

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة حسيبة بن بوعلي - الشلف

Université Hassiba Benbouali –Chlef

كلية الهندسة المدنية والمعمارية

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie-civil



**Mémoire de Master**

**Filière: Génie Civil**

**Spécialité: Structures**

*Thème*

**ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BATIMENT EN BETON ARME  
SOUS L'EFFET DE LA TEMPERATURE –Selon le CBA93-**

Présenté par :

- ✓ Naam Imad El Dine
- ✓ Moussouss Abdelkader

Dirigé par:

Dr: ABDESSELAM. H

Promotion : 2023/2024

## **Remerciements**

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Mon voyage dans ce projet a commencé par beaucoup d'enthousiasme et de défis, mais sans leur soutien et leurs conseils, je n'aurais pas pu atteindre ce point.*

*Je remercie chaleureusement le **Dr. Abdesselam Halima** pour sa supervision exceptionnelle et ses précieuses orientations. Son soutien a toujours été inspirant et motivant pour exceller.*

*Je tiens également à exprimer ma reconnaissance envers*

***Mr. SEFSAF Abderrrahmane**, propriétaire d'un bureau d'études GIC A3. Grâce à vos précieuses directives et à vos conseils d'experts, j'ai pu surmonter les difficultés et progresser en tant qu'étudiant.*

*Je souhaite également exprimer ma gratitude envers les enseignants:*

***Dr. Djafar Henni Imane** et **Dr. Benlakehal Noureddine** , Ils m'ont prodigué de nombreux conseils précieux et des orientations importantes. Ils ont été d'excellents compagnons tout au long de ce voyage.*

*Sans votre soutien, je n'aurais pas pu accomplir cette réalisation. Je ne peux pas estimer toutes les efforts que vous avez déployés pour m'aider à atteindre mes objectifs académiques. Sachez que mon appréciation et ma gratitude envers vous ne prendront jamais fin, et je porterai votre souvenir et votre contribution tout au long de ma carrière professionnelle.*

*Je vous remercie encore une fois pour tout ce que vous avez fait pour moi, et je vous souhaite succès et bonheur dans toutes vos entreprises.*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à tous ceux qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours académique:*

*À mes parents,  
pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants tout au long de mon parcours.*

*À mes frères et mes sœurs,  
Pour leur intérêt et leur soutien sans limite à mon égard tout au long de ma vie.*

*À mes enseignants et encadrants,  
pour leur savoir, leurs conseils précieux et leur accompagnement bienveillant qui ont enrichi ma formation.*

*À mes amis,  
pour leur présence, leur soutien moral et les moments de joie partagés qui ont rendu ce chemin plus agréable.*

*À mon Binôme imad el dîne,  
À tous ceux qui ont cru en moi et m'ont aidé à surmonter les défis.*

*M. Abd elkader*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à tous ceux qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours académique:*

*A ma mère et mon père*

*Pour tous les efforts qu'ils ont déployés pour me soutenir tout au long de ma carrière académique. Je vous suis reconnaissant du fond du cœur. Grace a votre soutien, j'ai pu atteindre mes objectifs académiques. Je vous aime beaucoup .*

*A mes sœurs khouloud et inas A mes frères mohamed yacine , abd el djalil .*

*A tous mes amis et collègues que j'ai pu connaître depuis mon enfance.*

*À mon Binôme abd elkader,*

*À tous les professeurs qui m'ont enseigné tout au long de mon parcours.*

*À tous ceux qui m'aiment, A tous ceux que j'aime.  
Je vous dédie ce modeste travail*

*N.Imad el dine*

## Résumé

*Au cours de son existence, un bâtiment en béton armé sera soumis à des variations de températures plus ou moins fortes. Ces variations ont lieu au quotidien, par exemple entre le jour et la nuit, ou sur un laps de temps plus long, d'une saison à l'autre. Le béton se dilate et se rétracte selon la température à laquelle il est soumis. Ce qui génère des efforts internes non négligeables, notamment pour les bâtiments de longueurs importantes sans joints de dilatation, exigés souvent par des contraintes architecturales "fonctionnelles" assez névralgiques et inéluctables.*

*Le code CBA 93 dans son chapitre B5 relatifs à l'effet des variations de température sur les structures de bâtiments se limite aux données suivantes:*

*Longueurs limites des bâtiments "en fonction de la zone climatique" permettant de négliger l'effet de température dans les calculs de vérification et de dimensionnement de la structure.*

*Données de calcul "écarts de température" pour la prise en compte de l'effet de température.*

*L'objectif de ce travail se divise en deux parties: la première partie une étude paramétrique divisé en trois séries de variantes choisie comme suit: la longueur du bâtiment (quatre variantes VL20, VL25, VL30 et VL35), la hauteur du bâtiment (quatre variantes VR4(R+4), VR7 (R+7), VR9 (R+9) et VR15 (R+15)) et la disposition du voile (trois variantes (VIEXT), (V2PM) et (V3ML)). Pour la deuxième partie une étude thermique appliquée sur l'ensemble et sur l'enveloppe du bâtiment étudié. La modélisation numérique a été effectuée à l'aide de logiciels ETABS V9.*

*Les résultats tirés pour l'analyse modale montrent que la considération de la température dans les structures en voile portique de grande longueur a une influence sur les bâtiments lorsqu'elles dépassent la limite admissible recommandée dans le CBA93. Dans le même contexte les efforts internes augmentent dans l'application de la température sur l'enveloppe et présentent une augmentation du ferrailage des éléments résistants (poteaux, poutre et voile), ces mêmes efforts diminués dans l'application sur l'ensemble du bâtiment.*

**Mots clés:** *dilatation, longueur du bâtiment, température, étude dynamique, béton armé, CBA93.*

## ملخص

خلال فترة وجوده، سيتعرض المبنى الخرساني المسلح لتغيرات قوية في درجات الحرارة إلى حد ما. وتحدث هذه الاختلافات يوميًا، على سبيل المثال بين النهار والليل، أو على مدى فترة زمنية أطول، من موسم إلى آخر. تتمدد الخرسانة وتنقل حسب درجة الحرارة التي تتعرض لها. وهذا يولد ضغوطًا داخلية كبيرة، خاصة بالنسبة للمباني ذات الطول الكبير دون فواصل التمدد، والتي غالبًا ما تتطلبها القيود المعمارية "الوظيفية" والتي تعتبر حرجية للغاية ولا يمكن تجنبها.

يقتصر كود CBA 93 في فصله B5 المتعلق بتأثير تغيرات درجات الحرارة على هياكل البناء على البيانات التالية:

تحديد أطوال المباني "حسب المنطقة المناخية" مع السماح بإهمال تأثير درجة الحرارة في التحقق وحسابات الحجم للمنشأ.

بيانات حساب "اختلافات درجات الحرارة" لمراعاة تأثير درجة الحرارة.

ينقسم الهدف من هذا العمل إلى قسمين: الجزء الأول دراسة تجريبية مقسمة إلى ثلاث سلاسل من المتغيرات المختارة على النحو التالي: طول المبنى (أربعة متغيرات VL20، VL25، VL30 و VL35)، ارتفاع المبنى (أربعة متغيرات:

VR4(R+4)، VR7 (R+7)، VR9 (R+9)، VR15 (R+15) وترتيب جدار القص (ثلاثة متغيرات (VIEXT)، (V2PM)، و (V3ML)). أما بالنسبة للجزء الثاني فقد تم تطبيق دراسة حرارية على كامل وعلى غلاف المبنى

المدرّوس. تم تنفيذ النمذجة الرقمية باستخدام برنامج ETABS V9.

تظهر النتائج المرسومة للتحليل النموذجي أن النظر في درجة الحرارة في البنايات التي تتكون من جدار قص وهيكل له تأثير على المباني عندما تتجاوز الحد المسموح به الموصى به في CBA93. وفي نفس السياق، تزداد القوى الداخلية عند تطبيق درجة الحرارة على الغلاف وتمثل زيادة في تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة، الروافد وجدار القص)، وتقل هذه القوى نفسها عند تطبيقها على المبنى بأكمله.

