/ml}$

Le poids total de l'acrotère

$G = G_1 + G_2 = 5.289 \text{ kN/ml}$

**c. Les surcharges d'exploitations**

Vu la nature des planchers et leurs usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

- Acrotère.....q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible).....q = 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher courant (habitation).....q = 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC (commerce ).....q = 5 kN/m<sup>2</sup>
- Escaliers ..... q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Balcon .....q = 3.5 kN/m<sup>2</sup>

**II .4. Pré dimensionnement des poutres**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99); elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM

Alors :

- Selon le BAEL 91 m99 :

- La hauteur h de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- La longueur b de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

- Selon le RPA 99 (v2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$

- La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$

- Le rapport hauteur par la largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

- Condition de rigidité :

Nous devons vérifier que :  $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

❖ **Poutres principales :**

On a L max = 665 cm  $\implies$  44.33cm  $\leq h \leq$  66.5cm

On prend : h=50cm.

🔍 Détermination de la largeur « b » :

$0.3h \leq b \leq 0.7h \implies 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$

On prend : b = 30 cm.

- Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » : (zone sismique 3).

$b \geq 20\text{cm} \implies b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ ..... Vérifiée

$h = 30\text{cm} \implies h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$ ..... Vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{h}{b} = 1.66 < 4$ ..... Vérifiée

On choisit alors une poutre de : **b × h = (30 × 50) cm<sup>2</sup>**

❖ **Poutres secondaires**

On a  $L_{max} = 535 \text{ cm}$   $\longrightarrow$   $35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5 \text{ cm}$   
 On prend :  $h = 45 \text{ cm}$ .

⌘ Détermination de la largeur « b » :

$0.3h \leq b \leq 0.7h$   $\longrightarrow$   $13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5$

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

- Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » : (zone sismique 3).  
 Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifiée  
 $h = 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  vérifiée  
 $\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$  vérifiée

On choisit alors une poutre de :  $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

❖ **Poutres chainages**

On a  $L_{max} = 535 \text{ cm}$   $\longrightarrow$   $35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53$ .  
 On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ .

. Détermination de la largeur « b » :

$0.3h \leq b \leq 0.7h$   $\longrightarrow$   $15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$

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

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » : (zone sismique 3).

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$B \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  c vérifiée  
 $h = 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  c vérifiée  
 $\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{h}{b} = 1.66 < 4 \dots\dots\dots$  c vérifiée

On choisit alors une poutre de :  $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

**Remarque:** la flèche sera vérifiée après avoir ferrillé la poutre pour éviter un éventuelle sur Dimensionnement.

**II.5. Pré-dimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

- Etapes de pré dimensionnement (calcul) :
  - Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
  - Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau

- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de Compression simple du poteau.

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions imposées par les « RPA99 v2003 »

- Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q.

Q : Charge d’exploitation.

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Donnée par « BAEL 91 modifié 99 » [5] Avec : n: Nombre d’étage.

Q<sub>0</sub> : La structure d’exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, …, Q<sub>n</sub> : Les surcharges d’exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )	Σ surcharge balcon (kN/m <sup>2</sup> )
N1	Q <sub>0</sub>	Σ <sub>0</sub> =Q <sub>0</sub>	1	0
N2	Q <sub>1</sub>	Σ <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2.5	3.5
N3	Q <sub>2</sub>	Σ <sub>2</sub> =Q <sub>0</sub> +0,9 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3.7	6.3
N4	Q <sub>3</sub>	Σ <sub>3</sub> =Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	4.6	8.4
N5	Q <sub>4</sub>	Σ <sub>4</sub> =Q <sub>0</sub> +0,7(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	5.2	9.8
N6	Q <sub>5</sub>	Σ <sub>5</sub> =Q <sub>0</sub> +0,6(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	5.5	10.5
N7	Q <sub>6</sub>	Σ <sub>6</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	5.5	10.5
N RDC	Q <sub>7</sub>	Σ <sub>7</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	8	10.05

Tableau II.1: Dégression des surcharges

**a. Dimensionnement des poteaux**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1) \text{ Avec :}$$

- \* N<sub>u</sub> : effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q
- \* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ))
- \* B : surface de la section du béton (B=a x b)
- \* γ<sub>b</sub> : coefficient de sécurité pour le béton (γ<sub>b</sub>=1,50).....situation durable
- \* γ<sub>s</sub> : coefficient de sécurité pour l’acier (γ<sub>s</sub>=1,15).....situation durable
- \* f<sub>e</sub> : limite élastique de l’acier (f<sub>e</sub>=500MPa)
- \* f<sub>c28</sub> : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f<sub>c28</sub>=25MPa)

\*  $A_s$  : section d'acier comprimée

\*  $Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ) [m<sup>2</sup>].

Selon le «BAEL 91 m99» 
$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s fe}{B \gamma_s} \right)} = 0.0617Nu$$

**b. Le minimum requis par «RPA99 version 2003»**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} &* \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ &* \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ &* \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Avec (a ;b) : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

On pré-dimensionne 3 types de poteaux. :

**1- Poteau central**

Le poteau plus sollicité est (E – 6) d'une surface de  $S=4,85 \times 6,75 = 32,74\text{m}^2$

❖ Niveau terrasse :

- Poids du plancher.....G X S=6.63x 32.73= 214.81 KN
  - Poids de la poutre principale.....Lxhxbxρ<sub>b</sub>= (3.30+3.45) x0.5x0.3x25=25.31 KN
  - Poids de la poutre chaînage .....Lxhxbxρ<sub>b</sub>= ( 4.55x2)x0.5x0.3x25=34.13 KN
  - Poids de la poutre secondaire.....Lxhxbxρ<sub>b</sub>=(2.95-0.3+1.9)x0.45x0.3x25=15.36KN
  - Charge d'exploitation.....1x32.74=32.74KN
- $N_g=289.61 \text{ KN} \qquad N_Q=32.74\text{KN}$

❖ Niveau étage courant :

- Poids du plancher.....G X S=5,77 x 32,74= 188,91 KN
- Poids de la poutre principale.....L x h x b x ρ<sub>b</sub> = (3.30+3.45) x0.5x0.3x25=25.31 KN
- Poids de la poutre chaînage .....Lxhxbxρ<sub>b</sub>= ( 4.55x2)x0.5x0.3x25=34.13 KN
- Poids de la poutre secondaire.....L x h x b x ρ<sub>b</sub>=(2.95-0.3+1.9) x 0.45x0.3x25=15.36KN

- Poids de poteau..... $h \times a \times b \times \rho_b = (3,06-0.5) \times 0,30^2 \times 25 = 5.76 \text{KN}$
  - Mur intérieur .....  $G \times S = 1 \times 32.74 = 32.74 \text{KN}$
  - Charge d'exploitation..... $1,5 \times (32.74-0.3^2) = 48.98 \text{KN}$
- $N_g = 302.21 \text{ KN}$                        $N_Q = 48.98 \text{ KN}$**

❖ Niveau étage RDC :

- Poids du plancher..... $G \times S = 5,77 \times 32.74 = 188.91 \text{KN}$
- Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = (3.30+3.45) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 25.31 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.95-0.3+1.9) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 15.36 \text{KN}$
- Poids de la poutre chaînage ..... $L \times h \times b \times \rho_b = (4.55 \times 2) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 34.13 \text{ KN}$
- Poids de poteau..... $h \times a \times b \times \rho_b = (3,57-0.5) \times 0,30^2 \times 25 = 6.90 \text{KN}$
- Mur intérieur .....  $G \times S = 1 \times 32.74 = 32.74 \text{KN}$
- Charge d'exploitation..... $5 \times (32.74-0.3^2) = 163.25 \text{KN}$

**$N_g = 303.35 \text{ KN}$                        $N_Q = 163.25 \text{ KN}$**

étages	Gi kN	Qi kN	Gc kN	Qc kN	Nu N	Br	Coté	RPA	Choix
Terrasse	289.61	32.74	289.61	32.74	440083.5	271.8348	20	30	35
R+6	302.21	48.98	591.82	81.72	921537	569.2234	30	30	35
R+5	302.21	48.98	894.03	120.904	1388297	857.5357	35	30	40
R+4	302.21	48.98	1196.24	150.292	1840362	1136.772	40	30	40
R+3	302.21	48.98	1498.45	169.884	2277734	1406.931	40	30	45
R+2	302.21	48.98	1800.66	179.68	2700411	1668.015	45	30	45
R+1	302.21	48.98	2102.87	179.68	3108395	1920.022	50	30	50
RDC	303.35	163.25	2406.22	261.305	3640355	2248.608	50	30	50

Tableau II.2: Descente de charge du poteau central

2- Poteau de Rive

Le poteau plus sollicité est ( D – 6 ) d'une surface de  $S = 6.75 \times 3.23 = 21.80 \text{ m}^2$

❖ Niveau terrasse :

- Poids du plancher..... $G \times S = 6.63 \times 21.80 = 144.53 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = 6.75 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 25.31 \text{ KN}$
- Poids de la poutre chaînage ..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675-0.3) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 8.90 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675-0.3) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$
- L'acrotère .....  $G \times L = 5.289 \times 6.4 = 33.84 \text{ kN}$
- Charge d'exploitation..... $1 \times 21.80 = 21.80 \text{ KN}$

**$N_g = 220.59 \text{ KN}$                        $N_Q = 21.80 \text{ KN}$**

❖ Niveau étage courant :

- Poids du plancher..... $G \times S = 5.77 \times 21.80 = 125.79 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = 6.75 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 25.31 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre chaînage ..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 8.90 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$
  - Poids de poteau..... $h \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.5) \times 0.30^2 \times 25 = 5.76 \text{ KN}$
  - Mur extérieur .....  $G \times S = 2.81 \times 17.85 = 50.16 \text{ KN}$
  - Charge d'exploitation..... $1,5 \times (21.80 - 0.3^2) = 32.57 \text{ KN}$
- $N_g = 223.93 \text{ KN}$                        $N_Q = 32.57 \text{ KN}$

❖ Niveau étage RDC :

- Poids du plancher..... $G \times S = 6.63 \times 17.38 = 115.38 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = 6.5 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 24.38 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre chaînage ..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 8.90 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$
  - Poids de poteau..... $h \times a \times b \times \rho_b = (3.57 - 0.5) \times 0.30^2 \times 25 = 6.91 \text{ KN}$
  - Mur extérieur .....  $G \times S = 2.81 \times 17.85 = 50.16 \text{ KN}$
  - Charge d'exploitation..... $5 \times (21.80 - 0.3^2) = 108.55 \text{ KN}$
- $N_g = 225.08 \text{ KN}$                        $N_Q = 108.55 \text{ KN}$

étages	Gi kN	Qi kN	Gc kN	Qc kN	Nu N	Br	Coté	RPA	Choix
Terrasse	220.59	21.8	220.59	21.8	330496.5	204.1441	20	30	35
R+6	223.93	32.57	444.52	54.37	681657	421.0522	25	30	35
R+5	223.93	32.57	668.45	80.426	1023047	631.9248	30	30	40
R+4	223.93	32.57	892.38	99.968	1354665	836.7619	35	30	40
R+3	223.93	32.57	1116.31	112.996	1676513	1035.564	35	30	45
R+2	223.93	32.57	1340.24	119.51	1988589	1228.33	40	30	45
R+1	223.93	32.57	1564.17	119.51	2290895	1415.061	40	30	50
RDC	225.08	108.55	1789.25	173.785	2676165	1653.038	45	30	50

**Tableau II.2:** Descente de charge du poteau de rive.

3- Poteau d'Angle

Le poteau plus sollicité est (D -1) d'une surface de  $S = 3.68 \times 2.68 = 9.86 \text{ m}^2$

❖ Niveau terrasse :

- Poids du plancher..... $G \times S = 6.63 \times 9.86 = 64.18 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = 3.68 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 13.8 \text{ kN}$
  - Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.01 \text{ kN}$
  - Poids de la poutre chaînage..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 8.90 \text{ kN}$
  - L'acrotère .....  $G \times L = 5.289 \times 6.36 = 33.64 \text{ kN}$
  - Charge d'exploitation..... $1 \times 12.03 = 9.86 \text{ kN}$
- $N_g = 128.53 \text{ KN}$                        $N_Q = 9.86 \text{ KN}$**

❖ Niveau étage courant :

- Poids du plancher..... $G \times S = 5.77 \times 9.86 = 56.89 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = 3.68 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 13.8 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre chaînage..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 8.90 \text{ KN}$
  - Poids de poteau..... $h \times a \times b \times \rho_b = (3.06 - 0.5) \times 0.30^2 \times 25 = 5.76 \text{ KN}$
  - Mur extérieur .....  $G \times S = 2.81 \times 12.14 = 34.11 \text{ KN}$
  - Charge d'exploitation..... $1,5 \times (9.86 - 0.3^2) = 14.66 \text{ KN}$
- $N_g = 127.47 \text{ KN}$                        $N_Q = 14.66 \text{ KN}$**

❖ Niveau étage RDC :

- Poids du plancher..... $G \times S = 5.77 \times 9.86 = 64.18 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre principale..... $L \times h \times b \times \rho_b = 3.68 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 13.8 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre secondaire..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.01 \text{ KN}$
  - Poids de la poutre chaînage..... $L \times h \times b \times \rho_b = (2.675 - 0.3) \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 8.90 \text{ KN}$
  - Poids de poteau..... $h \times a \times b \times \rho_b = (3.57 - 0.5) \times 0.30^2 \times 25 = 6.91 \text{ KN}$
  - Mur extérieur .....  $G \times S = 2.81 \times 12.14 = 34.11 \text{ KN}$
  - Charge d'exploitation..... $5 \times (9.86 - 0.3^2) = 14.66 \text{ KN}$
- $N_g = 128.62 \text{ KN}$                        $N_Q = 48.85 \text{ KN}$**

étages	Gi kN	Qi kN	Gc kN	Qc kN	Nu N	Br	Coté	RPA	Choix
Terrasse	128.53	9.86	128.53	9.86	188305.5	116.3143	15	30	35
R+6	127.47	14.66	256	24.52	382380	236.192	20	30	35
R+5	127.47	14.66	383.47	36.248	572056.5	353.3531	25	30	40
R+4	127.47	14.66	510.94	45.044	757335	467.7976	25	30	40
R+3	127.47	14.66	638.41	50.908	938215.5	579.5256	30	30	45
R+2	127.47	14.66	765.88	53.84	1114698	688.5369	30	30	45
R+1	127.47	14.66	893.35	53.84	1286783	794.8316	35	30	50
RDC	128.62	48.85	1021.97	78.265	1497057	924.7159	35	30	50

**Tableau II.3:** Descente de charge du poteau d'angle.

### Conclusion

- Pour les poutres principales (porteuses), on adopte une section (b×h) telle que :  
 $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- Pour les poutres secondaires (non porteuses), on adopte une section (b×h) telle que :  
 $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- Pour les poteaux on généraliser les sections des poteaux centrales dans les poteaux de rives et d'angles

### III.1. INTRODUCTION

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière, ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000 (v14.2.2) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

### III.2. ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

#### III.2.1. Introduction

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### III.2.2. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

#### III.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots \dots (1)$$

**Avec :**

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K]: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{X}\}, \{X\}$  : Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

{A}: Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[ [K] - \omega^2 [M] ] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A}<sub>i</sub> ou forme modale (modal Shape).

**III.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose, dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un programme de modélisation le logiciel SAP2000 (v14.2.2).

### III.3.1. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le "RPA99 version 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des plancher ont été répartie au chaque poutre.
- En choisissant l'option (Mass source / Frome loads), le SAP 2000 calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule  $(G+\beta Q)$  imposée par le « RPA99 v2003 ».
- Tel que  $\beta=0,2$  (Cas bâtiment d'habitation,)

### IV.3.2. Le Diaphragme

Tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé diaphragme afin de transmettre les charges aux éléments verticaux du contreventement sous-jacents.

Nous avons attribué à tous les planchers une contrainte de types diaphragme ce qui correspond à des planchers rigides dans leur plan.

### IV.3.3. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- ☞ Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- ☞ Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- ☞ Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- ☞ Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

## III.4. ETUDE SISMIQUE

### III.4.1. Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

- La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

-

- Analyse temporelle

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- Calcul statique équivalent

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.

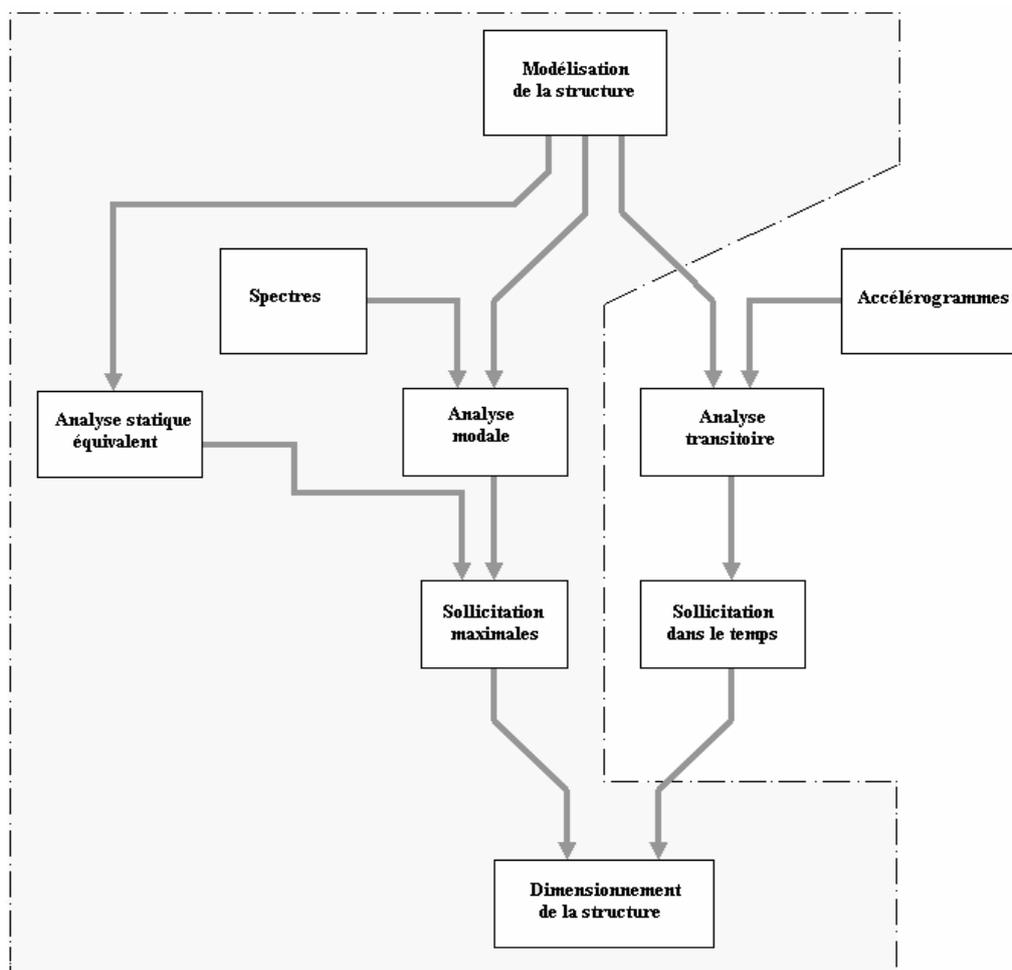


Figure .III.1 : les Etapes du Calcul Sismique. [5]

III.4.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

-La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

-Une fois le spectre de réponse injecté dans le model de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

III.4.3. Procédure de calcul

A. Calcul de la force sismique total

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- Classification de l'ouvrage selon son importance

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance). Ce qui implique **A=0,25**.

- Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} T1= 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{array} \right.$

- Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :

$$\xi = 7\% \quad \longrightarrow \quad \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le "RPA 99 version 2003" :

Soit 
$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

$h_N$  : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : des portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie  $\implies C_T = 0,05$ .

$$T_f = 0,050 (24,99)^{3/4} = 0,558 \text{ s.}$$

Soit 
$$T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec  $h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

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

- Suivant la direction (x - x) :  $T_{fx} = \frac{0,09 \times 24,99}{\sqrt{28}} = 0,425\text{s}$
- Suivant la direction (y - y) :  $T_{fy} = \frac{0,09 \times 24,99}{\sqrt{14,85}} = 0,583\text{s}$

$$T_x = \min (T ; T_x) = (0,558 ; 0,425) = 0,425$$

$$T_y = \min (T ; T_y) = (0,558 ; 0,583) = 0,558$$

$$D' \text{ où : } D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\implies D_y = 2,5 * 0,88 = 2.2$$

$$\implies D_y = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,558}\right)^{2/3} = 2.04$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{q=1,1} \quad \text{et} \quad Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{q=1,1}$$

critère q	P <sub>q</sub>			
	suivant x		suivant y	
	Observé	non observé	bservé	on observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan	0	-	-	0,05
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale		0,1		0,15

Tableau .III.1 : Facteur de Qualité 'q'.

❖ **Le Poids Total De La Structure :**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

$\beta$  : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un  $\beta=0,2$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

❖ **Coefficient de comportement R:**

En fonction du système de contreventement tel que :  $R = 4$  (Portiques contreventés par des voiles)  $H > 33$  m.

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0.25)(2.2)(1.1)}{4} w \quad \Rightarrow \quad V_x = 0.151 W \\ V_y = \frac{(0.25)(2.04)(1.15)}{4} w \quad \Rightarrow \quad V_y = 0.158 W \end{array} \right.$$

**B. Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

## C. Vérification des déplacements inter étage

Nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- $\Delta_k^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_k^y$ ).
- $\delta_{ek}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{ek}^y$ ).
- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut:
  - ✓ Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
  - ✓ Rajouter des voiles dans la structure.

## IV.5. RESULTATS DE L'ANALYSE

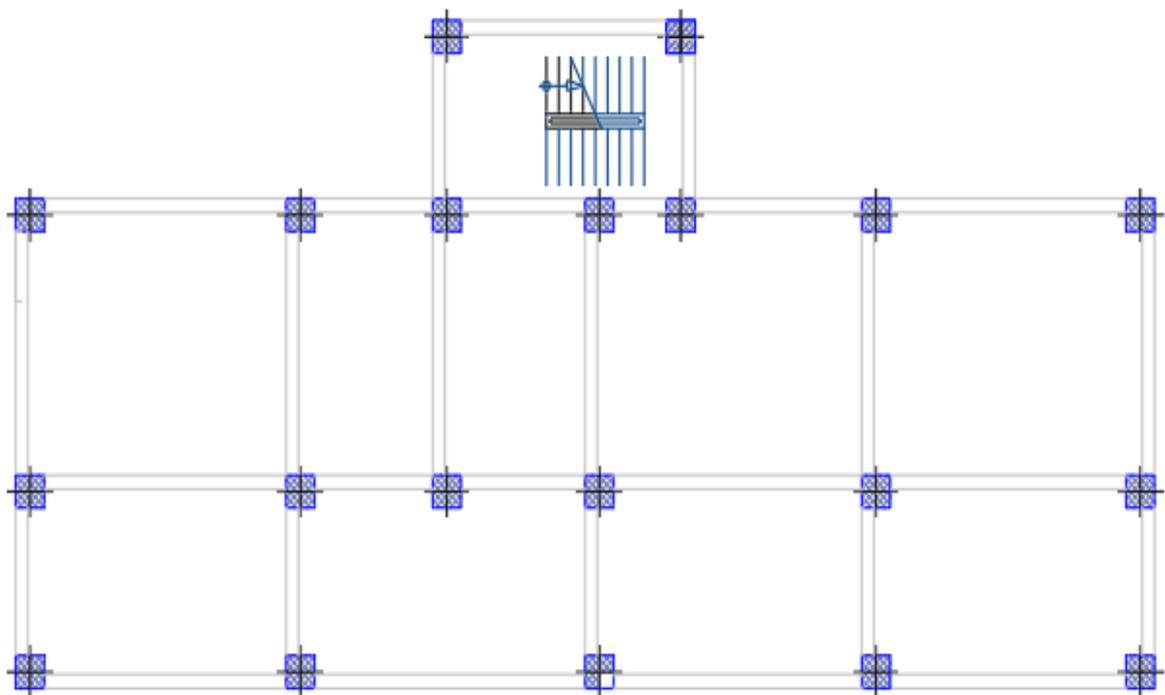


Figure III.2 : Modèle initial.

## ✓ Model initial

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
6 <sup>ème</sup> / 7 <sup>ème</sup> .	Poteau	30 x 30
5 <sup>ème</sup>	Poteau	35 x 35
3 <sup>ème</sup> / 4 <sup>ème</sup>	Poteau	40 x 40
2 <sup>ème</sup>	Poteau	45 x 45
1 <sup>er</sup> / RDC	Poteau	50 x 50

Tableau III.2 : sections des poteaux.

## A- Analyse modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	<b>1.131656</b>	0.00023	<b>0.76082</b>	0.00002006	0.00023	0.76082
2	1.052452	<b>0.26091</b>	<b>0.00751</b>	7.832E-07	0.26114	0.76833
3	0.962193	<b>0.52033</b>	0.00194	7.116E-08	0.78146	0.77027
4	0.352446	0.00013	0.11472	0.00003524	0.7816	0.88499
5	0.333633	0.04069	0.00206	0.00000242	0.82229	0.88705
6	0.306838	0.07186	0.0003	4.661E-08	0.89415	0.88735
7	0.184835	0.00038	0.04698	0.0000161	0.89452	0.93433
8	0.178081	0.02033	0.00206	0.000002746	0.91486	0.93639
9	0.164573	0.02604	0.00018	1.283E-08	0.94089	0.93658
10	0.11536	0.00052	0.02462	0.00024	0.94141	0.96119
11	0.112224	0.01285	0.00203	0.00021	0.95426	0.96322
12	0.108445	2.308E-07	0.00001446	0.1434	0.95427	0.96324
13	0.106889	0.00012	1.508E-10	0.05709	0.95438	0.96324
14	0.106668	0.00009199	0.000007697	0.11038	0.95447	0.96324
15	0.104317	0.0118	0.00017	0.0006	0.96627	0.96342

Tableau III.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

Mode1	Mode2	Mode3
Translation y-y	Rotation	Translation x-x

Tableau III.4: les trois premiers modes du Modèle Initial.

## B- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- 1- Une période du 1<sup>er</sup>Mode  $T_1 = 1,131656s$ .
- 2- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 07 mode.
- 3- Le premier mode est un mode de translation inclinée parallèle y-y
- 4- Le deuxième mode est un mode de rotation.
- 5- Le troisième est un mode de translation inclinée x-x

C- . Résultantes des forces sismiques

-  $W = 30729.367\text{kN}$ .

$V^x = 5070.34556 \text{ kN} \Rightarrow 0.8V^y = 4056.27644\text{kN} \Rightarrow V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,35$

$V^y = 4710.59315 \text{ kN} \Rightarrow 0.8V^x = 3761.27452\text{kN} \Rightarrow V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,28$

**Remarque :**

D’après les RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux entre étages de la structure par le coefficient  $r_x$  ou  $r_y$  selon la direction.

Donc on multiplie directement le coefficient de la accélération normale de la pesanteur  $g$

-  $g_x = r_x * 9,81 = 13.23$

-  $g_y = r_y * 9,81 = 12.63$

D- Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

**Vérification :** Outre les vérifications prescrites par le R.P.A et dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : l’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton

$B_c$  : l’aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Niveaux	$N_d$	$h$	$b$		Obs
	(kN)	(mm)	(mm)		
7 <sup>ème</sup>	356.605	300	300	0.16	ok
6 <sup>ème</sup>	703.802	300	300	0.31	conception non acceptable
5 <sup>ème</sup>	1081.52	350	350	0.35	conception non acceptable
4 <sup>ème</sup>	1489.54	400	400	0.37	conception non acceptable
3 <sup>ème</sup>	1979.07	400	400	0.49	conception non acceptable
2 <sup>ème</sup>	2482.11	450	450	0.49	conception non acceptable
1 <sup>er</sup>	2969.56	500	500	0.48	conception non acceptable
RDC	3435.34	500	500	0.55	conception non acceptable

**Tableau III.5:** Vérification de l’Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial

Niveaux	$N_d$	$h$	$b$		Obs
	(kN)	(mm)	(mm)		
7 <sup>ème</sup>	356.605	500	500	0.06	ok
6 <sup>ème</sup>	703.802	500	500	0.11	ok
5 <sup>ème</sup>	1081.52	550	500	0.15	ok
4 <sup>ème</sup>	1489.54	550	550	0.19	ok
3 <sup>ème</sup>	1979.07	600	600	0.20	ok
2 <sup>ème</sup>	2482.11	600	600	0.24	ok
1 <sup>er</sup>	2969.56	650	650	0.25	ok
RDC	3435.34	650	650	0.29	ok

Tableau III.6 : Vérification de l’Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial

E- Vérification des déplacements inter étage

	Sens x-x				Sens				$h_k$ (cm)	Observation	
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$		Sens x-x	Sens y-y
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			
7 <sup>ème</sup>	5.6284	22.5136	21.1716	1.35	7.1657	28.6628	26.8436	1.8192	3.06	Vérifier	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	5.2929	21.1716	19.0556	2.12	6.7109	26.8436	24.0332	2.8104	3.06	Vérifier	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	4.7639	19.0556	16.2816	2.78	6.0083	24.0332	20.4004	3.6328	3.06	Vérifier	Non Vérifier
4 <sup>ème</sup>	4.0704	16.2816	12.9124	3.37	5.1001	20.4004	16.042	4.3584	3.06	Non Vérifier	Non Vérifier
3 <sup>ème</sup>	3.2281	12.9124	9.2192	3.7	4.0105	16.042	11.3212	4.7208	3.06	Non Vérifier	Non Vérifier
2 <sup>ème</sup>	2.3048	9.2192	5.4176	3.81	2.8303	11.3212	6.556	4.7652	3.06	Non Vérifier	Non Vérifier
1 <sup>er</sup>	1.3544	5.4176	2.0604	3.36	1.639	6.556	2.4504	4.1056	3.06	Non Vérifier	Non Vérifier
RDC	0.5151	2.0604	0	2.06	0.6126	2.4504	0	2.4504	3.57	Vérifier	Vérifier

Tableau III.7 : Vérification de l’Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial.

✓ Résultats de l'analyse dynamique du modèle finale après les modifications

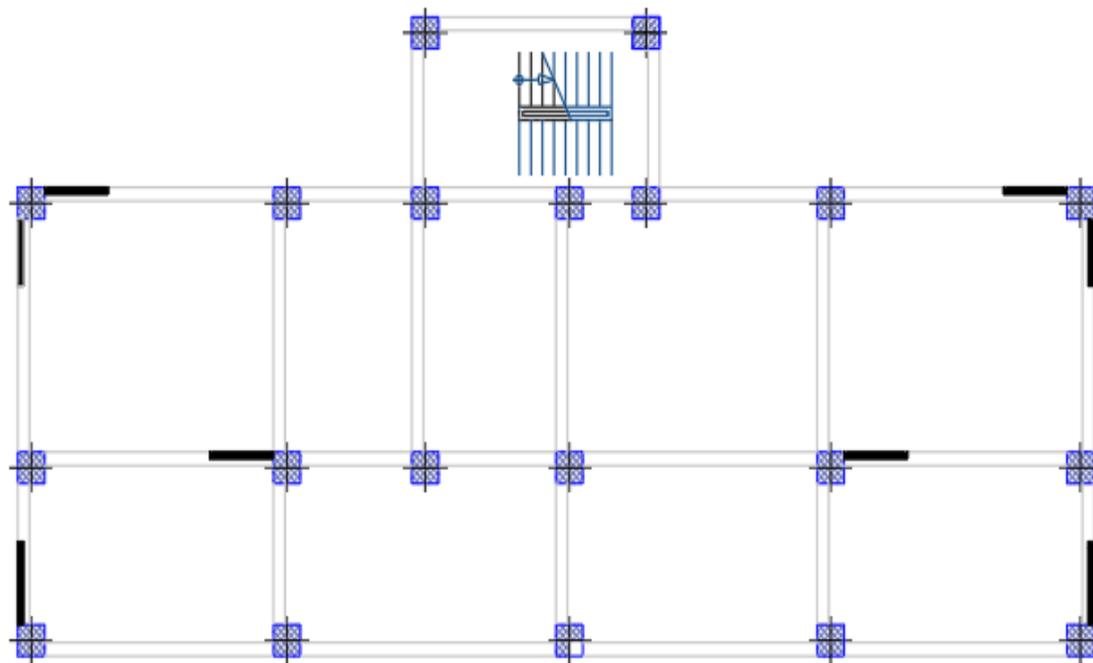


Figure III.3: La dispositions des voiles du model final.

✓ Model final :

Remarque : l'épaisseur des voiles utilisés est égale à  $e=15$  cm.

Etages	Elément	Section/Epaisseur (cm)
7 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	Poteau	50x50
	Voile	15
/5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	Poteau	55x55
	Voile	15
3 <sup>ème</sup> /2 <sup>ème</sup>	Poteau	60x60
	Voile	15
1 <sup>er</sup> / RDC	Poteau	65 x65
	Voile	15

Tableau III.8: sections des poteaux.

## b- Analyse modal

mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.923528	0.00006209	0.757	0.00003508	0.00003272	0.75411
2	0.86659	0.71424	0.00001123	2.564E-08	0.70135	0.75411
3	0.708844	0.06753	0.0003	1.463E-08	0.78052	0.7544
4	0.283358	0.00001296	0.12848	0.00007754	0.78054	0.88398
5	0.275891	0.10763	0.000002069	3.746E-07	0.88816	0.88398
6	0.214931	0.00605	0.00002742	3.217E-07	0.89413	0.88401
7	0.148157	0.04423	0.00076	0.00001389	0.89413	0.93566
8	0.14789	0.00071	0.04957	0.00008311	0.93942	0.93566
9	0.108487	0.00027	0.00004202	0.14235	0.93947	0.93568
10	0.10833	0.00096	0.000001271	0.01081	0.94055	0.93569
11	0.10295	0.00006674	0.00079	0.06679	0.94056	0.93613
12	0.101065	5.372E-09	0.00035	0.00022	0.9406	0.93632
13	0.098554	0.00041	0.00036	0.00335	0.94076	0.93636
14	0.09792	0.00004894	0.02087	0.00251	0.94081	0.93671
15	0.096841	0.00696	0.00007372	0.0005	0.94086	0.95552

Tableau III.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial

Model	Mode2	Mode3
Translation y-y	Translation x-x	Rotation

Tableau III.10: les trois premiers modes du Model final.

## c- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- 1- Une période du 1<sup>er</sup>Mode  $T_1 = 0.920218s$ .
- 2- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 07 mode.
- 3- Le premier mode est un mode de translation parallèle y-y
- 4- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle x-x
- 5- Le troisième est un mode de rotation.
- 6- . Résultantes des forces sismiques :

$$W = 31938.258kN.$$

$$V^x = 4830.66152 kN \Rightarrow 0.8V^y = 3864.52922kN \Rightarrow V_t^x < 0.8V_x \Rightarrow r_x = 1,21$$

$$V^y = 4682.94708 kN \Rightarrow 0.8V^y = 3746.35766kN \Rightarrow V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,11$$

$$\Rightarrow g_x = r_x * 9,81 = 11.96$$

$$\Rightarrow g_y = r_y * 9,81 = 10.92$$

## d- Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

Vérification :

Niveaux	N <sub>d</sub> (KN)	h (mm)	b (mm)		Obs
7 <sup>ème</sup>	364.134	500	500	0.06	ok
6 <sup>ème</sup>	698.128	500	500	0.11	ok
5 <sup>ème</sup>	1041.19	550	550	0.14	ok
4 <sup>ème</sup>	1385	550	550	0.18	ok
3 <sup>ème</sup>	1739.41	600	600	0.19	ok
2 <sup>ème</sup>	2214.72	600	600	0.25	ok
1 <sup>er</sup>	2505.42	650	650	0.24	ok
RDC	2880.5	650	650	0.27	ok

Tableau III.11 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle initial

e- Vérification des déplacements inter étage :

	Sens x-x				Sens				h <sub>k</sub> (cm)	Observation
	δ <sub>ek</sub> (cm)	δ <sub>k</sub> (cm)	δ <sub>k-1</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	δ <sub>ek</sub> (cm)	δ <sub>k</sub> (cm)	δ <sub>k-1</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)		
7 <sup>ème</sup>	4.0347	16.1388	15.064	1.08	4.4404	17.7616	16.1476	1.61	3.06	Vérifier
6 <sup>ème</sup>	3.766	15.064	13.497	1.57	4.0369	16.1476	14.1816	1.97	3.06	Vérifier
5 <sup>ème</sup>	3.374	13.497	11.5056	2	3.5454	14.1816	11.828	2.35	3.06	Vérifier
4 <sup>ème</sup>	2.8764	11.5056	9.1144	2.4	2.957	11.828	9.16	2.96	3.06	Vérifier
3 <sup>ème</sup>	2.2786	9.1144	6.516	2.6	2.29	9.16	6.3348	2.83	3.06	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	1.629	6.516	3.83.78	2.68	1.5837	6.3348	3.5824	2.75	3.06	Vérifier
1 <sup>er</sup>	0.9594	3.83.78	1.4688	2.37	0.8956	3.5824	1.2644	2.13	3.06	Vérifier
RDC	0.3672	1.4688	0	1.47	0.3161	1.2644	0	1.27	3.57	Vérifier

Tableau III.12: Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux de modèle Finale.

a. Justification du choix du coefficient de comportement :

Effort normal total à la base de la structure P<sub>Tot</sub>= 11706.26 kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles P<sub>voiles</sub>= 2025.153kN.