**الكلمات المفتاحية:** التمدد، طول المبنى، درجة الحرارة، دراسة ديناميكية، الخرسانة المسلحة، CBA93.

## Abstract

*During its existence, a reinforced concrete building will be subjected to more or less strong temperature variations. These variations occur daily, for example between day and night, or over a longer period of time, from one season to another. Concrete expands and contracts according to the temperature it is subjected to. This generates significant internal stresses, especially for buildings of considerable length without expansion joints, often required by “functional” architectural constraints that are quite critical and unavoidable.*

*The CBA 93 code in its chapter B5 relating to the effect of temperature variations on building structures is limited to the following data:*

*Maximum lengths of buildings “depending on the climatic zone” that allow neglecting the temperature effect in the verification and sizing calculations of the structure.*

*Calculation data “temperature differences” for taking into account the temperature effect. The objective of this work is divided into two parts: the first part is a parametric study divided into three series of variants chosen as follows: the length of the building (four variants VL20, VL25, VL30, and VL35), the height of the building (four variants VR4(R+4), VR7 (R+7), VR9 (R+9), and VR15 (R+15)) and the arrangement of the shear wall (three variants (V1EXT), (V2PM), and (V3ML)). For the second part, a thermal study applied to the whole and on the envelope of the building under study. The numerical modeling was performed using ETABS V9 software. The results obtained from modal analysis show that considering temperature in large-span shear wall frame structures has an influence on buildings when they exceed the admissible limit recommended in CBA93. In the same context, internal stresses increase when applying temperature to the envelope and present an increase in reinforcement of resisting elements (columns, beams, and shear walls), these same efforts decreased when applied to the whole building.*

**Keywords:** *expansion, building length, temperature, dynamic study, reinforced concrete, CBA93.*

## TABLE DES MATIERES

|                            |      |
|----------------------------|------|
| Remerciements .....        | i    |
| Dédicaces.....             | ii   |
| Résumé .....               | iv   |
| Table des matières .....   | vii  |
| Liste des figures.....     | xiv  |
| Liste des tableaux .....   | xvii |
| Liste des symboles.....    | xix  |
| Introduction générale..... | 1    |

### CHAPITRE I

#### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

|                                                                                |    |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| I. 1. INTRODUCTION .....                                                       | 5  |
| I. 2. L'EFFET DE LA TEMPERATURE DANS LES STRUCTURES EN<br>BETON ARME .....     | 5  |
| I. 2. 1. L'effet de la température dans les bâtiments .....                    | 5  |
| I. 2. 2. La dilatation thermique du béton armé .....                           | 6  |
| I. 2. 3. Les paramètres influençant le coefficient de dilatation du béton..... | 7  |
| I. 2. 3. 1. L'effet des granulats .....                                        | 7  |
| I. 2. 3. 2. L'effet du ciment .....                                            | 7  |
| I. 2. 3. 3. L'humidité relative .....                                          | 8  |
| I. 2. 3. 4. L'effet du rapport E/C .....                                       | 8  |
| I. 2. 3. 5. L'effet de L'âge .....                                             | 9  |
| I. 2. 3. 6. L'effet de température .....                                       | 9  |
| I. 2. 4. Les paramètres influençant la dilatation de l'acier .....             | 10 |
| I. 2. 5. Formule de dilatation thermique .....                                 | 10 |

|                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| I. 2. 5. 1. Gradient de température $\Delta T$ .....                                   | 11 |
| I. 2. 5. 2. Déformation ( $\epsilon$ ) et déformation thermique ( $\epsilon_t$ ) ..... | 11 |
| I. 2. 6. Forces générées par la dilatation thermique .....                             | 13 |
| I. 3. LES ZONES CLIMATIQUE EN ALGERIE .....                                            | 16 |
| I. 4. LES JOINTS .....                                                                 | 18 |
| I. 4. 1. Rôles des joints .....                                                        | 18 |
| I. 4. 2. Différents types de joints.....                                               | 19 |
| I. 4. 2. 1. Joint de dilatation .....                                                  | 19 |
| I. 4. 2. 2. Joint de rupture .....                                                     | 19 |
| I. 5. PATHOLOGIES CAUSEES PAR L'ABSENCE DE JOINT DE<br>DILLATATION .....               | 20 |
| I. 5. 1. Fissuration du Béton .....                                                    | 20 |
| I. 5. 2. Déformations Structurelles .....                                              | 21 |
| I. 5. 3. Endommagements des revêtements .....                                          | 21 |
| I. 5. 4. Risque de dégâts d'eau .....                                                  | 21 |
| I. 5. 5. Impact sur la sécurité des occupants .....                                    | 21 |
| I. 5. 6. Malfaçon .....                                                                | 21 |
| I. 6. STRUCTURES EN BETON ARME DE GRANDE LONGUEUR<br>CONTREVENTEE PAR VOILES.....      | 22 |
| I. 6. 1. les voiles en béton armé.....                                                 | 22 |
| I. 6. 2. Choix du contreventement .....                                                | 22 |
| I. 6. 3. Contreventement général des bâtiments .....                                   | 23 |
| I. 6. 4. Armature des voiles .....                                                     | 23 |
| I. 6. 5. Calcul des voiles .....                                                       | 23 |
| I. 6. 6. Types de voiles .....                                                         | 23 |

|                                                                                       |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| I. 7. EFFET THERMIQUE DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME<br>SELON LES REGLEMENTS ..... | 24 |
| I. 7. 1. selon le règlement Algérien CBA93 .....                                      | 24 |
| I. 7. 1. 1. Actions de la température climatique .....                                | 24 |
| I. 7. 2. selon l'eurocode .....                                                       | 24 |
| I. 7. 2. 1. Paramètres clés de l'effet thermique selon l'eurocode .....               | 25 |
| I. 7. 2. 2. Classification des actions .....                                          | 26 |
| I. 7. 2. 3. Situations de projet .....                                                | 26 |
| I. 7. 2. 4. Représentation des actions .....                                          | 26 |
| I. 7. 2. 5. Les Variations de la température dans les bâtiments .....                 | 27 |
| I. 8. CONCLUSION .....                                                                | 29 |

## **CHAPITRE II**

### **PRESENTATION ET ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE ETUDIEE**

|                                                          |    |
|----------------------------------------------------------|----|
| II. 1. INTRODUCTION .....                                | 31 |
| II. 2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....                    | 31 |
| II. 2. 1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage ..... | 31 |
| II. 2. 2. Description de l'ossature .....                | 32 |
| II. 2. 3. Caractéristique des matériaux .....            | 34 |
| II. 2. 3 .1. Le Béton .....                              | 34 |
| II. 2. 3. 2. L'Acier .....                               | 37 |
| II. 2. 4. Hypothèses de calcul C.B.A.93 .....            | 38 |
| II. 2. 5. Règlements et normes utilisés .....            | 39 |
| II. 2. 6. Evaluation des charges et surcharges .....     | 39 |
| II. 3. PRE-DIMENSIONNEMENT DE PLANCHER A DALLE PLEINE    | 40 |
| II. 4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX      | 41 |
| II. 4. 1. Pré-dimensionnement des poutres.....           | 41 |

|                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| II. 4. 1. 1. Pré-dimensionnement des poutres dans le sens y .....    | 42 |
| II. 4. 1. 2. Pré-dimensionnement des poutres dans le sens x .....    | 42 |
| II. 4. 2. Pré-dimensionnement des poteaux .....                      | 43 |
| II. 4. 2. 1. Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité .....   | 45 |
| II. 4. 3. Pré-dimensionnement des voiles .....                       | 48 |
| II. 5. ETUDE DYNAMIQUE .....                                         | 49 |
| II. 5. 1. L'objectif de l'étude dynamique .....                      | 49 |
| II. 5. 2. Modélisation de la structure .....                         | 49 |
| II. 5. 2. 1. Présentation du logiciel ETABS.....                     | 49 |
| II. 5. 2. 2. Modélisation des éléments structuraux.....              | 50 |
| II. 5. 2. 3. Modélisation de la masse.....                           | 50 |
| II. 5. 2. 4. Disposition des voiles.....                             | 50 |
| II. 6. ETUDE SISMIQUE .....                                          | 52 |
| II. 6. 1. Présentation des différentes méthodes de calcul .....      | 52 |
| II. 6. 2. Choix de la méthode de calcul.....                         | 52 |
| II. 6. 2. 1. Vérification de la période propre de la structure ..... | 53 |
| II. 6. 2. 2. Calcul de force sismique total .....                    | 54 |
| II.6. 2. 3. Vérification de la Résultante des forces sismiques ..... | 55 |
| II. 6. 2. 4. Vérification des déplacements relatifs horizontaux..... | 55 |
| II. 6. 2. 5. Vérification de l'effet $P - \Delta$ .....              | 56 |
| II. 7. CONCLUSION .....                                              | 58 |

### **Chapitre III**

#### **FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

|                                                                |    |
|----------------------------------------------------------------|----|
| III. 1. INTRODUCTION .....                                     | 60 |
| III. 2. FERRAILLAGE DES POUTRES .....                          | 60 |
| III. 2. 1. Combinaisons des charges .....                      | 60 |
| III. 2. 2. Calcul de la section des Armatures .....            | 60 |
| III. 2. 2. 1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R) ..... | 60 |
| III. 2. 2. 2. État limite de service (E.L.S) .....             | 61 |
| III. 2. 2. 3. Caractéristique mécanique des matériaux .....    | 62 |
| III. 2. 3. Caractéristiques géométriques .....                 | 62 |

|                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| III. 2. 4. Condition RPA 99/V2003 .....                         | 62 |
| III. 2. 5. Les armatures transversales d'après BAEL99 .....     | 62 |
| III. 2. 6. Les armatures transversales d'après RPA99/V2003..... | 63 |
| III. 2. 7. Calcul du ferrailage .....                           | 63 |
| III. 2. 7. 1. Les poutres dans le sens x .....                  | 63 |
| III. 2. 7. 1. 1. Armatures en travée .....                      | 63 |
| III. 2. 7. 1. 2. Armatures sur appui .....                      | 64 |
| III. 2. 7. 2. Les poutres dans le sens y .....                  | 66 |
| III. 2. 7. 2. 1. Armatures en travée .....                      | 66 |
| III. 2. 7. 2. 2. Armatures sur appui .....                      | 67 |
| III. 3. FERRAILLAGE DES POTEAUX .....                           | 70 |
| III. 3. 1. Détermination des armatures longitudinales .....     | 70 |
| III. 3. 1. 1. Recommandations des règlements .....              | 70 |
| III. 3. 2. Sollicitations extrêmes de ferrailage .....          | 71 |
| III. 3. 3. Etat limite de stabilité de forme .....              | 72 |
| III. 3. 4. Calcul de ferrailage du poteau .....                 | 73 |
| III. 3. 4. 1. Calcul les armatures longitudinales .....         | 73 |
| III. 3. 4. 2. Calcul les armatures transversales .....          | 74 |
| III. 4. FERRAILLAGE DES VOILES .....                            | 76 |
| III. 4. 1. Introduction .....                                   | 76 |
| III. 4. 2. Principe de calcul .....                             | 76 |
| III. 4. 3. Combinaison de calcul .....                          | 76 |
| III. 4. 4. La disposition des voiles .....                      | 77 |

|                                                                                            |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| III. 4. 5. Calcul le ferraillage des voiles .....                                          | 79  |
| III. 4. 5. 1. Dans l'axe 2 et 6 .....                                                      | 79  |
| III. 4. 5. 2. Le ferraillage des différents types de voile .....                           | 79  |
| III. 5. CONCLUSION .....                                                                   | 82  |
| <br><b>CHAPITRE IV :</b>                                                                   |     |
| <b>ETUDE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME SOUS L'EFFET DE LA</b>                              |     |
| <b>TEMPERATURE.</b>                                                                        |     |
| IV. 1. Introduction .....                                                                  | 84  |
| IV. 2. EFFET DE LA TEMPERATURE .....                                                       | 84  |
| IV. 3. APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE .....                                            | 84  |
| IV. 4. HYPOTHESES DE CALCUL .....                                                          | 85  |
| IV. 5. DETERMINATION DE LA TEMPERATURE .....                                               | 86  |
| IV. 6. ELEMENT EXPOSEE AUX EFFETS DE LA TEMPERATURE ...                                    | 86  |
| IV. 7. INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LES ELEMENTS D'UNE<br>STRUCTURE EN BETON ARME ..... | 87  |
| IV. 7. 1. Identification des structures étudiées .....                                     | 87  |
| IV. 7. 2. Effet de la longueur .....                                                       | 87  |
| IV. 7. 3. Effet de la hauteur.....                                                         | 91  |
| IV. 7. 4. Effet de la disposition des voiles .....                                         | 96  |
| IV. 8. RESULTAT DE CALCUL DE LA STRUCTURE ETUDIEE.....                                     | 100 |
| IV. 8. 1. Charge thermique appliquée à l'ensemble du bâtiment.....                         | 100 |
| IV. 8. 2. Charge thermique appliquée à l'enveloppe du bâtiment (périmètre) ....            | 102 |
| IV. 9. FERRAILLAGE APRES L'APPLICATION DE LA CHARGE<br>THERMIQUE .....                     | 104 |
| IV. 10. CONCLUSION .....                                                                   | 108 |

## *TABLE DES MATIERES*

---

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| Conclusion générale .....         | 110 |
| Références bibliographiques ..... | 112 |

## LISTE DES FIGURES

|                                                                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figure I. 1:</b> L'effet de l'humidité relative sur le C.D.T du béton .....                                | 8  |
| <b>Figure I. 2:</b> Dilatation thermique.....                                                                 | 10 |
| <b>Figure I. 3:</b> Tige en acier fixé entre deux murs .....                                                  | 13 |
| <b>Figure I. 4:</b> Contraintes thermiques longitudinales dans une tige.....                                  | 13 |
| <b>Figure I. 5:</b> Tige en acier AISI 1020 fixée entre deux murs.....                                        | 14 |
| <b>Figure I. 6:</b> Zones climatique en Algérie.....                                                          | 17 |
| <b>Figure I. 7:</b> Schéma de joint de dilatation .....                                                       | 19 |
| <b>Figure I. 8:</b> Schéma de joint de rupture .....                                                          | 19 |
| <b>Figure I. 9:</b> Différence entre le joint de dilatation et le joint de rupture .....                      | 20 |
| <b>Figure I. 10:</b> Fissuration du béton .....                                                               | 20 |
| <b>Figure I. 11:</b> Endommagements des Revêtements .....                                                     | 21 |
| <b>Figure I. 12:</b> Représentation schématique des composantes constitutives d'un profil de température..... | 27 |
| <b>Figure II.1:</b> Vue en plan de 2 niveau sous sol.....                                                     | 33 |
| <b>Figure II. 2:</b> Vue en plan de R+3 niveaux.....                                                          | 33 |
| <b>Figure II. 3:</b> Vue en plan de niveau terrasse .....                                                     | 34 |
| <b>Figure II. 4:</b> Diagrammes contraintes- déformations.....                                                | 36 |
| <b>Figure II. 5:</b> Diagrammes des contraintes limites .....                                                 | 36 |
| <b>Figure II. 6:</b> Diagramme contraintes-déformation.....                                                   | 38 |
| <b>Figure II. 7:</b> Coupe d'une dalle pleine .....                                                           | 40 |
| <b>Figure II. 8:</b> Coupe transversale d'une poutre .....                                                    | 41 |
| <b>Figure II. 9:</b> Coupe transversale de les poutres en sens x et y .....                                   | 43 |