P<sub>voiles</sub> / P<sub>Tot</sub> = 17% < 20%.

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales alors selon l'article 3.4.A.4b dans le RPA2003 v2003,  
Système de contreventement constitué par des Portiques contreventés par des voiles en béton armé

- ✓ En fonction du système de contreventement tel que :  $R = 4$  (Portiques contreventés par des voiles) car la hauteur du bâtiment ne dépasse pas 33m par mesure de sécurité on opte pour un coefficient de ductilité  $R=4$

### Conclusion

La démarche suivie pour définir le modèle finale étaient de :

- Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ( $=0.8*V$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base  $V_i$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ( $0.8*V$ ) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage
- Vérifier l'effort normal réduit. - Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les étages	RDC	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>
<b>Poteau (b=h) (cm)</b>	65	65	60	60	55	55	50	50
<b>Voile (cm)</b>	15	15	15	15	15	15	15	15

## IV.1. Ferrailage des poutres

### IV.1.1- Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

#### a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q

#### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

### Recommandations selon RPA99 version 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

### IV.1.2- Calcul de ferrailage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

- Les poutres avec voile

Niveau	Section	Situation	Position	M <sup>3max</sup> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	A's <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> +..... +6 <sup>ème</sup> Etagé	PP 50*30	Durable	Sur Appui	-174.80	0	8.15	7.5
			En Travée	162.56	7.54	0	7.5
		Accidentelle	Sur Appui	-348.42	0	16.03	7.5
			En Travée	146.82	6.94	0	7.5
	PS 45*30	Durable	Sur Appui	-62.75	0	2.86	6.75
			En Travée	31.05	1.40	0	6.75
		Accidentelle	Sur Appui	-449.52	0	24.58	6.75
			En Travée	422.22	23.45	0	6.75
Terrasse	PP 50*30	Durable	Sur Appui	-163.95	0	7.81	7.5
			En Travée	174.24	8.33	0	7.5
		Accidentelle	Sur Appui	-181.58	0	8.17	7.5
			En Travée	141.61	6.67	0	7.5
	PS 45*30	Durable	Sur Appui	-49.23	0	2.23	6.75
			En Travée	28.39	1.27	0	6.75
		Accidentelle	Sur Appui	-162.73	0	7.74	6.75
			En Travée	114.25	5.19	0	6.75

Tableau IV.1 : Ferrailage des poutres Avec voile à usage d'habitation

- Les poutres sans voile

Niveau	Section	Situation	Position	M <sup>3max</sup> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	
RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> +..... +6 <sup>ème</sup> Etage	PP 50*30	Durable	Sur Appui	-191.13	0	9.22	7.5
			En Travée	187.24	9.01	0	7.5
		Accidentelle	Sur Appui	-318.53	0	16.47	7.5
			En Travée	295.85	15.08	0	7.5
	PS 45*30	Durable	Sur Appui	-121.25	0	5.66	6.75
			En Travée	61.49	2.80	0	6.75
		Accidentelle	Sur Appui	-256.65	0	12.80	6.75
			En Travée	182.62	8.77	0	6.75
	P. chainage 50*30	Durable	Sur Appui	-131.25	0	6.17	7.5
			En Travée	99.53	4.60	0	7.5
		Accidentelle	Sur Appui	-244.09	0	12.09	7.5
			En Travée	96.98	4.48	0	7.5
Terrasse	PP 50*30	Durable	Sur Appui	-188.30	0	9.07	7.5
			En Travée	197.38	9.55	0	7.5
		Accidentelle	Sur Appui	-203.60	0	9.88	7.5
			En Travée	149.78	7.08	0	7.5
	PS 45*30	Durable	Sur Appui	-126.35	0	5.91	6.75
			En Travée	67.59	3.09	0	6.75
		Accidentelle	Sur Appui	-178.36	0	8.55	6.75
			En Travée	60	2.73	0	6.75
	P. chainage 50*30	Durable	Sur Appui	-108.53	0	5.04	7.5
			En Travée	106.85	4.96	0	7.5
		Accidentelle	Sur Appui	-120.86	0	5.64	7.5
			En Travée	80.59	3.70	0	7.5

Tableau IV.2 : Ferrailage des poutres sans voile à usage d'habitation

- Choix des armatures : plancher terrasse

Section	Position	M <sup>3max</sup> (kN.m)	As <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	As <sup>calcul</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature	As <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
PP 50*30	Sur Appui	-203.60	60	90	7.5	9.88	4T14 + 4T12	10.68
	En Travée	197.38				11.62	6T16	12.06
PS 45*30	Sur Appui	-178.36	54	81	6.75	8.55	4T14 + 2T12	9.24
	En Travée	67.59				3.60	4T16	8.04
P. chain 50*30	Sur Appui	-120.86	60	90	7.5	5.64	4T16	8.04
	En Travée	106.85				5.85	4T16	8.04

Tableau IV.3 : Choix des armatures pour les poutres sans voile à usage d'habitation

- Choix des armatures : Etage courant

Section	Position	M <sup>3max</sup> (kN.m)	As <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	As <sup>calcul</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature	As <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
PP 50*30	Sur Appui	-318.53	60	90	7.5	14.69	6T16 + 2T14	15.14
	En Travée	295.85				15.09	6T16 + 2T14	15.14
PS 45*30	Sur Appui	-256.65	54	81	6.75	11.85	6T16	12.06
	En Travée	182.62				8.77	6T14	9.24
P. chain 50*30	Sur Appui	-244.09	60	90	7.5	10.85	4T16 + 2T14	11.12
	En Travée	99.53				5.42	4T14	6.16

**Tableau IV.4 :** Choix des armatures pour les poutres sans voile à usage d'habitation

- Choix des armatures : étage courant

Section	Position	M <sup>3max</sup> (kN.m)	As <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	As <sup>calcul</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature	As <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
PP 50*30	Sur Appui	-348.42	60	90	7.5	16.03	8T16	16.08
	En Travée	162.56				9.03	6T14	9.24
PS 45*30	Sur Appui	-449.52	54	81	6.75	25.53	4T25 + 2T20	25.92
	En Travée	422.22				23.50	4T25 + 2T20	25.92

**Tableau IV.5 :** Choix des armatures pour les poutres avec voile à usage d'habitation.

- Choix des armatures : plancher terrasse

Section	Position	M <sup>3max</sup> (kN.m)	As <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	As <sup>calcul</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature	As <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
PP 50*30	Sur Appui	-181.58	60	90	7.5	8.72	6T14	9.24
	En Travée	174.24				10.55	4T14 + 4T12	10.68
PS 45*30	Sur Appui	-162.73	54	81	6.75	7.74	4T16	8.04
	En Travée	114.25				5.31	4T16	8.04

**Tableau IV.6 :** Choix des armatures pour les poutres avec voile à usage d'habitation.

#### IV.1.3- Condition non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd * (f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Section	A <sub>s (min)</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	vérification
50*30	9.24	1.30	Vérifier
45*30	8.04	1.17	Vérifier

**Tableau IV.7 :** Vérification de la condition de non fragilité.

## IV.1.4- Vérification a ELS

- Poutre principale

Usage	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
habitation	Sur Appui	-139.126	10.59	15	144.51	250	Vérifier
	En Travée	136.166	10.37		141.43		
terrasse	Sur Appui	-137.93	10.50	15	143.26	250	Vérifier
	En Travée	144.93	11		150.10		

Tableau IV.8 : Vérification des poutres principales à L'ELS.

- Poutre secondaire

Usage	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
habitation	Sur Appui	-88.11	6.71	15	91.52	250	Vérifier
	En Travée	44.68	3.40		46.41		
terrasse	Sur Appui	-92.43	7.04	15	96.04	250	Vérifier
	En Travée	49.43	3.76		51.34		

Tableau IV.9 : Vérification des poutres secondaires à L'ELS.

- Poutre chaînage

Usage	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
habitation	Sur Appui	-95.66	7.28	15	99.36	250	Vérifier
	En Travée	72.25	5.50		75.04		
terrasse	Sur Appui	-79.47	6.05	15	82.54	250	Vérifier
	En Travée	78.12	5.95		81.14		

Tableau IV.10 : Vérification des poutres chaînages à L'ELS.

## IV.1.5- Vérification l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x50	296.42	1.92	2.5	OK
	30*45	119.76	0.98	2.5	OK
terrasse	30x50	159.29	1.17	2.5	OK
	30*45	127.01	1.04	2.5	OK

Tableau IV.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

## IV.1.6- Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f<sub>c</sub>=400MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

• Selon le RPA 99 version 2003 :  $\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZC	S <sub>t</sub> (cm)ZN	ZN	ZC		
principale	30x50	296.42	1.92	40	25	12.5	10	20	3.14	<b>4T8</b>
Secondaire	30x40	127.01	1.04	32.4	22.5	11.25	10	20	0.99	<b>4T8</b>

Tableau IV.12: Calcul des armatures transversales

IV.1.7- Arrêt des barres

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $\begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}}; L_{\text{droite}})$

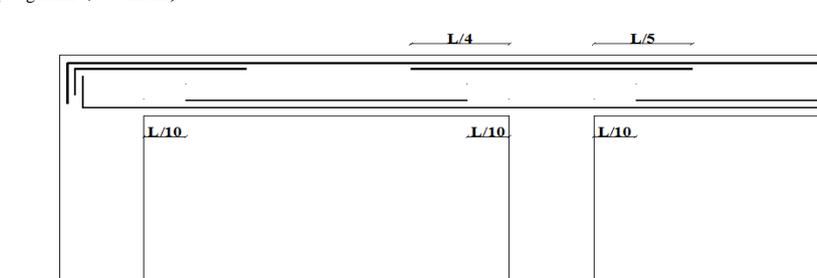


Figure IV.1 : Arrêt des barres.

**IV.1.8- Vérification de la flèche :**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$ .

Tel que :

Poutre principale (30x50) :  $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{730}{1000} = 1.23 \text{ cm}$

Poutre secondaire (30x45) :  $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{590}{1000} = 1.09 \text{ cm}$

Poutre chaînage (30x50) :  $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{590}{1000} = 1.09 \text{ cm}$

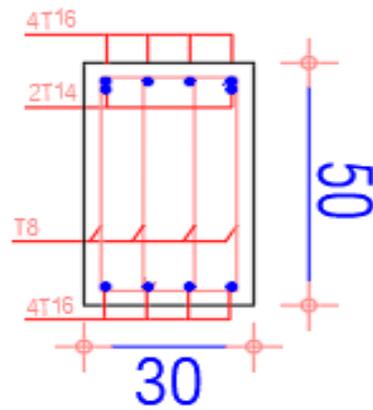
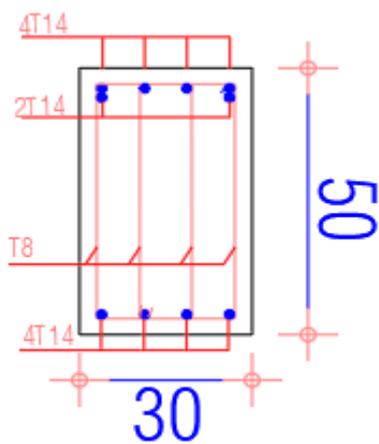
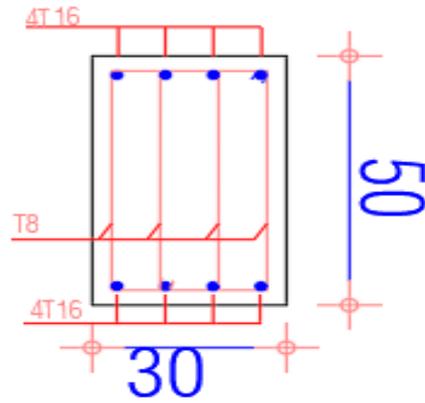
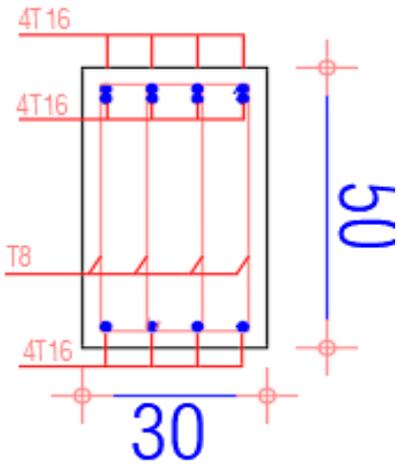
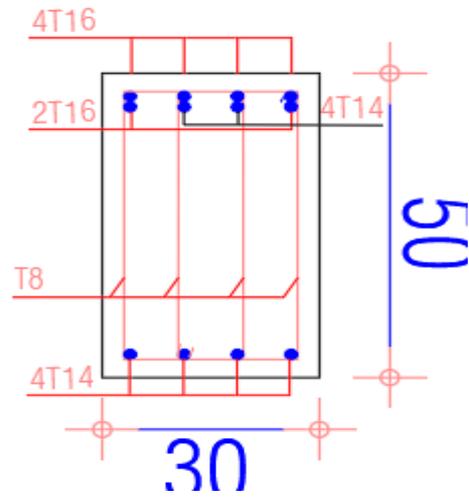
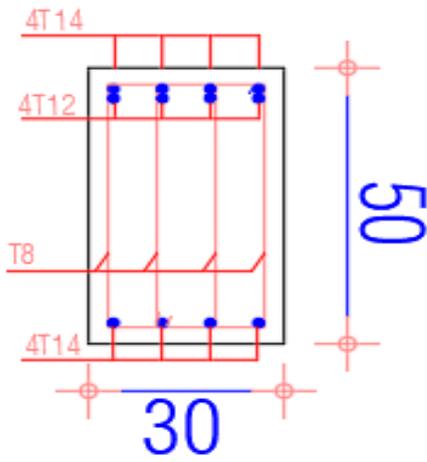
**Remarque :**

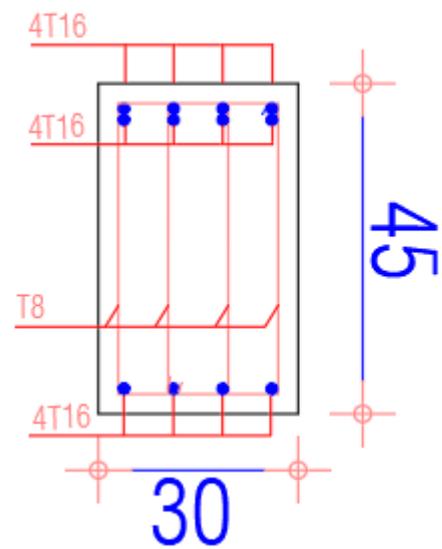
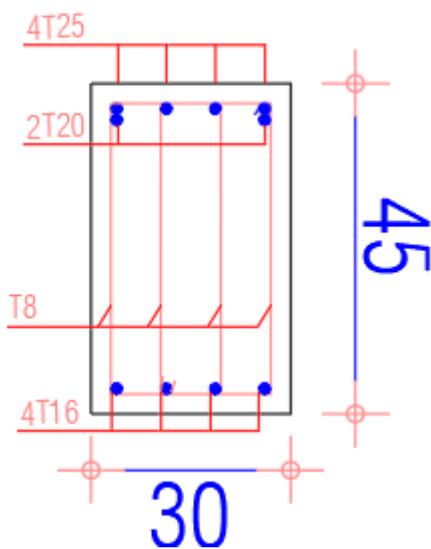
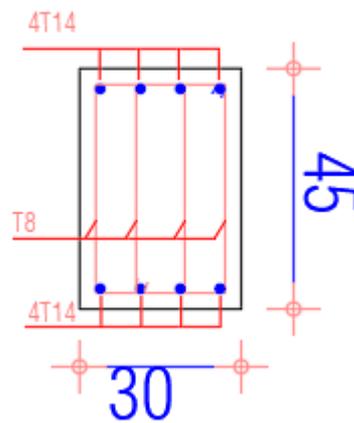
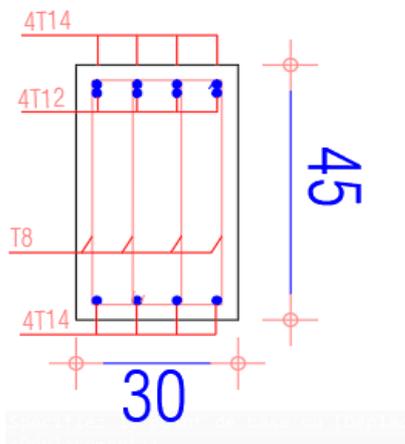
- en utilise le logiciel **SOCOTEC** pour la vérification de la flèche.