|                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figure II. 10:</b> Dimensionnement d'un poteau .....                         | 43 |
| <b>Figure II. 11:</b> Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité..... | 45 |
| <b>Figure II. 12:</b> Section du poteau adopté.....                             | 47 |
| <b>Figure II. 13:</b> Coupe de voile en élévation.....                          | 48 |
| <b>Figure II. 14:</b> Vue en 3D de la structure étudiée .....                   | 51 |
| <b>Figure II. 15:</b> Vue en plan de la structure étudié.....                   | 52 |
| <b>Figure III. 1:</b> Ferrailage des poutres sens x .....                       | 66 |
| <b>Figure III. 2:</b> Ferrailage des poutres sens y .....                       | 69 |
| <b>Figure III. 3 :</b> Définition de la zone nodale dans les poteaux.....       | 70 |
| <b>Figure III. 4:</b> Ferrailage des poteaux .....                              | 75 |
| <b>Figure III. 5 :</b> Disposition des voiles .....                             | 77 |
| <b>Figure III. 6:</b> Vue en plan du voile.....                                 | 79 |
| <b>Figure III. 7 :</b> Ferrailage de voile 1 axe 2 et 6 .....                   | 79 |
| <b>Figure III. 8:</b> Ferrailage de voile 1 axe A et E .....                    | 81 |
| <b>Figure III. 9:</b> Ferrailage de voile 2 axe A et E.....                     | 81 |
| <b>Figure III. 10:</b> Ferrailage de voile 2 axe 1 et 2 et 6 .....              | 82 |
| <b>Figure IV. 1:</b> Portique d'une longueur égale à 20m VL20 .....             | 88 |
| <b>Figure IV. 2:</b> Portique d'une longueur égale à 25m VL25 .....             | 89 |
| <b>Figure IV. 3:</b> Portique d'une longueur égale à 30m VL30 .....             | 89 |
| <b>Figure IV. 4:</b> Portique d'une longueur égale à 35m VL35 .....             | 90 |
| <b>Figure IV. 5:</b> Portique d'une hauteur égale 21m (R+4) VR4 .....           | 92 |
| <b>Figure IV. 6:</b> Portique d'une hauteur égale 33.6m (R+7) VR7 .....         | 93 |
| <b>Figure IV. 7:</b> Portique d'une hauteur égale 42m (R+9) VR9 .....           | 94 |
| <b>Figure IV. 8:</b> Portique d'une hauteur égale 67.2m (R+15) VR15 .....       | 95 |
| <b>Figure IV. 9:</b> Disposition du voile à l'extrémité (V1EXT) .....           | 97 |
| <b>Figure IV. 10:</b> Disposition du voile proche au milieu (V2PM).....         | 98 |

|                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figure IV. 11:</b> Disposition du voile au milieu (V3ML) ..... | 99  |
| <b>Figure IV. 12:</b> Ferrailage des poutres sens x .....         | 104 |
| <b>Figure IV. 13:</b> Ferrailage des poutres sens y .....         | 105 |
| <b>Figure IV. 14:</b> Ferrailage des poteaux .....                | 106 |
| <b>Figure IV. 15:</b> Ferrailage du voile axe A et E .....        | 107 |

## Liste des tableaux

|                                                                                              |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tableau I. 1:</b> L'effet de la nature du ciment sur le C.D.T du béton.....               | 7  |
| <b>Tableau I. 2:</b> Coefficient de dilatation thermique des matériaux .....                 | 12 |
| <b>Tableau I. 3:</b> Caractéristique climatique moyenne par zone du mois le plus chaud ..... | 17 |
| <b>Tableau II. 1:</b> Caractéristique géométrique du bâtiment .....                          | 31 |
| <b>Tableau II. 2:</b> Compositions moyenne du béton.....                                     | 34 |
| <b>Tableau II. 3:</b> Caractéristiques mécaniques des aciers .....                           | 37 |
| <b>Tableau II. 4:</b> Charge permanent et d'exploitations due au plancher dalle pleine ..... | 39 |
| <b>Tableau II. 5:</b> Charge permanente due aux Mur extérieurs .....                         | 39 |
| <b>Tableau II. 6:</b> Périodes et facteurs de participation massique .....                   | 53 |
| <b>Tableau II.7:</b> Facteur de qualité.....                                                 | 54 |
| <b>Tableau III. 1:</b> Caractéristiques mécanique des matériaux .....                        | 62 |
| <b>Tableau III. 2:</b> Caractéristiques mécanique des matériaux .....                        | 72 |
| <b>Tableau III. 3:</b> Les sollicitations du poteau .....                                    | 74 |
| <b>Tableau IV. 1 :</b> L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments .....        | 84 |
| <b>Tableau IV. 2 :</b> Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS.....                         | 85 |
| <b>Tableau IV. 3 :</b> La variation saisonnière de la température dans le cas courant.....   | 86 |
| <b>Tableau IV. 4:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL20.....     | 88 |
| <b>Tableau IV. 5:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL25.....     | 89 |
| <b>Tableau IV. 6:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL30.....     | 90 |
| <b>Tableau IV. 7:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL35.....     | 90 |
| <b>Tableau IV. 8:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR4 .....     | 92 |
| <b>Tableau IV. 9:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR7 .....     | 93 |

|                                                                                                            |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau IV. 10:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR9.....                   | 94  |
| <b>Tableau IV. 11:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR15.....                  | 95  |
| <b>Tableau IV. 12:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante V1EXT ..                   | 97  |
| <b>Tableau IV. 13:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante V2PM ....                  | 98  |
| <b>Tableau IV. 14:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante V3ML ....                  | 99  |
| <b>Tableau IV. 15:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la structure étudiée                   | 100 |
| <b>Tableau IV. 16:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la structure étudiée<br>(sens x) ..... | 102 |
| <b>Tableau IV. 17:</b> Résultat d'étude dynamique et thermique pour la structure étudiée<br>(sens y) ..... | 103 |

## LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

**A<sub>u</sub>**: Section d'aciers à l'ELU.

**A<sub>t</sub>**: Section d'armature transversale.

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

**B**: Aire d'une section de béton.

**B<sub>r</sub>**: Section réduite.

**C<sub>T</sub>**: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

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

**ELS**: Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

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

**E<sub>b</sub>**: Module de déformation longitudinal de béton.

**E<sub>i</sub>**: Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours).

**E<sub>s</sub>**: Module d'élasticité de l'acier.

**F**: Force.

**f<sub>c28</sub>**: Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**f<sub>t28</sub>**: Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**G**: Action permanente.

**I**: Moment d'inertie.

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

**q**: Facteur de qualité.

**L**: Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>**: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

**M**: Moment en général.

**M<sub>a</sub>**: Moment sur appui.

**M<sub>u</sub>**: Moment de calcul ultime.

**M<sub>ser</sub>**: Moment de calcul de service.

**M<sub>t</sub>**: Moment en travée.

**N<sub>s</sub>**: Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>**: Effort normal ultime.

**N**: Effort normale du aux charges verticales.

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

**R**: Coefficient de comportement global.

**S**: Section.

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

**T**: température uniforme .

**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V**: Effort tranchant.

**V<sub>ser</sub>**: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

**W**: Poids propre de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: Charges d'exploitation.

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

**b<sub>o</sub>**: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d**: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprit.

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

**e**: Excentricité, épaisseur.

**F**: Flèche.

$f_e$ : Limite d'élasticité.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte du béton comprimé.

$\sigma$ : Contrainte normale.

$\sigma_{adm}$ : Contrainte admissible au niveau de la fondation.

$K$ : Coefficient de portance.

**C.V**: Condition vérifiée.

**C.N.V**: Condition non vérifiée.

# INTRODUCTION GENERALE

## INTRODUCTION GENERALE

L'impact de la température sur les bâtiments en béton armé est un sujet d'une grande importance dans le domaine de l'ingénierie. La température joue un rôle crucial dans le comportement des structures en béton armé à différents niveaux.

Tout d'abord, la dilatation thermique du béton est un phénomène inévitable. Lorsque le béton est exposé à des températures élevées, il a tendance à se dilater, tandis qu'il se contracte lorsqu'il est refroidi. Ces variations dimensionnelles peuvent créer des tensions internes dans la structure, susceptibles de provoquer des fissures et des déformations, en particulier lorsque les variations de température sont importantes et rapides.

Deuxièmement, les différences de températures entre différentes parties d'un bâtiment peuvent entraîner des contraintes thermiques et des déformations, ce qui peut affecter la stabilité structurelle. Par exemple, lorsqu'une partie de la structure est exposée à des températures plus élevées que d'autres parties, elle se dilate davantage, ce qui peut entraîner des tensions et des déformations locales, mettant ainsi en péril l'intégrité structurelle.

Troisièmement, la température affecte également les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs du béton armé. À des températures élevées, le béton peut perdre de sa résistance et devenir plus fragile, tandis que l'acier d'armature peut voir sa résistance réduite en raison de la dégradation des propriétés mécaniques. Cela peut compromettre la capacité de la structure à supporter les charges prévues et à maintenir son intégrité structurelle.

L'objectif de ce travail consiste à une étude d'une structure du bâtiment en béton arme sous l'effet de la température -selon le CBA93- [22] comprendre l'effet de la température dans les bâtiments en béton armé est de garantir leur sécurité, leur durabilité, leurs performances optimales. Cela permet de créer des structures robustes et fiables capables de résister efficacement aux rigueurs de leur environnement thermique.