Niveau	Section (cm)	f (mm)	f <sup>adm</sup> (mm)	Observation
<b>1<sup>er</sup> ..... 6<sup>ème</sup> étage</b>	PP 30 * 50	6,768	12.3	Vérifiée
	PS 30 * 45	3.2	10.9	Vérifiée
	PC 30 * 50	5.06	10.9	Vérifiée
<b>Terrasse</b>	PP 30 * 50	11.15	12.3	Vérifiée
	PS 30 * 45	3.76	10.9	Vérifiée
	PC 30 * 50	5.23	10.9	Vérifiée

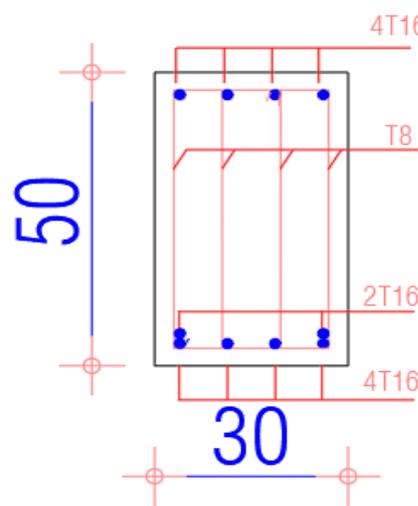
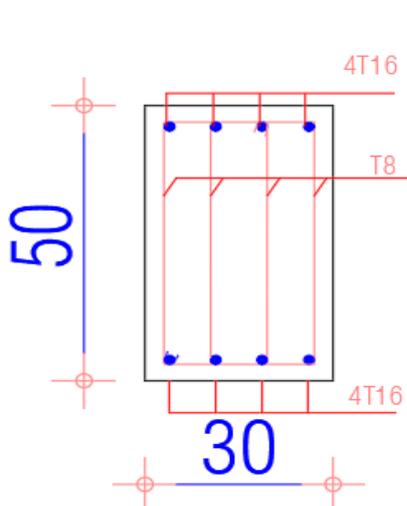
**Tableau IV.13:** vérification de la flèche des poutres.

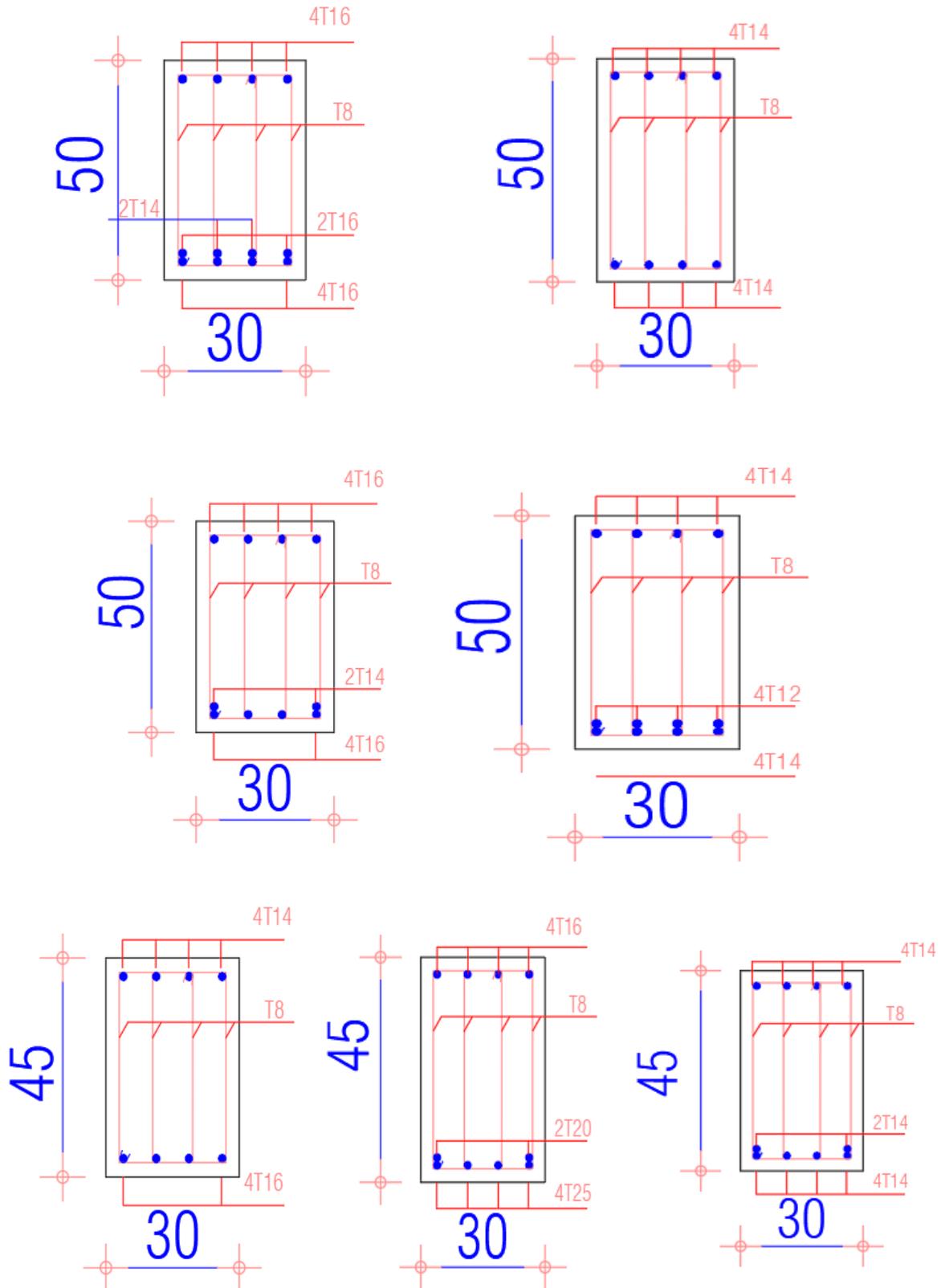
En appui :





En travée





FigureIV.1 : dessin de ferrailage des poutres

## IV.2.Ferraillage des poteaux

### IV.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	500	434.78
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

**Tableau IV.14 :** Des contraintes béton-acier

### IV.2.2- Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable  $\rightarrow$  ELU :  $1,35G+1,5Q$   $\rightarrow$  ELS :  $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :  $G+Q+E$  -  $0,8G\pm E$

### IV.2.3- Programme de calcul

On a utilisé deux programmes pour le ferraillage des poteaux qui sont sollicité en flexion composé prenant en compte l'interaction entre l'effort normal (compression/traction) avec le moment fléchissant.

- **Programme 1 : Socotec**

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- effort normal de traction et le moment correspondant ( $N^{\text{trac}}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

#### - Situation durable

- Combinaison :  $1,35G+1,5Q$

➤ ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Niveaux	D (cm)	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	-2880.30	11.82	0	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	-2114.72	7.95	0	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	-1384.99	77.80	0	0	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	-698.136	72.04	0	0	22.5

**Tableau IV.15 :** Efforts internes et section d'armature calculée

➤  $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$  :

Niveaux	D (cm)	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	-1035.27	28.62	0	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	-718.414	28.856	0	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	-411.946	26.55	0	0	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	-115.71	35.48	0.4	0	22.5

**Tableau IV.16** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤  $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$  :

Niveaux	D (cm)	$M^{\max}$ (kN)	$N^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	102.16	-2453.78	0	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	96.16	-1699.425	0	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	95.72	-1009.95	0	0	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	129.94	-338.31	3.16	0	22.5

**Tableau IV.17** : Efforts internes et section d'armature calculée

**- Situation accidentelle**

Combinaison : G+Q+E ; 0,8G±E

➤  $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$  :

Niveaux	D (cm)	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	-2880.49	407.29	0	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	-2106.36	203.93	0	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	-1304.062	141.53	0	0	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	-561.415	79.57	0	0	22.5

**Tableau IV.18** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤  $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$  :

Niveaux	D (cm)	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	0.323	246.98	8.81	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	-2.95	44.30	1.65	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	-33.40	105.05	4.03	0	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	-28.66	45.39	1.77	0	22.5

**Tableau IV.19** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤ (N<sup>trac</sup>, M<sup>corr</sup>) :

Niveaux	D (cm)	N <sup>trac</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	39.72	37.91	1.76	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	26.39	83.05	3.47	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	/	/	/	/	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	/	/	/	/	22.5

**Tableau IV.20** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤ (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>) :

Niveaux	D (cm)	M <sup>max</sup> (kN)	N <sup>corr</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup>	65 * 65	412.88	-2534.69	0	0	38.03
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60* 60	304.97	-1023.58	2.07	0	32.4
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55 * 55	254.95	-849.469	2.84	0	27.23
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50 * 50	198.98	-240.63	7.23	0	22.5

**Tableau IV.21** : Efforts internes et section d'armature calculée

- **Programme 2 : PMFC [6]**

- Présentation l'ensemble de l'logiciel PMFC

**a. Définition :**

PMFC est un programme utilisé pour calcule des éléments sollicités à la flexion composée tout en prenant en compte le phénomène de flambement dans le calcul, les éléments concernés sont

Acrotères, poteaux, voiles ...ect. Il fonctionne selon le code BAEL 91 modifié 99. Il sert à calculer les éléments qui ont une section carrée ou rectangulaire seulement.

**b. Objectifs :**

- Objectif principal :

Il permet de calculer A<sub>s</sub> et A'<sub>s</sub> la plus défavorable pour le ferrailage à travers le traitement tous les cas possibles pour chaque couple d'effort P et M prés en considération lors du calcul des poteaux

**Remarque :**

il ne traite pas seulement les quatre cas des efforts connus ( N<sup>trac</sup>-M<sup>corr</sup> ; N<sup>comp</sup>-M<sup>corr</sup> ; N<sup>min</sup>-M<sup>corr</sup> ; M<sup>max</sup>-N<sup>corr</sup> ) que l'on fait insérer dans le logiciel « **SOCOTEC** »

- Objectif secondaire :

Il permet de calculer A<sub>s</sub> la plus défavorable selon les deux sens (x-x, y-y).

Il nous donne : la section de l'élément , le couple d'effort (N-M) et la combinaison ( soit ELU ou bien accidentelle ) qui est responsable de chaque A<sub>s</sub> traité.

c. les données saisies :

Figure .2 : formulaire de saisie PMFC

Les données sont dans le tableau suivant :

Les données	Les résultats
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Caractéristique géométrique (<math>h ; b ; c</math>)</li> <li>- Les contraintes des matériaux (<math>f_{c28} ; f_e</math>)</li> <li>- Paramètre de flambement (<math>K ; L_0</math>)                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Axe de rotation (« X-X » ; « Y-Y »)</li> <li>- Situation (<i>Accidentelle ; durable</i>)</li> </ul> </li> <li>- Tableau des résultats obtenir par logiciel de la modélisation</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Toutes les données</li> <li>- Section d'acier plus défavorable (<math>A_s ; A'_s</math>)</li> <li>- Le couple (<math>P ; M</math>) qui ont données la section <math>A_s</math></li> <li>- La combinaison</li> <li>- La section d'acier minimal pour les fibres tendu et comprimé (<math>A_{smin}</math>)</li> </ul>

		Situation Durable		Situation Accidentelle	
		x-x	y-y	x-x	y-y
50 x 50	A's	0	0	0	0
	As	3.66	1.49	7.34	4.5
55 x 55	A's	0	0	0	0
	As	0	0	6.43	4.33
60 x 60	A's	0	0	0	0
	As	0	0	11.21	11.73
65 x 65	A's	0	0	0	0
	As	0	0	12.21	13.89

Tableau IV.22 : section d'armature calculée par PMFC

	A's	As	P	M	Combinaison
50 x 50	0	7.34	-240.638	198.9819	G+Q+Ex
55 x 55	0	6.43	-302.103	215.23	0.8G+Ex
60 x 60	0	15.03	22.47	355.2281	0.8G+Ex
65 x 65	0	13.89	22.47	355.2881	0.8G+Ex

Tableau IV.23 : Efforts internes et section d'armature calculée par PMFC

Comparaison les résultats de section d'armature calculé entre SOCOTEC et PMFC :

	SOCOTEC		PMFC	
	A's	As	A's	As
50 x 50	0	8.81	0	7.34
55 x 55	0	3.74	0	6.43
60 x 60	0	4.03	0	11.73
65 x 65	0	7.23	0	13.89

Tableau IV.24 : comparaison entre SOCOTEC et PMFC.

#### IV.2.4- Choix des armatures

On remarque d'après le résultat que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison accidentelle (G+Q±E / 0.8G+E) et prend la valeur de PMFC pour calculer le ferrailage.

- le ferrailage maximum pour tous les poteaux dont les sections similaire est comparable donc on adopte le même ferrailage pour tous les poteaux d'une même partie

Etages	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>cal</sup>	A <sub>S</sub> <sup>min</sup>	A <sub>S</sub> <sup>max</sup>	A <sub>S</sub> <sup>max</sup>	Choix des armatures	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup>
		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Z.C)(cm <sup>2</sup> )	(Z.R)(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup> / 7 <sup>ème</sup>	50x50	7.34	22.5	100	150	12T16	24.12
4 <sup>ème</sup> / 5 <sup>ème</sup>	55x55	6.43	27.22	121	181.5	8T20+4T16	33.16
2 <sup>ème</sup> / 3 <sup>ème</sup>	60x60	11.73	32.4	144	216	12T20	45.72
RDC / 1 <sup>er</sup>	65x65	13.89	38.03	169	253.5	12T20+4T16	45.72

Tableau IV.25 : Choix des armatures des poteaux

**IV.2.5- Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service**

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
- Acier :
  - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
  - Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
  - Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a.  $N_{\text{max}}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	M <sub>ser</sub> (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC + 1 <sup>er</sup>	65x65	-2106.43	8.60	SEC	57.6	250	3.86	15	ok
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60x60	-1546.76	5.77	SEC	50.1	250	3.36	15	ok
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55x55	-1011.03	56.61	SEC	52.5	250	3.8	15	ok
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50x50	-510.37	52.40	SEC	42.2	250	3.26	15	ok

**Tableau IV.26** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{\text{max}}^{\text{ser}}, M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ )

**b.  $N_{\text{cor}}^{\text{ser}} ; M_{\text{max}}^{\text{ser}}$**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	M <sub>ser</sub> (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC + 1 <sup>er</sup>	65x65	-1790.28	74.32	SEC	59.9	250	4.19	15	ok
2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>	60x60	-1239.83	66.97	SEC	53.1	250	3.79	15	ok
4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup>	55x55	-737.28	69.68	SEC	45.8	250	3.43	15	ok
6 <sup>ème</sup> + 7 <sup>ème</sup>	50x50	-247.88	95.03	SEC	49.5	250	4.571	15	ok

**Tableau IV.27** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}, M_{\text{max}}^{\text{ser}}$ )

**IV.2.6- Vérification de l'effort tranchant :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$       Poteaux carré

Avec :

T<sub>u</sub> : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.(d=h-c)

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifié 99  
 $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.  
 $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 version 2003  
 $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$   
 $\rho_d=0,075$ .....si l'élanement  $\lambda \geq 5$   
 $\rho_d=0,040$ .....si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élanement du poteau

B : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	65 x 65	65.26	0.161	14.15	0.075	1.875	2.5	ok
1 <sup>er</sup>	60 x 60	61.27	0.177	15.96	0.075	1.875	2.5	ok
2 <sup>ème</sup>								
3 <sup>èm</sup>								
4 <sup>ème</sup>	55 x 55	60.71	0.210	18.19	0.075	1.875	2.5	ok
5 <sup>ème</sup> ,								
6 <sup>ème</sup>	50 x 50	74.62	0.314	20.98	0.075	1.875	2.5	ok
7 <sup>ème</sup>								

**Tableau IV.28** : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

**b. ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$ .....si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$ .....si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :  
 $S_t \leq 10\text{cm}$ .....Zone nodale (zone IIb).

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \text{.....Zone courante (zone IIb)}.$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \text{.....si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{.....si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e=500\text{MPa}$  (FeE50).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux

Niveaux	section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65x65	12T20+4T16	20 et 16	10	15
1 <sup>er</sup>					
2 <sup>ème</sup>	60x60	12T20	20	10	15
3 <sup>èm</sup>					
4 <sup>ème</sup>	55x55	8T20+4T16	20 et 16	10	15
5 <sup>èm</sup>					
6 <sup>èm</sup>	50x50	12T16	16	10	15
7 <sup>èm</sup>					

Tableau IV.29 : Espacements maximaux selon RPA99 pour un poteau carré.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

Niveaux	section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	65x65	2.142	4.29	3.75	65.26	N	10	<b>0.75</b>	4T8	2,01
<b>1<sup>er</sup></b>						C	15	<b>1.13</b>	4T8	2,01
<b>2<sup>ème</sup></b>	60x60	2.142	3.25	3.75	61.27	N	10	<b>0.76</b>	4T8	2,01
<b>3<sup>èm</sup></b>						C	15	<b>1.14</b>	4T8	2,01
<b>4<sup>ème</sup></b>	55x55	2.142	2.99	3.75	60.71	N	10	<b>0.82</b>	4T8	2,01
<b>5<sup>èm</sup></b>						C	15	<b>1.24</b>	4T8	2,01
<b>6<sup>èm</sup></b>	50x50	2.142	2.75	3.75	74.62	N	10	<b>1.11</b>	4T8	2,01
<b>7<sup>èm</sup></b>						C	15	<b>1.68</b>	4T8	2,01