Ainsi, la prise en compte de l'effet de la température est essentielle à toutes les étapes, de la conception à la construction et à l'entretien des bâtiments en béton armé. Une compréhension approfondie de cet effet est nécessaire pour assurer la sécurité, la durabilité et la performance des structures dans une gamme de conditions environnementales.

Afin de mener ces objectifs décrits précédemment, cette thèse sera structurée en quatre chapitres.

Dans le présent travail et après cette introduction, au **chapitre I**, on donne des notions sur la température et les zones climatique en Algérie, on met l'accent sur les joints et les pathologies causées par l'absence des joints de dilatation dans les structures en béton armé de grande longueur, ensuite une vision règlementaire sur l'effet thermique dans les constructions en béton armé.

Présentation de la structure étudiée et caractéristique des matériaux utilisés ainsi que le pré dimensionnement des éléments de la structure étudiée suivant le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/Modifiée 99[26], et le règlement parasismique Algérien, RPA99/version 2003[24], et l'analyse dynamique en utilisant le logiciel ETABS V9 [25] seront l'objectif du **chapitre II**.

Au **chapitre III**, on effectue le calcul du ferrailage des éléments résistants de la structure étudiée telle que : poteau, poutre et voile.

Le **chapitre IV** a été orienté à une comparaison entre les efforts internes introduits à partir de l'étude dynamique et l'étude thermique. Ce travail est divisé en deux parties, dans la première partie une étude paramétrique portera sur l'influence de la température sur la longueur, la hauteur des portiques et la disposition des voiles. Dans la deuxième partie on applique l'effort thermique sur l'ensemble total de la structure, et sur l'enveloppe de la structure étudiée. Enfin une comparaison a été faite entre le ferrailage des éléments résistant avec l'étude dynamique et avec l'étude thermique.

Enfin, une conclusion générale terminera la présente étude.

# *CHAPITRE I*

## *RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE*

## I. 1. INTRODUCTION

La performance d'un édifice peut être affectée par divers phénomènes physiques, dont les effets sont difficiles à évaluer de manière précise. Parmi ces phénomènes, on compte les variations de température, l'humidité, les tassements différentiels des fondations, le fluage et le retrait lors du durcissement du béton, ainsi que les vibrations. Les variations de température ont des conséquences similaires aux charges mécaniques sur la stabilité de la structure. Que ce soit une plaque ou une poutre, les contraintes thermiques ne sont pas traitées comme des contraintes de cisaillement; cet effet est intégré dans les contraintes normales, en particulier lorsque l'on suppose que le matériau est isotrope. L'objectif de cette analyse est d'acquérir une compréhension de la manière dont le logiciel **ETABS V9** intègre la température dans le calcul des contraintes au sein de la structure.

## I. 2. L'EFFET DE LA TEMPERATURE DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME

### I. 2. 1. L'effet de la température dans les bâtiments

L'effet de la température dans les bâtiments est un aspect crucial de la conception structurelle et architecturale, influençant divers aspects de la performance du bâtiment. Voici quelques-uns des principaux impacts de la température sur les bâtiments:

1. **Dilatation et contraction:** les matériaux de construction, tels que le béton et l'acier, subissent des variations dimensionnelles en fonction des changements de température. Lorsqu'un bâtiment est exposé à des variations thermiques, il se dilate ou se contracte. L'absence de joints de dilatation pour absorber ces mouvements peut entraîner des fissures et des déformations permanentes [1].
2. **Déformations structurelles:** les variations de température peuvent provoquer des déformations structurelles, en particulier dans les éléments tels que les poutres, les poteaux et les dalles. Ces déformations doivent être prises en compte pour éviter des problèmes tels que des fissures ou des défaillances structurelles.
3. **Isolation thermique:** la conception thermique des bâtiments est cruciale pour maintenir des conditions intérieures confortables. Une isolation appropriée peut réduire la dépendance aux systèmes de chauffage et de climatisation, contribuant ainsi à l'efficacité énergétique.

4. **Expansions et contractions des matériaux d'étanchéité:** les matériaux d'étanchéité utilisés dans les bâtiments, tels que les joints d'expansion, peuvent également être affectés par les variations de température, nécessitant une conception adaptée pour éviter les fuites d'eau.
5. **Réaction des matériaux de revêtement:** les matériaux de revêtement extérieur, tels que le bois, le métal et la peinture, peuvent se dégrader plus rapidement en raison des fluctuations de température, ce qui peut nécessiter un entretien régulier.
6. **Confort des occupants:** la température intérieure influence directement le confort des occupants. Les systèmes de chauffage, ventilation et climatisation (CVC) sont conçus pour maintenir des conditions ambiantes agréables malgré les variations extérieures [2].
7. **Réponse sismique:** dans les régions sismiques, les variations de température peuvent affecter la réponse sismique des structures, nécessitant une évaluation appropriée pour assurer la sécurité.

En résumé, la température a un impact significatif sur la durabilité, la sécurité et le confort des bâtiments. Une conception attentive aux effets thermiques est essentielle pour assurer la performance à long terme des structures [3].

### **I. 2. 2. La dilatation thermique du béton armé**

Le béton armé est un matériau de construction qui associe le béton et des barres d'acier. Il combine les qualités de compression du béton et la résistance à la traction de l'acier.

La température a de multiples effets sur les bâtiments en béton armé, notamment de grandes dimensions. Ces effets peuvent entraîner des problèmes, notamment le dépassement de la hauteur autorisée du bâtiment. En termes simples, plus le bâtiment est haut, plus la dilatation est importante, c'est ce qu'on appelle le phénomène de dilatation. Les ingénieurs ont déployé de grands efforts pour trouver une solution à ce problème important et rechercher les facteurs qui le provoquent. Dans le paragraphe suivant, j'aborderai les facteurs qui conduisent au phénomène de dilatation dans les bâtiments en béton armé, et comme nous le savons, le béton armé se dilate à mesure que ses composants (béton et l'acier) se dilatent[4].

### I. 2. 3. Les paramètres influençant le coefficient de dilatation du béton

Le béton est un matériau composé de deux éléments: les granulats et la pâte de ciment. Sa dilatation thermique dépend de la dilatation thermique de ses constituants. La dilatation thermique de ces constituants dépend de plusieurs paramètres. On peut donc dire que tous ces paramètres (humidité relative, rapport E/C, finesse du ciment, âge... etc.) pourraient influencer la dilatation thermique du béton:

#### I. 2. 3. 1. L'effet des granulats

La structure des roches dans les granulats influencent grandement le coefficient de dilatation thermique (C.D.T.) du béton. Les bétons siliceux présentent la plus grande dilatation, tandis que les bétons calcaires ont la plus faible.

Les granulats, qu'ils soient gros ou fins, influencent le C.D.T. du béton proportionnellement à leur volume. L'influence des granulats fins est cependant plus faible que celle des gros granulats. Si le béton est constitué de granulats de deux natures minéralogiques différentes, le C.D.T. du béton est maximal si les gros granulats ont le C.D.T. le plus fort, et minimal si les gros granulats ont le C.D.T. le plus faible. [4].

#### I. 2. 3. 2. L'effet du ciment

La nature du ciment et son effet sur le coefficient de dilatation thermique (C.D.T.) du béton ont été l'objet d'études par des chercheurs tels que BONNELL et HARPER (1951), GUTTMAN (1936) et WILLIS (1939). Ils ont tous conclu que l'influence des ciments sur la dilatation thermique du béton est minimale.

**Tableau I. 1:** l'effet de la nature du ciment sur le C.D.T du béton [4].

| Type de ciment | Dilatation thermique en $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ |              |
|----------------|----------------------------------------------------|--------------|
|                | Muri à l'air                                       | Muri à l'eau |
| Portland       | 13,2                                               | 12,3         |
| Alumineux      | 13,5                                               | 10,6         |
| Au laitier     | 14,2                                               | 12,4         |

BONNELL et HARPER (1951) ont également étudié l'impact de la proportion du mélange sur la dilatation thermique du béton. Ils ont découvert que plus le mélange est riche en ciment, plus le coefficient de dilatation thermique (C.D.T.) du béton est élevé

pour les bétons mûris à l'air. Cependant, pour les bétons mûris dans l'eau, le C.D.T. ne dépend pas de la proportion du mélange, probablement parce que le C.D.T. apparent du béton, qui dépend fortement de la nature du ciment, est nul lorsque le béton est saturé[4].