**Tableau IV.30** : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

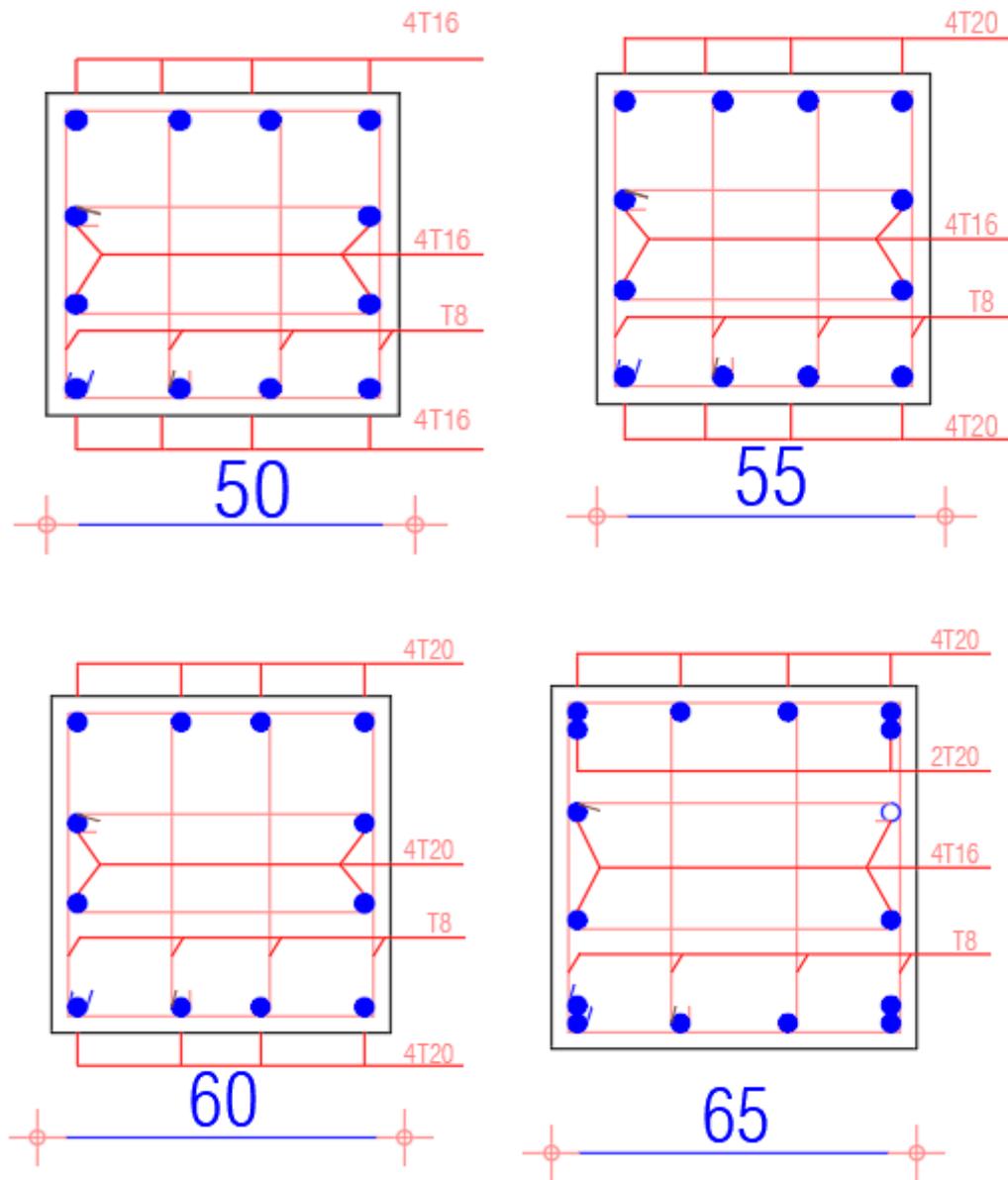


Figure IV. 3 : Ferrailage des poteaux

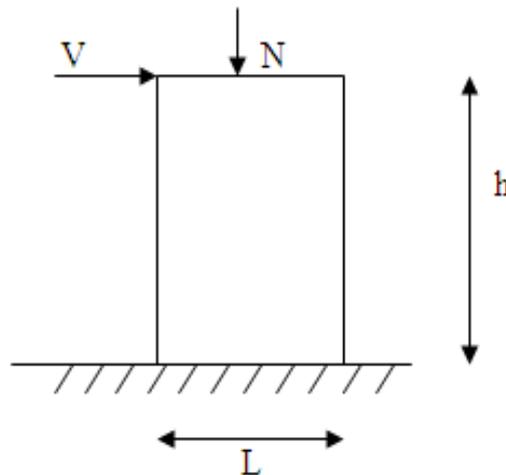
### IV.3.Ferraillage des voiles

#### IV.3.1. Introduction

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construire en béton armé ou non armé.

##### IV.3.1.1.Procédure de ferraillage des trumeaux :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure IV.4 :** Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ )  
et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties  
et de pourcentage  $\rho_H$
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).
- Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

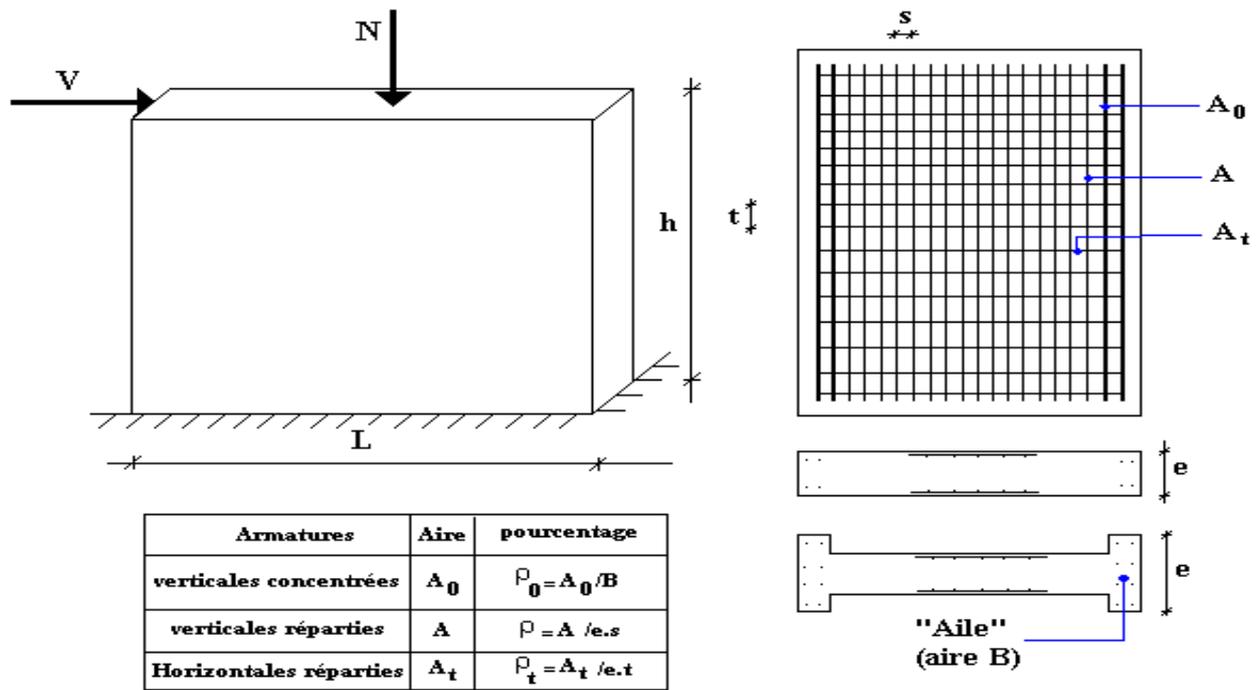


Figure IV.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

IV.3.1.2. Justifications sous sollicitations normales

A. Conditions d'application

- La longueur d du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  Pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  Pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r :  $r \geq 3a$

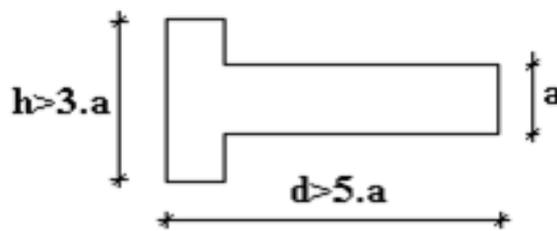


Figure IV.6 : Définition de l'élément mur.

B. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit :

- l: La hauteur libre du mur;
- $l_f$ : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

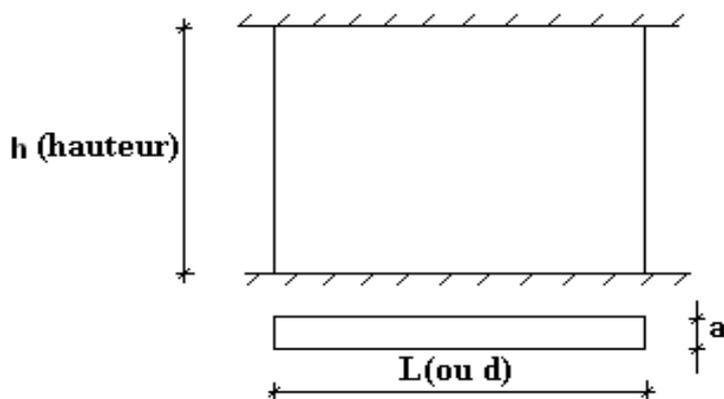


Figure IV.7 : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau IV.31 : Valeurs de  $(l_f/l)$ .

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

C. Effort de compression en ELU Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

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

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota :**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

IV.3.1.3.Exemple de calcul V<sub>1</sub>)

Soit le voile de longueur

L = 1.75m

a = 0,15 m (épaisseur)

h<sub>e</sub> = 3.57 m (hauteurs de RDC)

**A. Contraintes limites**

- h<sub>e</sub> = 3,57 - 0,45 = 3,12m (0,45m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement l<sub>f</sub></b>	<b>M</b>	0,9*3,12=2,81	0,85*3,12=2,65
<b>Elancement λ</b>		$\frac{2,81 \times \sqrt{12}}{0,15} = 64,84$	$\frac{2,65 \times \sqrt{12}}{0,15} = 61,24$
<b>Coefficient α</b>		0.356	0.399
<b>Section réduite B<sub>r</sub> (par ml) Avec d = 0.75m</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	(a-0,02)0.75= (0,15-0,02)0.75 = 0,0975	0.0975
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ <b>Avec d = 0.75m</b>	<b>MPa</b>	$\sigma_{bna} = \frac{0.356}{0.15 \times 0.75} \left( \frac{0.0975 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right)$  $\sigma_{bna} = 7.45 \text{ MPa}$	$\sigma_{bna} = \frac{0.399}{0.15 \times 0.75} \left( \frac{0.0975 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$  $\sigma_{bna} = 13.14 \text{ MPa}$

**Tableau IV.32 :** Calcul de σ<sub>ba</sub> et σ<sub>bna</sub> pour l'exemple (V1)

**B. Armatures de traction :**

<b>Maille</b> $L_i = 0,75 \text{ m}$	1	2
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>)</b> $(a \cdot l) = S_j$	0,1125	0,1125
<b>Contrainte moyenne par maille <math>\sigma_j</math> (MPa)</b>	2.99	13.57
<b>Force de traction</b> $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,336	1.528
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s=1$ )	6,72	30.57
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</b> 1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99 : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1,12  2.24	1,12  2.24
<b>choix</b>	2 x 5T10	2 x 5T20
<b><math>A_v</math> adopté</b>	7.85	31.40
<b><math>S_i</math> : espacement (cm)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
<b><math>S \leq (1.5a, 30\text{cm})</math> <math>S \leq 30 \text{ cm}</math></b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>

Tableau IV.33 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

**C. Armatures de joint de bétonnage (aciens de couture) :** « RPA99 version 2003 »

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

$$A_{vj} = 8.766 \text{ cm}^2$$

**Aciers horizontaux**

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm.}$$

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = 4.98 \quad ;$$

$$A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = 2/3 A_v = 2/3 (30.57) = 20.38 \text{ cm}^2 \quad A_{h2} = 2/3 A_v$$

$$A_{h \min} = (0.15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0.15}{100} (15) \cdot (75) = 1.687 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$A_h = \text{Max} ( A_{h1}, A_{h2}, A_{h \min} ) = 20.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7 \text{ T14} = 21.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{750}{7} = 107.14 \text{ mm}$$

On prend:  $S_t = 107.14 \text{ mm} < S_{t \max} = 300 \text{ mm}$  .....vérifiée

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants

Armatures de traction :  $e = 15 \text{ cm}$  ;  $l_m = 0,75 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}(\text{RPA}) = 3 \text{ cm}^2$

Voile	Etage	maille	$S_i$ (m)	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
V1 - V'1 Li=1.75 m	RDC	1	0.1125	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85
	-	2		13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40
	2 <sup>ème</sup>	1		1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85
	-	2		3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42
	4 <sup>ème</sup>	1		1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85
	-	2		3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42
	5 <sup>èm</sup>	1		1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85
	-	2		2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85
	6 <sup>ème</sup>	1		2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85
	-	2		13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40
	1 <sup>er</sup>	1		1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85
	-	2		3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42
	3 <sup>ème</sup>	1		1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85
	-	2		3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		
1 <sup>er</sup>	1	1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85		
-	2	3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42		
3 <sup>ème</sup>	1	1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85		
-	2	3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42		
4 <sup>ème</sup>	1	1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85		
-	2	2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85		
5 <sup>èm</sup>	1	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85		
-	2	13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40		

	6 <sup>ème</sup>	1		1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85
	- 7 <sup>ème</sup>	2		2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85
V4 - V'4 Li=1.15 m	RDC	1	0.1125	2.99	0.336	6.72	2x5T10	7.85
	- 1 <sup>er</sup>	2		13.57	1.528	30.57	2x5T20	31.40
	2 <sup>ème</sup>	1		1.73	0.194	3.893	2x5T10	7.85
	- 3 <sup>ème</sup>	2		3.93	0.440	8.843	2x6T10	9.42
	4 <sup>ème</sup>	1		1.76	0.198	3.96	2x5T10	7.85
	- 5 <sup>ém</sup>	2		3.6	0.405	8.1	2x6T10	9.42
	6 <sup>ème</sup>	1		1.1	0.123	2.48	2x5T10	7.85
	- 7 <sup>ème</sup>	2		2.75	0.309	6.19	2x5T10	7.85

Tableau IV.34 : Calcul des armatures du voile

## A. Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Voie	étages	Maille	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
V1 Li=0,75m	RDC	1	1.15	3.98	2x4T8	4.02
		2	4.17	14.45	2x5T14	15.39
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>émé</sup>	1	0.82	2.84	2x4T8	4.02
		2	4.22	14.62	2x5T14	15.39
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>émé</sup>	1	0.43	1.48	2x4T8	4.02
		2	3.78	13.09	2x6T12	13.56
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1	0.29	1.00	2x4T8	4.02
		2	2.33	8.07	2x6T10	9.42
V'1 Li=0,75m	RDC	1	3.40	11.78	2x6T12	13.56
		2	3.43	11.88	2x6T12	13.56
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>émé</sup>	1	0.76	2.63	2x4T8	4.02
		2	2.87	9.94	2x5T12	11.3
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>émé</sup>	1	0.46	1.59	2x4T8	4.02
		2	3.64	12.61	2x6T12	13.56
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1	0.41	1.42	2x4T8	4.02
		2	2.92	10.11	2x5T12	11.3
V2 Li=0,75m	RDC	1	2.22	7.69	2x6T10	9.42
		2	3.75	12.99	2x6T12	13.56
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>émé</sup>	1	1.88	6.51	2x5T10	7.85
		2	2.73	9.46	2x5T12	11.3
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>émé</sup>	1	1.61	5.57	2x6T8	6.03
		2	2.63	9.11	2x6T10	9.42
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1	1.10	3.18	2x4T8	4.02
		2	1.43	4.95	2x5T8	5.02

V'2 Li=0,75m	<b>RDC</b> <b>1<sup>er</sup></b>	1	3.20	11.09	2x5T12	11.3
		2	3.36	11.64	2x6T12	13.56
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>ème</sup></b>	1	1.62	5.61	2x6T8	6.03
		2	2.38	8.24	2x6T10	9.42
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>ème</sup></b>	1	1.62	5.61	2x6T8	6.03
		2	2.27	7.87	2x6T10	9.42
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	1	1.28	4.43	2x5T8	5.02
2		1.77	6.13	2x5T10	7.85	
V3 Li=0,75m	<b>RDC</b> <b>1<sup>er</sup></b>	1	1.61	5.57	2x6T8	6.03
		2	3.38	11.71	2x6T12	13.56
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>ème</sup></b>	1	0.66	2.28	2x5T8	5.02
		2	2.44	8.45	2x6T10	9.42
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>ème</sup></b>	1	0.49	1.69	2x5T8	5.02
		2	2.17	7.51	2x5T10	7.85
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	1	0.32	1.10	2x5T8	5.02
2		1.33	4.60	2x5T8	5.02	
V'3 Li=0,75m	<b>RDC</b> <b>1<sup>er</sup></b>	1	2.75	9.52	2x5T12	11.3
		2	2.41	8.35	2x6T10	9.42
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>ème</sup></b>	1	1.06	3.67	2x5T8	5.02
		2	3.20	11.08	2x5T12	11.3
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>ème</sup></b>	1	0.89	.308	2x5T8	5.02
		2	2.95	10.22	2x5T12	11.3
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	1	0.69	2.39	2x5T8	5.02
2		2.16	7.48	2x5T10	7.85	
V4 Li=0,75m	<b>RDC</b> <b>1<sup>er</sup></b>	1	3.92	13.54	2x6T12	13.56
		2	2.96	10.25	2x5T12	11.3
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>ème</sup></b>	1	1.15	3.98	2x5T8	5.02
		2	3.54	12.26	2x6T12	13.56
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>ème</sup></b>	1	1.10	3.81	2x5T8	5.02
		2	3.12	10.81	2x5T12	11.3
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	1	0.78	2.70	2x5T8	5.02
2		2.20	7.62	2x5T10	7.85	
V'4 Li=0,75m	<b>RDC</b> <b>1<sup>er</sup></b>	1	1.21	4.19	2x5T8	5.02
		2	4.51	15.62	2x6T14	18.46
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>ème</sup></b>	1	0.87	3.01	2x5T8	5.02
		2	2.89	10.01	2x5T12	11.3
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>ème</sup></b>	1	0.81	2.80	2x5T8	5.02
		2	2.58	8.70	2x6T10	9.42
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	1	0.57	1.97	2x5T8	5.02
2		1.60	5.54	2x6T8	6.03	

Tableau IV.35 : Armature de joint de bétonnage.