### I. 2. 3. 3. L'humidité relative

L'impact de l'humidité relative du béton sur sa dilatation thermique est similaire à celui de la pâte de ciment, c'est-à-dire qu'il suit une trajectoire parabolique. Le sommet ou le maximum de cette parabole correspond à des humidités relatives entre 70% et 80%, tandis que les points les plus bas correspondent à des humidités relatives de 0% et 100%. Pour le béton, la différence entre la valeur maximale et minimale est moins prononcée que pour la pâte de ciment, en raison de la présence de granulats qui réduisent le volume dilaté[4].

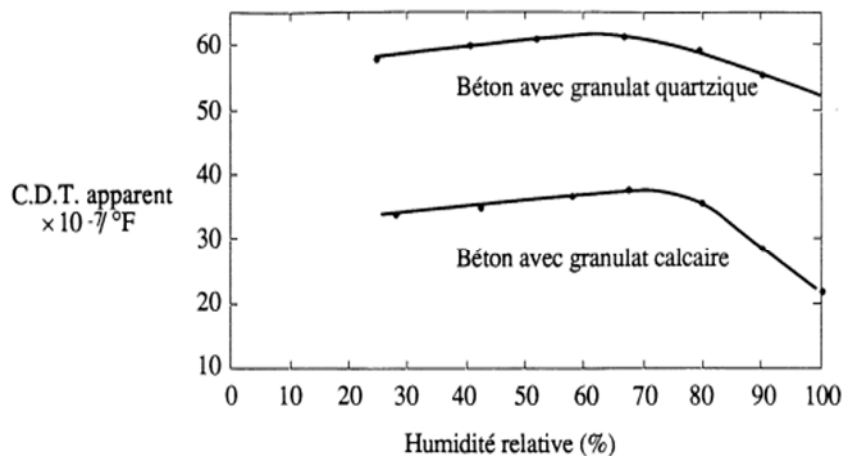


**Figure I. 1:** L'effet de l'humidité relative sur le C.D.T. du béton [5].

### I. 2. 3. 4. L'effet du rapport E/C

DAVIS (1935) et TROXELL (1934) ont observé que le C.D.T. diminue lorsque le rapport E/C augmente. BERWANGER et SARKAR (1976) ont étudié des bétons avec des rapports E/C variant entre 0,44 et 0,67. Ils ont découvert que le C.D.T. du béton augmente de 30% lorsque le rapport E/C diminue, et ce, pour des températures allant de 0°C à 66°C. Par contre, pour des températures allant de 0°C à -73°C, le C.D.T. du béton augmente de 20% lorsque le rapport E/C diminue[6].

### **I. 2. 3. 5. L'effet de L'âge**

Presque tous les chercheurs ont remarqué que le C.D.T. du béton décroît avec l'âge après 3 mois.

BONNELL et ses collaborateurs (1951) ont noté une diminution entre 3 mois et 1 an. BERWANGER (1971) a évalué cette diminution à 0,018. 10-6/°C par jour pour des échantillons ayant un rapport E/C constant, qui ont été testés entre -40°C et 27°C pendant une période allant de 29 à 200 jours. DE MONTERA (1960) a constaté que le C.D.T. du béton diminue de 10% entre 10 jours et 500 jours, sauf dans le cas d'un béton de calcaire où la diminution est évaluée à 20%. BERWANGER et SARKAR (1976) ont observé qu'avant 3 mois, le C.D.T. du béton augmente avec l'âge[6].

### **I. 2. 3. 6. L'effet de température**

De nombreuses études ont été menées pour examiner l'effet des cycles de gel et de dégel sur la détérioration du béton. Ses recherches ont démontré l'impact des basses températures sur l'expansion thermique du béton. Il a été observé que pendant le refroidissement des échantillons de béton saturés, une contraction linéaire se produit jusqu'à -5°C, suivie d'une grande expansion jusqu'à -30°C en raison de la solidification de l'eau. Une contraction linéaire est ensuite observée. Lors du réchauffement, les mêmes étapes sont observées en sens inverse, sauf que l'échantillon ne revient pas à sa longueur initiale, ce qui est appelé dilatation résiduelle. RUDOLF et VALORE (1950) ont observé la même chose pour un béton à air entrainé saturé, mais sa dilatation résiduelle est plus faible. Pour des échantillons non saturés, les mêmes chercheurs, à l'exception de RUDOLF et VALORE (1950), ont observé un retrait normal des échantillons pendant leur refroidissement. C'est pourquoi, selon MITCHELL (1953), un béton à air entrainé, qui est très difficile à saturer, résiste mieux aux cycles de gel et de dégel qu'un béton sans air entrainé. En ce qui concerne l'effet des températures élevées, GILLEN (1978) a étudié l'expansion thermique du béton entre 20°C et 870°C. Il a mesuré une augmentation linéaire du C.D.T. entre 20°C et 538°C et une augmentation très rapide de l'expansion au-dessus de 538°C en raison du changement de la nature des cristaux dans la nature minéralogique des granulats [6].

#### I. 2. 4. Les paramètres influençant la dilatation de l'acier

Plusieurs paramètres peuvent influencer le coefficient de dilatation thermique de l'acier:

1. **La température:** l'acier se dilate lorsque la température augmente. Pour une variation de température de 1 degré, l'acier subit une transformation suivant un coefficient de dilatation précis.
2. **Le type d'acier:** différents types d'acier peuvent avoir des coefficients de dilatation thermique différents. Par exemple, l'acier AISI 1020 a un coefficient de dilatation thermique de  $1,17 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ , tandis que l'acier inoxydable 304 a un coefficient de  $1,73 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ .
3. **Le traitement thermique:** les traitements thermiques peuvent modifier les propriétés de l'acier, y compris sa dilatation thermique.
4. **La contrainte mécanique:** Les contraintes mécaniques peuvent également affecter la dilatation thermique de l'acier .
5. **La structure cristalline:** la structure cristalline de l'acier peut également influencer son coefficient de dilatation thermique.

Il est important de noter que ces facteurs peuvent interagir de manière complexe et que le coefficient de dilatation thermique d'un échantillon d'acier spécifique peut nécessiter une mesure expérimentale pour une précision optimale.

#### I. 2. 5. Formule de dilatation thermique

La modification de la température d'un objet entraîne une variation de ses dimensions. En règle générale, une élévation de la température provoque une expansion des objets. Par exemple, une barre métallique s'allonge lorsqu'elle est chauffée.

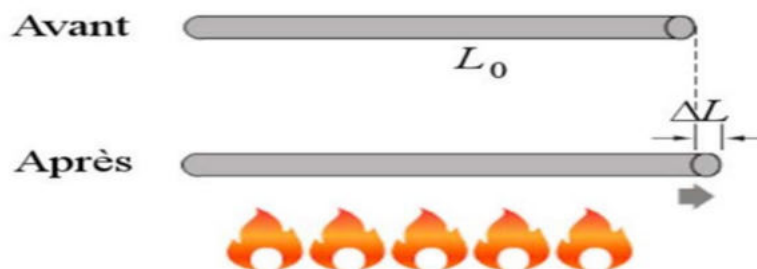


Figure I. 2: Dilatation thermique.

### I. 2. 5. 1. Gradient de température $\Delta T$

$$\Delta T = T - T_0 \dots\dots\dots \text{I. 1}$$

$\Delta T$ : Gradient thermique;

T: Température d'origine;

$T_{\square}$ : Température moyenne d'un élément, résultant des températures climatiques.

### I. 2. 5. 2. Déformation ( $\varepsilon$ ) et déformation thermique ( $\varepsilon_t$ ) [7]

1. **Déformation  $\varepsilon$** : la déformation est une modification de la forme ou des dimensions d'un objet sous l'effet de forces ou de contraintes. Elle peut être élastique (réversible) ou plastique (irréversible). Les matériaux ont différentes propriétés de déformation, comme l'élasticité, la résistance, la ductilité, la dureté, la résilience, et la résistance à la fatigue.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \dots\dots\dots \text{I. 2}$$

$\Delta L$ : Variation de longueur;

L: Longueur.

2. **Déformation thermique  $\varepsilon_t$** : la déformation thermique est une forme spécifique de déformation qui se produit en réponse à un changement de température. Lorsqu'un objet est chauffé ou refroidi, ses dimensions peuvent changer en raison de la dilatation ou de la contraction thermique. Cette déformation est généralement décrite par la formule suivante:

$$\varepsilon_t = \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots \text{I. 3}$$

$\alpha$ : Coefficient de la dilatation;

$\Delta T$ : Variation de température.

**Donc:**

$$\varepsilon = \varepsilon_t \dots\dots\dots \text{I. 4}$$

$$\frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot \Delta t \dots\dots\dots \text{I. 5}$$

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots \text{I. 6}$$

**Tableau I. 2:** Coefficient de dilatation thermique des matériaux [7].

| Substance                                                 | Coefficient de dilatation thermique ( $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ) |
|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| Acier AISI 1020<br>(faible % de carbone)                  | $1,17 \times 10^{-5}$                                           |
| Acier AISI 1045<br>(% moyen de carbone)                   | $1,17 \times 10^{-5}$                                           |
| Acier AISI 1095<br>(% élevé de carbone)                   | $1,17 \times 10^{-5}$                                           |
| Acier AISI 4140                                           | $1,17 \times 10^{-5}$                                           |
| Acier Inoxydable 304<br>(Stainless steel 304)             | $1,73 \times 10^{-5}$                                           |
| Acier inoxydable 316L<br>(stainless steel 316L)           | $1,73 \times 10^{-5}$                                           |
| Fer forgé                                                 | $1,15 \times 10^{-5}$                                           |
| Fonte classe 20                                           | $1,13 \times 10^{-5}$                                           |
| Fonte classe 40                                           | $1,13 \times 10^{-5}$                                           |
| Fonte classe 60                                           | $1,13 \times 10^{-5}$                                           |
| Aluminium 3003-H14                                        | $2,32 \times 10^{-5}$                                           |
| Aluminium 6061-T6                                         | $2,36 \times 10^{-5}$                                           |
| Aluminium 7075-T6                                         | $2,36 \times 10^{-5}$                                           |
| Titane<br>Alliage TI-6AL-4V                               | $8,6 \times 10^{-6}$                                            |
| Titane Pure, Grade I                                      | $8,9 \times 10^{-6}$                                            |
| Cobalt-Chrome MP35N 0 % cold reduction                    | $1,28 \times 10^{-5}$                                           |
| Cuivre                                                    | $1,66 \times 10^{-5}$                                           |
| Laiton (70/30 brass) (260 Brass OS 15<br>Temper)          | $1,99 \times 10^{-5}$                                           |
| Bois (valeur moyenne) (dur et sec, parallèle<br>au grain) | $5,5 \times 10^{-6}$                                            |
| Nylon Type 66                                             | $1,25 \times 10^{-4}$                                           |
| Polycarbonate<br>(Acrylonitrile Butadiene Styrene = ABS)  | $9,6 \times 10^{-6}$                                            |
| Polyméthylmetacrylate<br>(Acrylic) (PMMA) (plexiglas)     | $7,3 \times 10^{-5}$                                            |

### I. 2. 6. Forces générées par la dilatation thermique

Pour mieux comprendre les effets mécaniques que les matériaux subissent ou génèrent, nous utilisons le concept de contrainte. La contrainte est définie comme la force appliquée par unité de surface, ce qui est similaire à une pression.

Lorsqu'un objet est soumis à des changements de température et qu'il est fixé entre deux supports qui l'empêchent de se dilater ou de se contracter, cet objet peut exercer des forces considérables sur ces supports.



**Figure I. 3:** Tige en acier fixé entre deux murs.

Si une tige en butée à ses deux extrémités est chauffée, elle devrait prendre de l'expansion. Toutefois, elle ne peut le faire parce que les murs empêchent la tige de grandir. Il doit donc y avoir une force de compression faite par les murs qui viennent annuler la dilatation thermique. Il y a une telle force de compression parce qu'en grandissant, la tige pousse sur les murs.

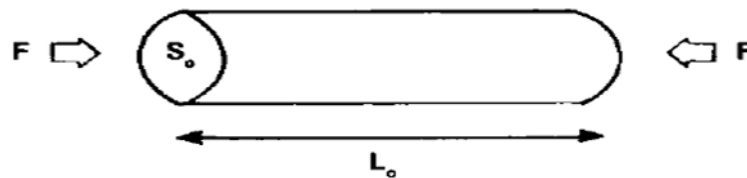


**Figure I. 4:** Contraintes thermiques longitudinales dans une tige.

Selon la troisième loi de Newton, si la tige exerce une force sur les murs, les murs exercent une force égale et opposée sur la tige. C'est cette force exercée par les murs qui crée une compression, annulant exactement l'effet de la dilatation thermique, permettant ainsi à la tige de conserver sa longueur initiale  $L_0$ . En d'autres termes, la tige conserve sa longueur car la déformation causée par la dilatation thermique est compensée par la déformation due à la force de compression exercée par la tige.

$$\varepsilon_t + \varepsilon_f = 0 \dots \dots \dots \text{I. 7}$$

$$\varepsilon_t = -\varepsilon_f \dots\dots\dots \text{I. 8}$$

Dans l'équation, si l'objet s'agrandit (en raison de la force de tension ou de la dilatation thermique), les déformations unitaires sont positives. Par contre, si l'objet se rétrécit (en raison de la force de compression ou de la contraction thermique), les déformations unitaires sont négatives. Cela signifie que les contraintes et les forces de tension sont positives, tandis que les contraintes et les forces de compression sont négatives.

D'après la loi de Hooke de l'élasticité:

$$\sigma = \frac{F}{S} \dots\dots\dots \text{I. 9}$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \dots\dots\dots \text{I. 10}$$

**Avec:**

F: Force

S: Surface

E: Module d'élasticité

$\varepsilon$ : Déformation

D'après la formule (I. 9) et (I. 10):

$$F = \varepsilon \cdot E \cdot S \dots\dots\dots \text{I. 11}$$

### Exemple

Voici une barre d'acier AISI 1020 de 5 m de long (à 0 °C) fixée entre deux murs distants de 5 m l'un de l'autre. La barre est une section rectangulaire (50x50) mm<sup>2</sup>. Quelle sera la force exercée sur les murs si on chauffe la barre jusqu'à une température de 35 °C ?

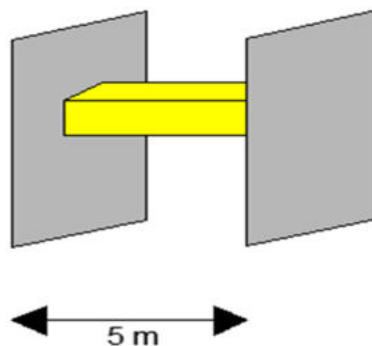


**Figure I. 5:** Tige en acier AISI 1020 fixée entre deux murs.

La déformation unitaire due à la dilatation thermique est:

$$\varepsilon_t = \alpha(T - T_0) \dots\dots\dots \text{I. 12}$$

$$\varepsilon_t = 1,17 \cdot 10^{-5} \cdot (35 - 0) \dots\dots\dots \text{I. 13}$$

$$\varepsilon_t = 4,095 \cdot 10^{-4} \dots\dots\dots \text{I. 14}$$

Une telle déformation unitaire voudrait dire que la tige s'allongerait de 20mm. Puisque la barre garde la même longueur (5 m), cela signifie que la déformation unitaire faite par la dilatation thermique est annulée par la déformation unitaire faite par la compression de la barre. On doit donc appliquer une force de compression qui ferait rapetisser la barre de 20 mm, pour compenser l'augmentation de longueur due à la dilatation thermique.