## A. Aciers horizontaux :

voile	Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
V1	RDC 1 <sup>ér</sup>	4.17	8.20	20.93	1.68	20.93	2x7T14	21.54	14.28
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	4.22	8.30	6.28	1.68	8.30	2x6T10	9.42	16.67
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	3.78	7.44	6.28	1.68	7.44	2x5T10	7.85	20
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	2.33	2.33	5.23	1.68	5.23	2x6T8	6.03	16.67
V'1	RDC 1 <sup>ér</sup>	3.43	6.75	20.93	1.68	20.93	2x7T14	21.54	14.28
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	2.87	9.94	6.28	1.68	9.94	2x5T12	11.3	20
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	3.64	7.17	6.28	1.68	7.17	2x5T10	7.85	20
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	2.92	10.11	5.23	1.68	10.11	2x5T12	11.3	20
V2	RDC 1 <sup>ér</sup>	3.75	7.38	18.75	1.68	18.75	2x7T14	21.54	14.28
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	2.73	5.37	10.26	1.68	10.26	2x5T12	11.3	20
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	2.63	5.17	7.53	1.68	7.53	2x5T10	7.85	20
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.43	2.81	5.23	1.68	5.23	2x6T8	6.03	16.67
V'2	RDC 1 <sup>ér</sup>	3.36	6.62	18.75	1.68	18.75	2x7T14	21.54	14.28
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	2.38	4.69	10.26	1.68	10.26	2x5T12	11.3	20
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	2.27	4.67	7.53	1.68	7.53	2x5T10	7.85	20
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.77	2.30	5.23	1.68	5.23	2x6T8	6.03	16.67
V3	RDC 1 <sup>ér</sup>	3.38	6.65	16.08	1.68	16.08	2x6T14	18.46	16.67
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	2.44	4.80	9.04	1.68	9.04	2x6T10	9.42	16.67
	4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	2.17	4.27	7.53	1.68	7.83	2x5T10	7.85	20
	6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.33	2.61	5.23	1.68	5.23	2x6T8	6.06	16.67

V '3	<b>RDC</b> <b>1<sup>ér</sup></b>	2.75	5.41	16.08	1.68	16.08	2x6T14	18.46	16.67
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>émé</sup></b>	3.20	6.3	9.04	1.68	9.04	2x6T10	9.42	16.67
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>émé</sup></b>	2.95	5.80	7.53	1.68	7.53	2x5T10	7.85	20
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	2.16	4.25	5.23	1.68	5.23	2x6T8	6.03	16.67
V4	<b>RDC</b> <b>1<sup>ér</sup></b>	3.92	7.68	18.75	1.68	18.75	2x7T14	21.54	14.28
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>émé</sup></b>	3.54	6.96	7.53	1.68	7.53	2x5T10	7.85	20
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>émé</sup></b>	3.12	6.14	6.28	1.68	6.28	2x7T8	7.03	14.28
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	2.20	4.33	6.28	1.68	6.28	2x7T8	7.03	14.28
V'4	<b>RDC</b> <b>1<sup>ér</sup></b>	4.51	8.87	18.75	1.68	18.75	2x7T14	21.54	14.28
	<b>2<sup>ème</sup></b> <b>3<sup>émé</sup></b>	2.89	5.68	7.53	1.68	7.53	2x5T10	7.85	20
	<b>4<sup>ème</sup></b> <b>5<sup>émé</sup></b>	2.58	5.08	6.28	1.68	6.28	2x7T8	7.03	14.28
	<b>6<sup>ème</sup></b> <b>7<sup>ém</sup></b>	1.60	3.15	6.28	1.68	6.28	2x7T8	7.03	14.28

**Tableau IV.36:** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

**Ferraillage des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment **M** et un effort tranchant **V**. Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

. La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le [2].

Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton sont :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien :  $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$  (  $\tau_u^{cal} = S_{12}$  du fichier résultats du **SAP 2000** )

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile = 0,9 h.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

a). Premier cas :

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V) On devra disposer

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- Des aciers transversaux ( $A_t$ )
- Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau ( $A_c$ )

- Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec:  $Z = h - 2d'$

Où:

$h$  : Est la hauteur totale du linteau.

$d'$  : Est la distance d'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant (  $\text{cal } V = 1,4 V_u$  )

- Aciers Transversaux

Deux cas se présentent :

- Premier sous cas : Linteaux Longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

On a :  $S \leq \frac{A_t f_e z}{V}$  ou :

$S$  : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.  $Z = h - 2d'$

$V$  : Représente l'effort tranchant dans la section considérée (  $V = 1,4 V_u^{\text{cal}}$  )

$l$  : Représente la portée du linteau.

- Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e} \text{ Avec } V = \text{Min}(V_1; V_2)$$

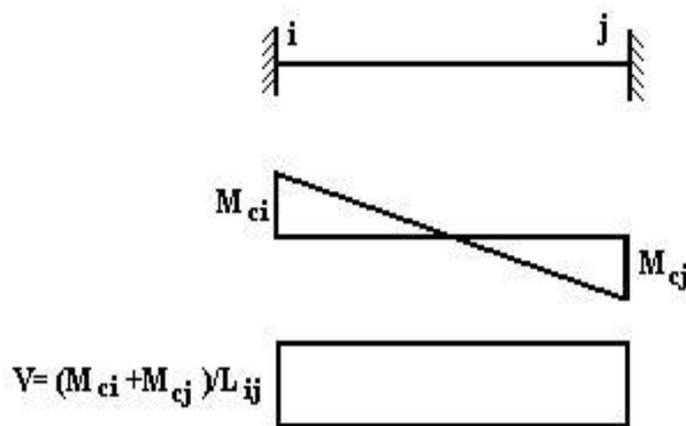


Figure IV.8 : schéma statique de linteau

Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  (voir figure suivante) et calculés par :

$$M_c = A_l f_e Z$$

Où :  $Z = h - 2d$

b). Deuxième cas

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A<sub>D</sub> se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2fe \sin \alpha}$$

Avec :  $\tan \alpha = \frac{h-2d}{l}$

Et :  $V = V_u^{cal}$  (sans majoration)

Ferrailage minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

1 Armatures Longitudinales A<sub>l</sub> et A'<sub>l</sub>

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{Avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

.2 Armatures Transversales A<sub>t</sub>

• si  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S_t$

• si  $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S_t \Rightarrow S_t \leq \frac{h}{4}$  (Espacement des cadres)

3 Armatures de Peau (ou en section courante) A<sub>c</sub>

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A<sub>c</sub> (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2% .C'est à dire :

$$A_c \geq 0,002bh \text{ (en deux nappes).}$$

4 Armatures Diagonals A<sub>D</sub>

• si  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow AD = 0$

• si  $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow AD \geq 0,0015 b h$

### Exemple de calcul

Soit le linteau suivant : h = 0.6 m ; l = 2.7 m ; b = 0,15 m. Les calculs :

$$S_{12} = \tau_u^{cal} = 3.34$$

$$0.06 f_{c28} = \tau'_b = 1.5 \text{ MPa} ; \tau_b > 0.06 f_{c28} \quad \text{on est dans le cas 2}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_l = A'_l > 0,0015(0,15)(0.60)10^4 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2T12 = 2.27 \text{ cm}^2$$

$$A_c = (0,002).(0,15).(0.6)10^4 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_c = 2T12 = 2.27 \text{ cm}^2$  (répartie en deux nappes)

$$0,025f_{c28} = 0,652 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \text{ donc :}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times S_t = (0.0025)(0,15)(0,15)10^4 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ car } S_t^{\max} \leq \frac{h}{4} = 0.15$$

Soit :  $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$        $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$  or  $S_t = 15 \text{ cm} < S_t^{\max}$

$$A_D = \frac{\tau_u b h}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg } \alpha = \frac{h-2d_f}{l} = \frac{60-2(6)}{270} = 0.18 \Rightarrow \alpha = 10.20^\circ$

Soit :  $AD = 2 \times 6T14 = 18.46 \text{ cm}^2$

- $AD = 0,0015 b h = 1.35 \text{ cm}^2$       **c'est vérifié**

Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50 \varphi = 85 \text{ cm}$

$$L_a = 85 \text{ cm}$$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Linteaux	Niveau	Hauteur (m)	$\tau_u$ MPa	$A_l$ cm <sup>2</sup>	Choix		$A_c$ cm <sup>2</sup>	Choix		$A_D$ cm <sup>2</sup>	Choix	
					$A_l$ adopte	$A_t$ cm <sup>2</sup>		$A_t$ adopte	$A_c$ adopte		$A_D$ adopte	
L1 L=2.7m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	3.34	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	16.97	2T12	2x6T14	
					2.27			2.01		2.27		18.46
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		4.17	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	21.19	2T12	2x6T16	
					2.27			2.01		2.27		24.12
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	3.40	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	17.27	2T12	2x6T14			
			2.27			2.01		2.27		18.46		
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.96	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	9.96	2T12	2x4T14			
			2.27			2.01		2.27		12.32		
L2 L=4.15m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	2.55	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	19.99	2T12	2x5T14	
					2.27			2.01		2.27		20.10
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		3.37	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	26.42	2T12	2x7T16	
					2.27			2.01		2.27		28.13
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	3.11	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	24.38	2T12	2x7T16			
			2.27			2.01		2.27		28.13		
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	242	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	18.97	2T12	2x5T14			
			2.27			2.01		2.27		20.10		
L3 L=2.7m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	3.68	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	18.70	2T12	2x5T14	
					2.27			2.01		2.27		20.10
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		4.82	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	24.49	2T12	2x7T16	
					2.27			2.01		2.27		28.13
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	3.87	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	19.66	2T12	2x5T14			
			2.27			2.01		2.27		20.10		
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	2.20	1.35	2T12	0.57	1.8	4T8	11.18	2T12	2x4T14			
			2.27			2.01		2.27		12.32		

L4 L=4.15m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	3.19	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	25.01	2x7T16
	2.27				2.01		2.27		28.13		
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		4.44	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	34.81	2x9T16
	2.27				2.01		2.27		36.17		
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	4.11	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	32.03	2x8T16		
2.27			2.01		2.27		32.15				
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	3.01	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	23.60	2x6T16		
2.27			2.01		2.27		24.12				
L5 L=5.55m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	2.23	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	23.30	2x6T16
	2.27				2.01		2.27		24.12		
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		3.05	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	31.87	2x8T16
	2.27				2.01		2.27		32.15		
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	2.45	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	25.60	2x7T16		
2.27			2.01		2.27		28.13				
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	0.64	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	6.68	2x4T12		
2.27			2.01		2.27		9.05				
L6 L=5.45m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	2.98	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	30.58	2x8T16
	2.27				2.01		2.27		32.15		
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		3.75	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	38.49	2x10T16
	2.27				2.01		2.27		40.19		
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	3.36	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	34.49	2x9T16		
2.27			2.01		2.27		36.17				
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.34	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	13.75	2x5T14		
2.27			2.01		2.27		15.39				
L7 L=5.55m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	2.91	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	30.41	2x8T16
	2.27				2.01		2.27		32.15		
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		3.70	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	38.67	2x10T16
	2.27				2.01		2.27		40.19		
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	2.51	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	26.23	2x7T16		
2.27			2.01		2.27		28.13				
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.52	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	15.88	2x4T16		
2.27			2.01		2.27		16.06				
L8 L=5.45m	RDC 1 <sup>er</sup>	0.6	2.61	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	26.79	2x7T16
	2.27				2.01		2.27		28.13		
	2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>		3.48	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	35.72	2x9T16
	2.27				2.01		2.27		36.17		
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	2.21	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	22.68	2x6T16		
2.27			2.01		2.27		24.12				
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ém</sup>	1.18	1.35	2T12	0.57	4T8	1.8	2T12	12.11	2x4T14		
2.27			2.01		2.27		12.31				

Tableau IV.37 : Calcul des armatures des linteaux

- **Conclusion**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillements des éléments principaux « poutre, poteau, voile »; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par trois logiciels de calcul (SAP2000, SOCOTEC et PMFC) ainsi que on fait une comparaison entre les deux programme de calcule de ferraillage entre SOCOTEC et PMFC.

### V.1 : INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### V.2 : LES TYPES DE FONDATION

- **Fondation superficielle :**
  - Semelle isolée sous Poteau
  - Semelle filante continue sous mur
  - Semelle filante sous plusieurs poteaux
  - Radiers généraux ou nervurés
- **Fondation profonde (semelle sous pieux)**

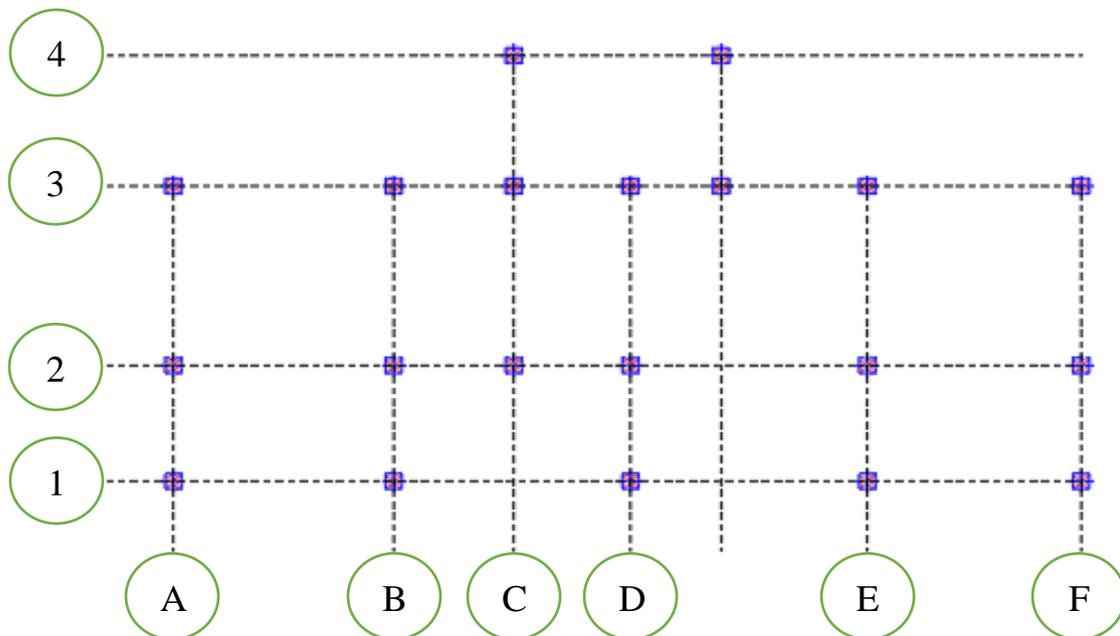


Figure V. 1 : Disposition des axes

### V.3 - LES TYPES DES FONDATIONS

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.

- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=2 bars  
À 1,5 m de profondeur).

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- la charge que comporte l'ouvrage.
- la portance du sol.
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations

### V.3.1 : Semelle isolée sous poteaux

Pré dimensionnement : Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

- Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

$$\text{Avec : } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol}=2\text{bar}$$

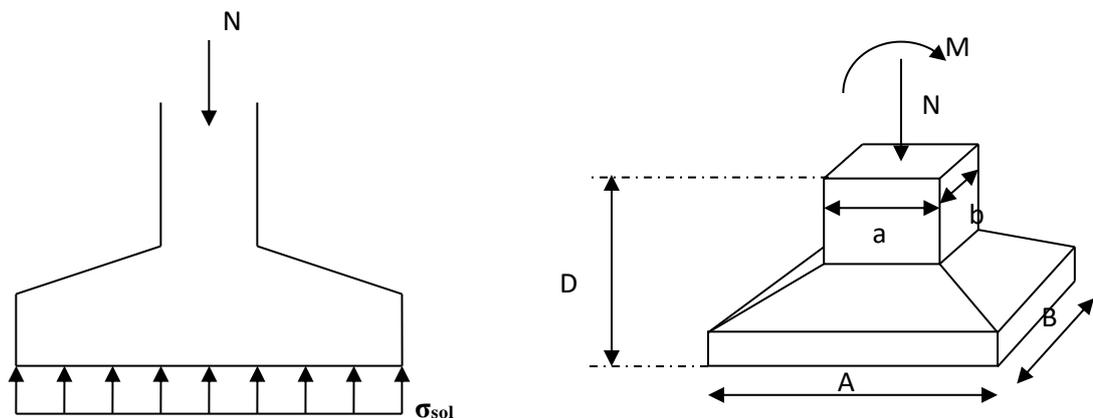


Figure.V.2 : semelle isolé sous poteau

Pour Vérification l'interférence entre deux semelles Il faut vérifier que :  $L_{\min} > 1,5xA$  tel que :

$L_{\min}$  l'entraxe minimum entre deux poteaux

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Joint	Output Case	F3	$\sigma$ sol	S	A	1,5xA	L min	note
		kN	KN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m	m	
182	ELS	2602,389	200	13,01	3,6	5,4	3,8	non
89	ELS	2155,445	200	10,77	3,28	4,92	3,8	non
83	ELS	2106,439	200	10,53	3,24	4,86	3,8	non
151	ELS	2064,461	200	10,32	3,21	4,81	3,8	non
84	ELS	2031,103	200	10,15	3,18	4,77	3,8	non
82	ELS	2017,287	200	10,08	3,17	4,75	3,8	non
120	ELS	1712,423	200	8,56	2,92	4,38	3,8	non
74	ELS	1669,259	200	8,34	2,88	4,32	3,8	non
6	ELS	1522,272	200	7,61	2,75	4,12	3,8	non
66	ELS	1500,168	200	7,5	2,73	4,09	3,8	non
81	ELS	1446,859	200	7,23	2,68	4,02	3,8	non
86	ELS	1446,272	200	7,23	2,68	4,02	3,8	non
5	ELS	1444,889	200	7,22	2,68	4,02	3,8	non
80	ELS	1429,642	200	7,14	2,67	4,01	3,8	non
88	ELS	1394,455	200	6,97	2,64	3,96	3,8	non
213	ELS	1311,011	200	6,55	2,55	3,82	3,8	non
87	ELS	1304,522	200	6,52	2,55	3,82	3,8	non
73	ELS	1104,866	200	5,52	2,34	3,51	3,8	oui
1	ELS	922,587	200	4,96	2,22	3,33	3,8	oui
85	ELS	920,305	200	4,6	2,14	3,21	3,8	oui
772	ELS	422,167	200	2,11	1,45	2,17	3,8	oui
775	ELS	327,868	200	1,64	1,28	1,92	3,8	oui
330	ELS	296,529	200	1,48	1,21	1,81	3,8	oui
911	ELS	296,231	200	1,48	1,21	1,81	3,8	oui
953	ELS	235,765	200	1,18	1,08	1,62	3,8	oui
920	ELS	232,603	200	1,16	1,07	1,6	3,8	oui
612	ELS	149,183	200	0,75	0,86	1,29	3,8	oui
623	ELS	148,196	200	0,74	0,86	1,29	3,8	oui

**TableauV.1** : Sections des semelles isolées.

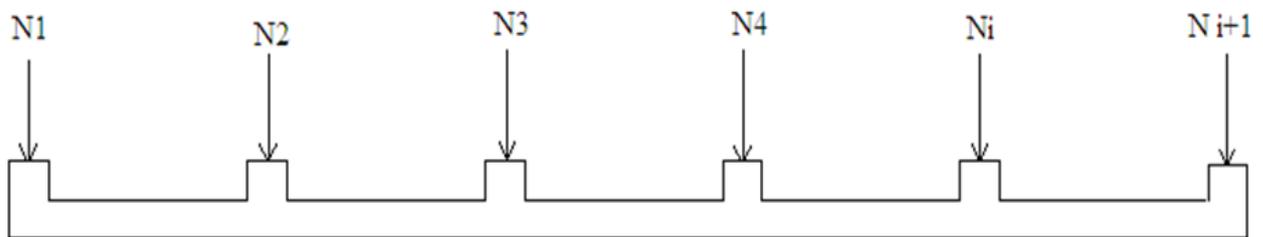
**Remarque**

- Il Ya un chevauchement entre les semelles des poteaux donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes

V.3.2 : Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



**Fig. V.3 Semelle filante**

**Calcul De la largeur des semelles**

File	P kN	$\sigma$ kN /m <sup>2</sup>	L m	B calcul m	B choix m	Sf m <sup>2</sup>
SF1	9516,328	200	27,4	1,73	1,75	47,95
SF2	11900,29	200	27,4	2,2	2,2	60,28
SF3	10955,69	200	27,4	1,99	2,2	60,28
SF4	1842,892	200	10,3	0,89	1	10,3
						178,81

Sf m <sup>2</sup>	Stotal	%
178,81	371,27	47

**Tableau V.2 : la largeur des semelles filantes.**

Donc on opte pour des semelle filante a un sens

- Pré dimensionnement de la semelle filante

1. Dalle

Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm )

On prend  $h = 30$  cm

$$h_t = \left( \frac{B - b}{4} \right) + 5\text{cm}$$

B choix	ht
220	50
175	35
100	35

$$h_t = \left( \frac{220 - 65}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = 46.25 \text{ cm} \rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$$

## 2. Nervure

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique ; La

nervure est rigide :  $L_{\max} \leq \left( \frac{\pi}{2} \times l_e \right) + a$

$$\left( \frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \quad \text{càd} \quad \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur travée}$$

Avec : E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du radier.

$b_n$  : largeur de la nervure

$b_{sf}$  : largeur utile

a : largeur de poteau

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$- I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} \quad ; \quad b_n = 65 \text{ cm}$$

$$- b_{sf} = 2,2 \text{ m}$$

$$- E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$- K = 40 \text{ MN/m}^3$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,04 \times 2200 \times 6800^4}{32164.195 \times 650 \times \pi^4}} = 1.64 \text{ m}$$

- Le choix final :
  - Epaisseur de la dalle du radier  $h=50\text{cm}$
  - Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_n = 165\text{cm} \\ b_n = 65\text{cm} \end{cases}$

Fille	$b_{sf}$	$h_t$	$b_n$	$h_n$ choix
SF1	175	35	65	155
SF2	220	50	65	165
SF3	220	50	65	165
SF4	100	35	65	130

**Tableau V.3** : choix de nervure.

- Vérifications Nécessaires

Vérification des contraintes dans le sol sous radier :

A ELS

Fille	P (kN)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	σ (KN/m <sup>2</sup> )	observation
SF1	9516,328	47,95	198,46	200	ok
SF2	11900,29	60,28	197,41	200	ok
SF3	10955,69	60,28	181,74	200	ok
SF4	1842,892	10,3	178,92	200	ok

**Tableau V.4:** Vérification des contraintes dans le sol sous radier

- Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$  : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU (356,6 tons).

$h$  : Epaisseur totale du NERVURE.

$$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = (2 \times 0,65 + 2 \times 1,65) \times 2 = 9,2 \text{ m}$$

$$N_u = 356,6 \leq \frac{0,045 \times 9,2 \times 165 \times 25}{1,5} = 1138,5 \text{ T}$$

### V.3.3- Ferrailage des semelles filantes

- Ferrailage de la dalle

Armatures principales et Armatures de répartitions : Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$P_u$  : L'effort normal repartit à l'ELU

Exemple de calcul

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{474,42 \times 1000 \times (1,75 - 0,65)}{8 \times 0,3 \times \frac{500}{1,15}} = 5,00 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{5,00 \times 1,75}{4} = 4,94 \text{ cm}^2 \text{ on prend 6HA12 (cm}^2\text{)}$$

$$\text{NF: } 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 175 \times 30 \times \frac{2,1}{500} = 5,07 \text{ cm}^2$$

	Nu	L	qu	B	b	H	d	$\sigma$	As	CNF	As CHOIX	Ar	Ar CHOIX
	N	m	N/ml	m	m	m	m	MPa	cm <sup>2</sup>				
SF1	12999120	27,4	474420,44	1,75	0,65	0,35	0,3	434,78	5,00	5,07	e=10cm	4,94	6T12=6,79
SF2	16291030	27,4	594563,14	2,2	0,65	0,5	0,45		5,89	9,56		6,22	6T12=6,80
SF3	14941790	27,4	545320,80	2,2	0,65	0,5	0,45		5,40	9,56	A12=11,3	6,22	6T12=6,81
SF4	2506103	10,3	243310,97	1	0,65	0,35	0,3		0,82	2,90		2,83	4T12=4,52

**Tableau V.5 : choix des armatures de la dalle.**

- Ferrailage des nervures : Les charges revenant pour chaque fille a L'ELU

Moment en travée et sur appuis à l'ELU  $q_{ELU} = N/L$

$$M_0 = ql^2/8$$

Moments en travées  $M_t = 0.85 \times M_0$

Moments sur appuis  $M_a = 0,5 \times M_0$

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 65 \times (165 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 10.04 \text{ cm}^2$$

Condition  $A_s^{min}$  de RPA99 :

$$A_s^{min} : A_s^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{min} = 0,005 \times 165 \times 65 = 53.62 \text{ cm}^2$$

$A_s^{max}$  :

$$A_s^{max} = 0,06 \times 165 \times 65 = 643.5 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 0,04 \times 165 \times 65 = 429 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

ELU

Position	Qu kN/ml	M0 kNm	Mu kNm	As cal cm <sup>2</sup>	As min RPA	As max RPA Z.C	As max RPA Z.N	CNF	choix	As adopté
Travée	594.56	3960.51	3366.43	52.59	53.62	429	643.5	10.04	12HA25	58.91
Appuis			1980.25	29.82	53.62	429	643.5	10.04	8HA25	39.27

**Tableau V.6 : vérification de Condition de non fragilité a ELU.**

ELS

Position	choix	As adopté	Qu kN/ml	M0 kNm	Mu kNm	σ <sub>b</sub> (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Travée	20HA25	98.17	434.31	2893.04	2459.08	8.37	15	181.3	200
Appuis	12HA25	58.91			1446.52	5.83		172.8	

**Tableau V.7:** vérification de Condition de non fragilité a ELS.

- Ferrailage transversal

$$T^{ELU} = \frac{q \times l}{2} = \frac{594.56 \times 7.3}{2} = 2170.14 \text{ kN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T^{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$$

$$A_t = \left( \frac{2170.14 \times 10^3}{0,9 \times 1600 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 5.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T10 (7.07 \text{ cm}^2)$$

- Armature de peau

Section des armatures de peau  $\geq 5 \text{ cm}^2 / \text{m}$  de parement (2 x retombée + largeur)

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 2.95 = 14.75 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend **8HA16 (16.08 cm<sup>2</sup>)**.

**Vérification au renversement**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :  $e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$N_r$  : effort normal de la structure ( $W=G+\beta Q$ )

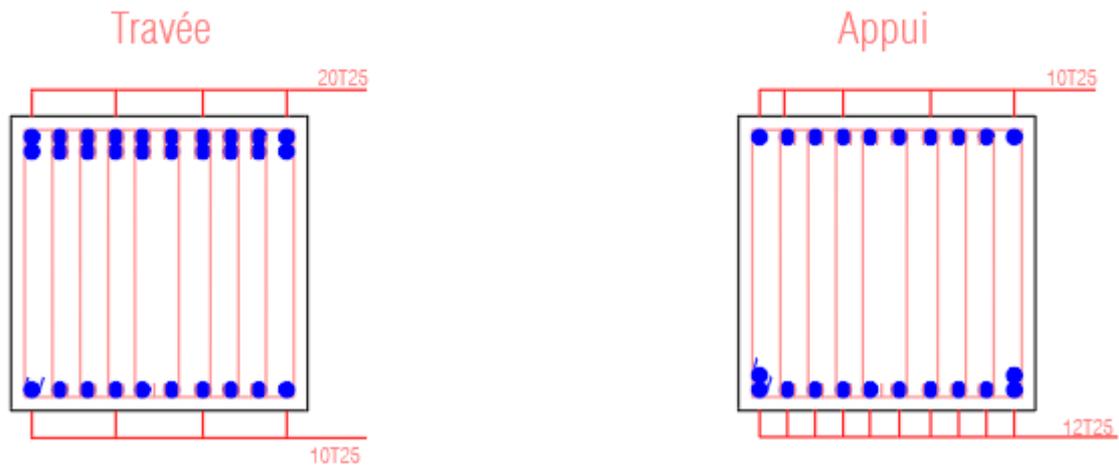
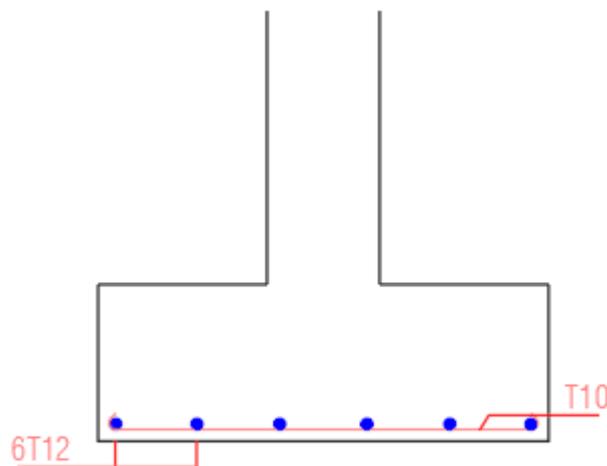
$B$  : la largeur du radier.

	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	33555,26	64110 ,471	6,85	27,4	1,83	Vérifier
Sens y-y	33555,26	61350,925	2,44	9,75	1,91	Vérifier

**Conclusion**

L'étude l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage ainsi que le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol et caractéristique géométrique de l'ouvrage

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolé, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient en suite nous somme passé a un calcul avec semelle filante, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

**Figure V.4 : ferrailage des nervures****Figure V.5 : ferrailage des semelles sens X-X**

### VI.1-INTRODUCTION

. On suppose que la structure précédemment étudiée a été sujette à une expertise après sa réalisation et après les essais de compression sur des carottes du béton, il est trouvé que la résistance du béton des poteaux dans les 3 premiers niveaux est faible avec une valeur moyenne de  $F_{c28} = 14$  MPa.

### VI. 2- LA REHABILITATION

La réhabilitation structurale consiste à améliorer le niveau de performance d'un système structural ou quelques éléments de ce système. Suivant l'état de la structure endommagée, la réhabilitation peut être subdivisée en deux catégories : Réparation où Renforcement.

#### . Remarque :

. La structure n'a pas vérifié les critères d'étude dynamique On propose un renforcement par chemisage au lieu de casser les étage et de les reconstruire et refaire la modélisation dynamique de la structure.

. On doit refaire la modélisation de la structure avec un  $F_{c28} = 35$  MPa et fait la vérification de l'effort normale réduire et le déplacement inter-étage.

- Vérification

Niveaux	$N_d$	$h$	$b$		 Avant problème	Obs
	(KN)	(mm)	(mm)			
7 <sup>ème</sup>	272.49	500	500	0.04	0.06	ok
6 <sup>ème</sup>	559.69	500	500	0.09	0.11	ok
5 <sup>ème</sup>	921.23	550	550	0.12	0.15	ok
4 <sup>ème</sup>	1300.49	550	550	0.17	0.19	ok
3 <sup>ème</sup>	1698.71	600	600	0.19	0.20	ok
2 <sup>ème</sup>	2102.18	600	600	<b>0.42</b>	0.24	conception non acceptable
1 <sup>er</sup>	2501.44	650	650	<b>0.42</b>	0.25	conception non acceptable
R.D.C	2877.89	650	650	<b>0.49</b>	0.29	conception non acceptable

Tableau VI.1: Vérification de l'Effort Normal

- Vérification des déplacements inter étage

	Sens x-x				Sens				$h_k$ (cm)	Observation	
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$		Sens x-x	Sens y-y
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			
7 <sup>ème</sup>	4.9489	19.7956	18.7176	1.08	5.5626	22.2504	20.46	1.79	3.06	Vérifiée	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	4.6794	18.7176	17.1848	1.54	5.115	20.46	18.344	2.12	3.06	Vérifiée	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	4.2962	17.1848	15.2436	1.95	4.586	18.344	15.8428	2.50	3.06	Vérifiée	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	3.8109	15.2436	12.8648	2.38	3.9607	15.8428	12.99	2.85	3.06	Vérifiée	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	3.2162	12.8648	10.106	2.76	3.2475	12.99	9.8948	<b>3.09</b>	3.06	Vérifiée	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	2.5265	10.106	6.854	<b>3.26</b>	2.4737	9.8948	6.268	<b>3.60</b>	3.06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup>	1.7135	6.854	2.964	<b>3.89</b>	1.567	6.268	2.534	<b>3.77</b>	3.06	Non Vérifiée	Non Vérifiée
RDC	0.741	2.964	0	2.97	0.6335	2.534	0	2.53	3.06	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.

### VI.3- RENFORCEMENT PAR CHEMISAGE

#### VI.3.1- Définition

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

#### VI.3.2- Le chemisage

Le chemisage en béton armé consiste en une augmentation considérable des sections par la mise en œuvre d'un ferrailage additionnel à l'ancien élément et d'un nouveau béton d'enrobage pour favoriser l'accrochage, ce dernier sera mis en œuvre après la confection du coffrage.

- Les avantages et l'inconvénient de chemisage en Béton Armé

L'avantage

- Technique très couteuse du fait des matériaux utilisés.
- Main d'œuvre très qualifiée

Inconvénient

- Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.
- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.
- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée de travaux qui est généralement longue.

- Transport des matériaux.
- Nécessite de coffrage.
- Mise en œuvre souvent difficile.

\* Les chemisages en béton armé sont appliqués sur le périmètre des poteaux, selon les besoins suivants :

- Augmentation de la portance,
- Augmentation de la résistance en flexion et/ou au cisaillement,
- Augmentation de la capacité de déformation,
- Amélioration de la résistance des jonctions par recouvrement défaillant

### VI.3.3- Méthode de travail

- Piquage la surface de poteau par 2.5 cm jusqu'a ancien l'acier
- Nettoyage la surface des aciers par une brosse métallique
- Fixation des armatures additionnelle éloigné de 5cm de ancien l'acier et en laisser une distance 2.5 cm de l'enrobage
- Étalage d'une couche de résine pour adhérer ancien béton avec nouveau béton
- Coulage la nouvelle section de poteau (7.5 cm pour chaque côté) par un trou dans la dalle

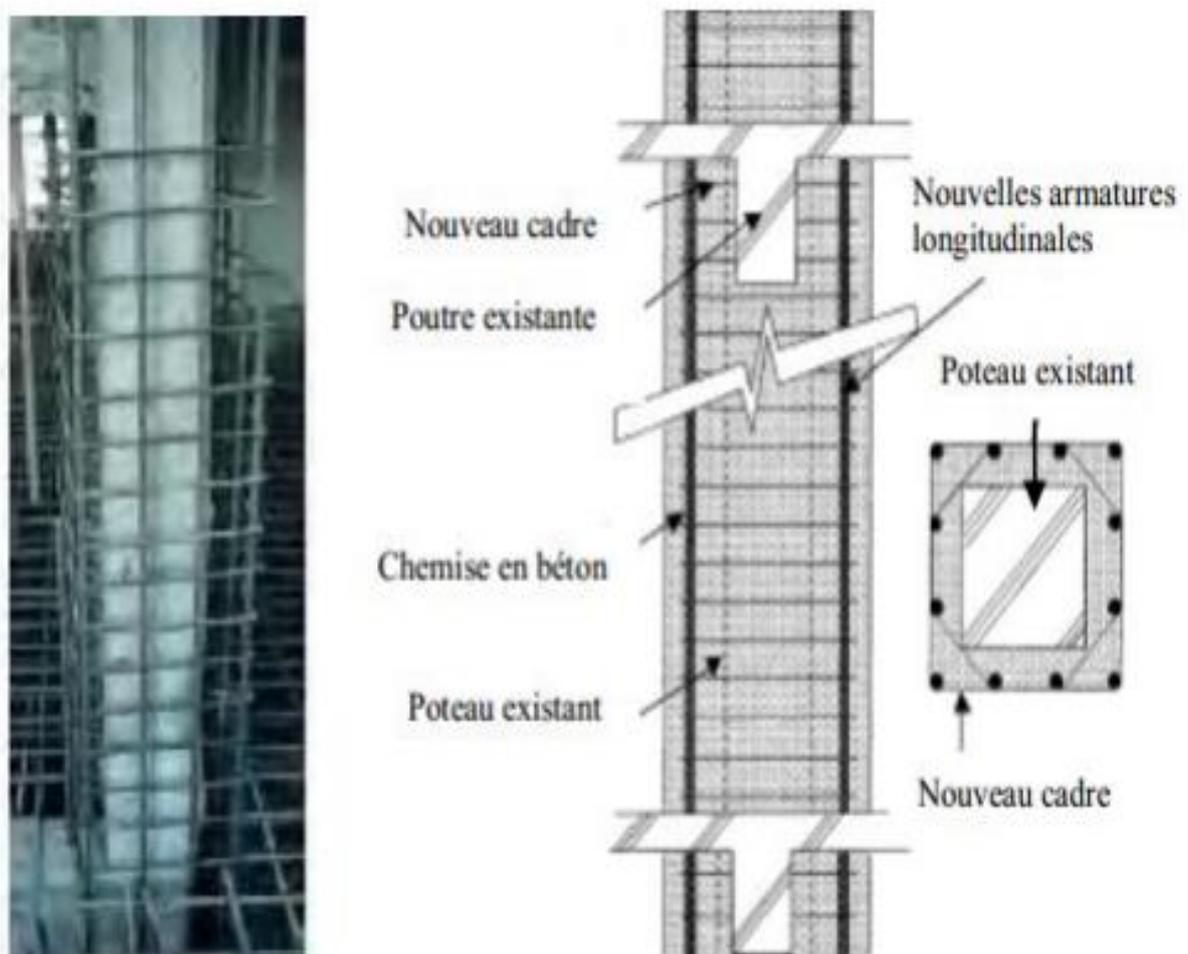
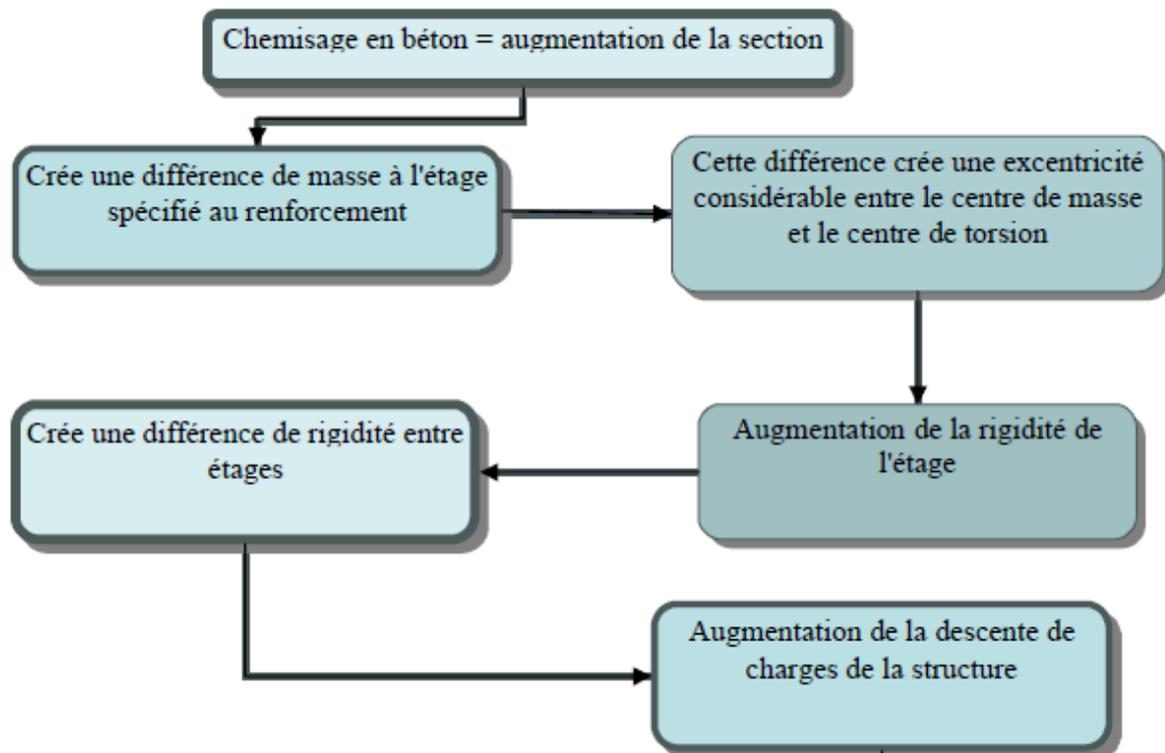


Figure VI.1 : - chemisage d'un poteau



**Figure VI.2:** Organigramme du processus de chemisage en béton armé [7]

- Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

**Calcul  $F_{c28}^{moy}$  :**

$$F_{c28}^{moy} = \frac{(h_1 \times b_1 \times F_{c28}^1) + ((h_2 \times b_2) - (h_1 \times b_1)) \times F_{c28}^2}{(h_2 \times b_2)}$$

Avec :

$h_1 \times b_1$  = ancien section d'armature

$h_2 \times b_2$  = nouveau section d'armature

$$F_{c28}^{moy} = \frac{(60 \times 60 \times 14) + ((75 \times 75) - (60 \times 60)) \times 35}{75 \times 75} = 21.56 \text{ MPa}$$

Vérification

Niveaux	$N_d$	$h$	$b$		Obs
	(KN)	(mm)	(mm)		
7 <sup>ème</sup>	260.17	500	500	0.05	ok
6 <sup>ème</sup>	576.85	500	500	0.11	ok
5 <sup>ème</sup>	947.53	550	550	0.15	ok
4 <sup>ème</sup>	1338.26	550	550	0.21	ok
3 <sup>ème</sup>	1742.84	600	600	0.22	ok
2 <sup>ème</sup>	2185.66	700	700	0.21	ok
1 <sup>er</sup>	2578.64	750	750	0.21	ok
RDC	2979.71	750	750	0.25	ok

Tableau VI.3: Vérification de l’Effort Normal pour les Poteaux des 3 premiers niveaux

- Vérification des déplacements inter étage

	Sens x-x				Sens				$h_k$	Observation	
	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$		Sens	Sens
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		x- x	y-y
7 <sup>ème</sup>	4.0248	16.0992	14.9832	1.12	4.5077	18.0308	16.3524	1.68	3.06	Vérifiée	
6 <sup>ème</sup>	3.7458	14.9832	13.3732	1.61	4.0881	16.3524	14.3216	2.03	3.06	Vérifiée	
5 <sup>ème</sup>	3.3433	13.3732	11.35	2.03	3.5804	14.3216	11.91	20.41	3.06	Vérifiée	
4 <sup>ème</sup>	2.8375	11.35	8.9476	2.41	2.9775	11.91	9.1848	2.73	3.06	Vérifiée	
3 <sup>ème</sup>	2.2369	8.9476	6.2432	2.71	2.2962	9.1848	6.2624	2.93	3.06	Vérifiée	
2 <sup>ème</sup>	1.5608	6.2432	3.644	2.6	1.5656	6.2624	3.504	2.75	3.06	Vérifiée	
1 <sup>er</sup>	0.911	3.644	1.3748	2.27	0.876	3.504	1.2264	2.28	3.06	Vérifiée	
RDC	0.3437	1.3748	0	1.38	0.3066	1.2264	0	1.23	3.06	Vérifiée	

Tableau VI.4 : Vérification de l’Effort Normal pour les Poteaux.

VI.3.4- VEREFICATION LE FERRAILLAGE DES POTEUX CHEMISES

Pour vérifier le ferrailage des poteaux chemisé, on a utilisé deux programmes (SOCOTEC et PMFC) pour le ferrailage des poteaux qui sont sollicité en flexion composé prenant en compte l’interaction entre l’effort normal (compression/traction) avec le moment fléchissent.

## ➤ programme 2: Socotec

**- Situation durable**

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

➤ ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Niveaux	D (cm)	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	-2979.71	16.1782	0	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	-2185.66	5.60	0	0	44.1

**Tableau VI.5** : Efforts internes et section d'armature calculée➤ ( $N^{\text{trac}}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Niveaux	D (cm)	$N^{\text{min}}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	-1060.827	31.41	0	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	-887.828	28.91	0	0	44.1

**Tableau VI.6** : Efforts internes et section d'armature calculée➤ ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

Niveaux	D (cm)	$M^{\max}$ (kN)	$N^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	101.50	-2337.338	0	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	127.29	-1949.956	0	0	44.1

**Tableau VI.7** : Efforts internes et section d'armature calculée**- Situation accidentelle**

Combinaison : G+Q+E ; 0,8G±E

➤ ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Niveaux	D (cm)	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	-2939.235	488.86	0	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	-2148.415	220.02	0	0	44.1

**Tableau VI.8** : Efforts internes et section d'armature calculée➤ ( $N^{\text{min}}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Niveaux	D (cm)	$N^{\text{min}}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min RPA}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	0.323	246.98	7.44	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	-2.95	44.30	1.59	0	44.1

**Tableau VI.9** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤ (N<sup>trac</sup>, M<sup>corr</sup>) :

Niveaux	D (cm)	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	39.07	37.90	1.8	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	26.96	83.05	3.4	0	44.1

**Tableau VI.10** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤ (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>) :

Niveaux	D (cm)	M <sup>max</sup> (kN)	N <sup>corr</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>ér</sup>	75 * 75	495.02	2865.91	0	0	50.625
2 <sup>ème</sup>	70 * 70	321.02	-1723.252	0	0	44.1

**Tableau VI.11** : Efforts internes et section d'armature calculée

➤ programme 2 : PMFC [2]

		Situation Durable		Situation Accidentelle	
		x-x	y-y	x-x	y-y
70 x 70	A's	0	0	0	0
	As	0	0	6.68	5.76
75 x75	A's	0	0	0	0
	As	0	0	11.17	11.28

**Tableau IV.12** : section d'armature calculée par PMFC

	A's	As	P	M	Combinaison
70 x 70	0	6.68	-698,429	390,041	0.8G+Ex
75 x 75	0	13.28	-18,587	435,178	0.8G+Ex

**Tableau IV.13** : Efforts internes et section d'armature calculée par PMFC

Comparaison les résultats de section d'armature calculé entre SOCOTEC et PMFC :

	SOCOTEC		PMFC	
	A's	As	A's	As
70 x 70	0	3.4	0	6.68
75 x 75	0	7.44	0	11.28

**Tableau IV.14** : comparaison entre SOCOTEC et PMFC.

**Choix des armatures**

- le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison accidentelle (G+Q±E / 0.8G+E) et par la section d'armature maximum entre SOCOTEC et PMFC

- **Remarque**

On ajoute 16T14 pour chaque section du poteau chemisé

Etages	Sections	$A_s^{cal}$	$A_s^{min}$	$A_s^{max}$	$A_s^{max}$	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$
	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Z.C)(cm <sup>2</sup> )	(Z.R)(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
2 <sup>ème</sup>	70x70	6.68	44.1	196	294	12T20+16T14	69.83
RDC /1 <sup>er</sup>	75x75	11.28	50.63	225	337.5	12T20+4T16+16T16	77.87

Tableau VI.15 : Choix des armatures des poteaux chemisé

**Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service**

Les contraintes admissibles sont données par :

**a.  $N_{ser}^{max}$  ;  $M_{ser}^{cor}$**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC + 1 <sup>er</sup>	75x75	-2179.284	11.7759	SEC	44.5	250	2.99	12.93	ok
2 <sup>ème</sup>	70x70	-1598.386	4.05	SEC	36.9	250	2.47	12.93	ok

Tableau IV.16 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{ser}^{max}$ ,  $M_{ser}^{cor}$ )

**b.  $N_{ser}^{cor}$  ;  $M_{ser}^{max}$**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}$ (kN)	$M_{ser}$ (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC + 1 <sup>er</sup>	75x75	-1734.971	73.8437	SEC	42.1	250	2.93	12.93	ok
2 <sup>ème</sup>	70x70	-1422.563	92.6221	SEC	44.1	250	3.15	12.93	ok

Tableau IV.17 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{ser}^{cor}$ ,  $M_{ser}^{max}$ )

**Vérification de l'effort tranchant**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  Poteaux carré

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.(d=h-c)

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifié 99

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 version 2003

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

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élanement du poteau

B : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.  
 Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	75 x 75	63.17	0.116	11.43	0,075	1,617	2,156	ok
1 <sup>er</sup>								
2 <sup>ème</sup>	70 x 70	71.13	0.150	12.67	0,075	1,617	2,156	ok

**Tableau IV.18** : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

**b.** ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.  
 b: Largeur de la section droite.  
 h: Hauteur de la section droite.  
 S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.  
 Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.  
 Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$$

Avec :  
 A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.  
 S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.  
 T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.  
 f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.  
 h: Hauteur totale de la section brute.  
 ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.  
 ρ<sub>a</sub>=2,5.....si λ<sub>g</sub>≥5  
 ρ<sub>a</sub>=3,75.....si λ<sub>g</sub><5  
 λ<sub>g</sub> : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :  
 S ≤ 10cm.....Zone nodale (zone IIb).  
 $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$ .....Zone courante (zone IIb).

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c=500\text{MPa}$  (FeE50).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux.

Niveaux	section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Øt (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone nodale
<b>RDC</b>	65x65	12T20+4T16+12T14	20 et 16	10	15
<b>1<sup>er</sup></b>					
<b>2<sup>ème</sup></b>	60x60	12T20+12T14	20	10	15

**Tableau IV.19** : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

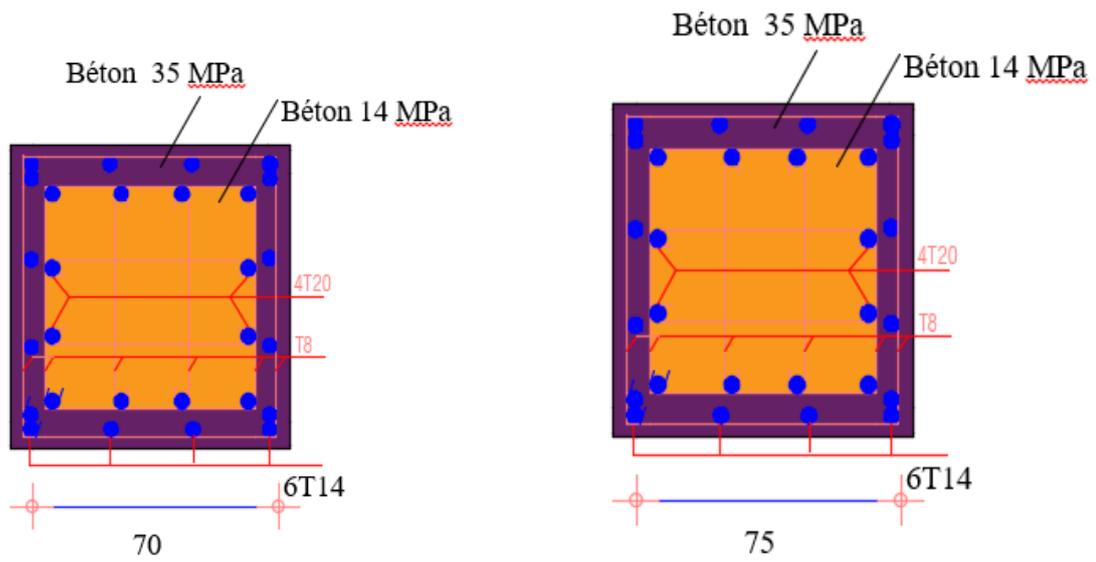
Niveaux	section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	75x75	2.142	2.86	3.75	63.17	N	10	<b>1.54</b>	<b>6T8</b>	3.01
<b>1<sup>er</sup></b>						C	15	<b>2.32</b>	<b>6T8</b>	3.01
<b>2<sup>ème</sup></b>	70x70	2.142	3.06	3.75	71.13	N	10	<b>1.74</b>	<b>6T8</b>	3.01
						C	15	<b>2.61</b>	<b>6T8</b>	3.01

**Tableau IV.20** : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

## Conclusion

- Dans ce chapitre, le problème de construction est étudié et proposée une solution pour traiter les poteaux qui à béton faible par la méthode " de chemisage" pour les poteaux des trois niveaux premiers et faire tous les vérifications des critères d'étude dynamique de l'effort normale réduit et vérification inter étage qui ont été vérifiés avec succès et l'intégrité du bâtiment de tout problème et .

- Après diagnostic et investigations diverses pour les poteaux chemisé et afin d'y remédier à cette problématique il est impérativement indispensable de procéder à des méthodes soient de réparation soient de renforcement. Les techniques de renforcement des structures en béton armé au moyen de renforcement par chemisage se sont révélés être nettement efficace.



**Figure VI.3 :** schéma de ferrailage des poteaux chemisés

### CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet de fin d'étude est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active. Ce dernier nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul de structure, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis aussi de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement, sans oublier la méthodologie d'une étude technique, économique et la gestion des projets lors de leurs réalisations, donc la conception du bâtiment. En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans avoir une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé"

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- ✎ Le pré-dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- ✎ Pour avoir plus de sécurité on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes sont de translation et le troisième est de torsion. Pour satisfaire la rigidité latérale imposée par **RPA**, on a vérifié le déplacement inter-étages, au temps que la stabilité de la structure. Le facteur de comportement qui est en fonction du système de contreventement est choisit avec vérification de l'interaction.
- ✎ Pour la disposition et comportement des voiles; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- ✎ Ces critères sont vérifiés en même temps qu'on change le modèle à chaque fois que l'une de ces conditions n'est pas satisfaites ce qui nous a conduit à changer la disposition des voiles pour avoir les modes de translation en premier, et pour vérifier le déplacement inter-étages.
- ✎ Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait à l'aide du logiciel **SOCOTEC et PMFC**, en vérifiant les critères imposés par **RPA99** et **BAEL99**, par contre les voiles ont été ferrillés par la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface

graphique du *SAP2000* pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

- ✎ La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour en suite trancher sur le type de fondation.
- ✎ Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.
- ✎ Il est indéniable que la planification des travaux avant la réalisation de projet est une meilleure préparation de l'avancement des travaux, permet aussi d'avoir une bonne coordination des actions des taches et des ressources.
- ✎ Il est clair que l'utilisation des outils informatiques tel que le logiciel *SAP2000*, *SOCOTEC*, *PMFC* et le programme *EXCEL* permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude,
- ✎ la réhabilitation du bâtiment consiste à améliorer le niveau de performance d'un système structural ou quelques éléments de ce système. Suivant l'état de la structure endommagée, la réhabilitation peut être subdivisée en deux catégories : Réparation où Renforcement et proposer une solution à la restauration de la structure, en utilisant les informations que nous avons acquis dans notre domaine d'étude.

Projet de fin d'études, C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence. En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

---

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **[BAEL, 91]** Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] **[DTR CBA.93 C 2-41]** Règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [3] **[DTR B.C 2.2]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [4] **[RPA99version 2003]** Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [5] les Etapes du Calcul Sismique. **Mémoire de master 2. TABAA Abdelaziz** Fellah Abderraouf. CONCEPTION D'UN BÂTIMENT A USAGE MULTIPLE EN (R+9+ENTRE SOL+SOUS SOL) AVEC LA PRISE EN COMPTE DE LA TORSION ACCIDENTELLE
- [6] **TTRAÏ Zineb – AIT AKKACHE Kenza. Mémoire de master.** CONCEPTION D'UN BATIMENT ENN (R+12+2SS) AVEC LES DEERENTS TYPES DE JOINT AINSI QUE L'EFFET DU JOINT PARASISMIQUE. Année 2019/2020
- [7] Organigramme du processus de chemisage en béton armé. Présentation de pathologie et Réhabilitation des Structures. Année 2019/2020
- [8] **Présentation de pathologie et Réhabilitation des Structures. Université Hassiba Benbouali de Chlef Faculté de Génie Civil et d'architecture option structure Année 2019/2020**
- [9] **BELHANNACHI Hicham.** Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil. REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES POTEAUX EN BETON ARME Année 2017/2018
- [10] **KHALDOUN TAYEB ABDELMOUMENE - ZIANI EL ARBI MOHAMED. Mémoire de master 2.** Etude d'un Bâtiment multifonctionnel (R+12+SS) en béton Armé contreventé par des voiles. Année 2018/2019
- [11] **TABAA Abdelaziz - Fellah Abderraouf. Mémoire de master 2 .**CONCEPTION D'UN BÂTIMENT A USAGE MULTIPLE EN (R+9+ENTRE SOL+SOUS SOL) AVEC LA PRISE EN COMPTE DE LA TORSION ACCIDENTELLE. Année 2018/2019
-