**Donc:**

$$\varepsilon_t + \varepsilon_f = 0 \dots\dots\dots \text{I. 15}$$

$$\varepsilon_f = -\varepsilon_t \dots\dots\dots \text{I. 16}$$

$$\varepsilon_f = -4,095 \cdot 10^{-4} \dots\dots\dots \text{I. 17}$$

On peut alors trouver la contrainte de tension:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \dots\dots\dots \text{I. 18}$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \dots\dots\dots \text{I. 19}$$

$$\sigma = -4,095 \cdot 10^{-4} \cdot 210 \cdot 10^9 \dots\dots\dots \text{I. 20}$$

$$\sigma = -85995 \cdot 10^3 \text{ } p_a \dots\dots\dots \text{I. 21}$$

Une valeur négative de la contrainte signifie ici qu'on est en compression. On peut finalement trouver la force avec la formule de la contrainte.

$$\sigma = \frac{F}{A} \dots\dots\dots \text{I. 22}$$

$$\sigma = \frac{F}{A} = -85995 \cdot 10^3 \text{ } p_a \dots\dots\dots \text{I. 23}$$

L'aire de la section est:

$$A = 0,05 \cdot 0,05 \dots\dots\dots \text{I. 24}$$

$$A = 0,0025 \text{ } m^2 \dots\dots\dots \text{I. 25}$$

**Donc:**

$$\frac{F}{0,0025} = -85995 \cdot 10^3 P_a \dots\dots\dots \text{I. 26}$$

$$F = -85995 \cdot 10^3 \cdot 0,0025 \dots\dots\dots \text{I. 27}$$

$$F = -214987,5N \dots\dots\dots \text{I. 28}$$

Une valeur négative signifie encore qu'on a affaire à une force de compression.

### I. 3. LES ZONES CLIMATIQUE EN ALGERIE

L'Algérie est un très grand pays et présente donc une variété de climats: la région nord a un climat méditerranéen, tandis que le reste du pays a un climat majoritairement désertique. Entre ces deux principaux types climatiques, il existe également des climats de transition. Cependant, l'Algérie est un pays subtropical avec un climat majoritairement chaud et sec, défini comme:

- 4 zones climatiques au Nord dans une sous zone.
- 3 zones climatiques au Sud.

Pour chaque zone, on distingue les sites d'altitude inférieure à 500m, comprise entre 500 et 1000m et supérieure à 1000m. La carte de zone climatique de l'Algérie en figure I. 6 délimite les différentes zones qui suivent:

**La zone A:** Il comprend le littoral et une partie du versant nord de la chaîne côtière (climat maritime méditerranéen).

**La zone B:** il comprend les plaines et les vallées situées entre les montagnes côtières et l'Atlas Talien, à l'exception du climat de chlef (climat méditerranéen continental).

**La zone B':** c'est une sous-zone de la zone B. Il comprend la vallée de Chlef entre les monts Ouarsenis et les monts Dahra et Braz.

**La zone C:** il est constitué d'un plateau entre l'Atlas Talien et l'Atlas saharien, d'une altitude de plus de 500 mètres (climat montagnard méditerranéen).

**La zone D1:** elle comprend le Sahara au-delà de l'Atlas Saharien jusqu'à la latitude 31°.

**La zone D2:** elle comprend le Sahara au-delà de la latitude 31° jusqu'à la latitude 26°.

**La zone D3:** elle comprend le Sahara au-delà de la latitude 26° jusqu'aux frontières Sud [8].

**Tableaux I. 3:** Caractéristique climatique moyenne par zone du mois le plus chaud [9].

| Zone           | Altitude [m] | [C°] moy | [C°] max | [C°] min |
|----------------|--------------|----------|----------|----------|
| <b>Zone A</b>  | <500         | 25,50    | 30,00    | 21,00    |
| 500_1000       | 25,00        | 30,00    | 30,00    | 20,00    |
| > 1000         | 22,50        | 27,00    | 27,00    | 18,00    |
| <b>Zone B</b>  | <500         | 26,50    | 34,00    | 19,00    |
| 500_1000       | 26,50        | 34,00    | 34,00    | 10,00    |
| > 1000         | 25,00        | 32,00    | 32,00    | 18,00    |
| <b>Zone B'</b> | <500         | 29,00    | 38,00    | 20,00    |
| <b>Zone C</b>  | 500-1000     | 27,00    | 37,00    | 17,00    |
| <b>Zone D1</b> | <500         | 29,50    | 35,50    | 20,00    |
| 500_1000       | 27,00        | 32,00    | 32,00    | 18,00    |
| <b>Zone D2</b> | <500         | 31,00    | 39,00    | 23,00    |
| 500_1000       | 28,00        | 34,50    | 24,50    | 19,50    |
| <b>Zone D3</b> | <500         | 33,50    | 41,00    | 26,00    |
| 500_1000       | 31,00        | 36,50    | 36,50    | 22,50    |
| > 1000         | 28,00        | 35,00    | 35,00    | 21,50    |

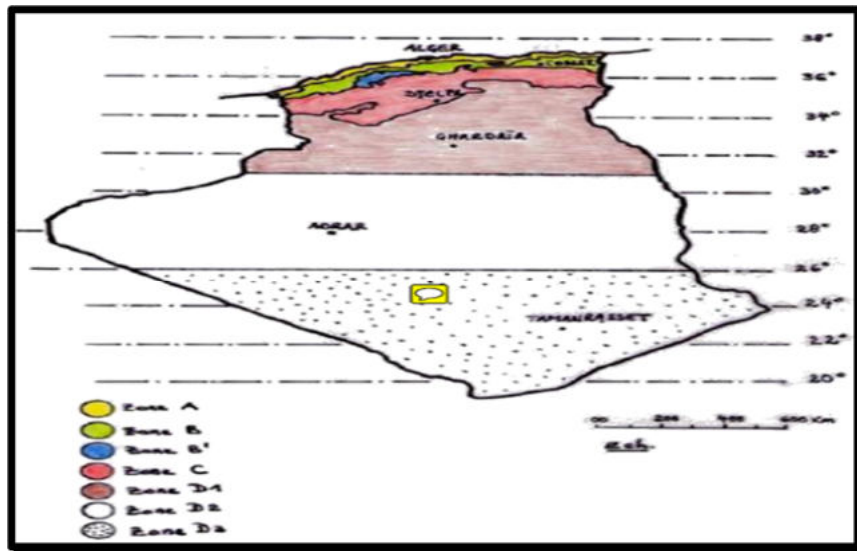


**Figure I. 6:** Zones climatique en Algérie [9].

## **I. 4. LES JOINTS**

Dans le domaine de la construction, les joints délimitent la séparation entre deux espaces et contribuent, entre autres, à la durabilité de la structure. Ils remplissent diverses fonctions, et selon leur rôle spécifique, on distingue deux types de joints en construction.

### **I. 4. 1. Rôles des joints**

Les fonctions des joints varient en fonction de leur type (dilatation, retrait, rupture et construction), accomplissant jusqu'à cinq rôles au sein d'une même structure afin d'assurer la robustesse et la durabilité des édifices. Le béton, en tant que matériau, subit des expansions et contractions en réaction aux variations climatiques. Ces changements comportementaux peuvent engendrer des fissures, voire des soulèvements des appuis ou des façades, mettant en danger la stabilité et la sécurité des occupants des bâtiments. Les joints jouent un rôle crucial en permettant à la structure de s'ajuster aux dilatations et rétractions du béton, évitant ainsi l'exercice d'une pression dommageable sur les éléments structurels.

En plus de réagir aux variations de température, le béton se rétracte naturellement pendant son processus de séchage, connu sous le nom de retrait hydraulique et thermique. Les joints interviennent également ici pour contrôler ce processus et minimiser ses impacts sur la structure du bâtiment. Les joints sont également efficaces pour prévenir les tassements différentiels des fondations, résultant des forces verticales et horizontales susceptibles de fragiliser ces éléments.

Dans le contexte des vibrations générées par la circulation de machines, engins de chantiers et divers véhicules, les joints sont mis en place pour limiter les effets à long terme de ces vibrations, potentiellement responsables de la formation de micro-fissures et de la fragilisation prématurée de la structure des édifices. Enfin, il est crucial de souligner que le vent exerce une pression significative sur les ouvrages, surtout les bâtiments de grande hauteur. Ainsi, les joints sont utilisés pour atténuer les déformations résultant de cette pression.

## I. 4. 2. Différents types de joints

### I. 4. 2. 1. Joint de dilatation

Le béton réagit aux variations de température en se dilatant par temps chaud et en se rétractant par temps froid. Le joint de dilatation permet au béton de bénéficier d'une liberté de mouvement naturelle sans compromettre l'intégrité structurelle de l'édifice. Grâce à ce type de joint, les différentes sections d'un bâtiment peuvent se déplacer de manière indépendante les unes des autres, voici **figure I.7** :

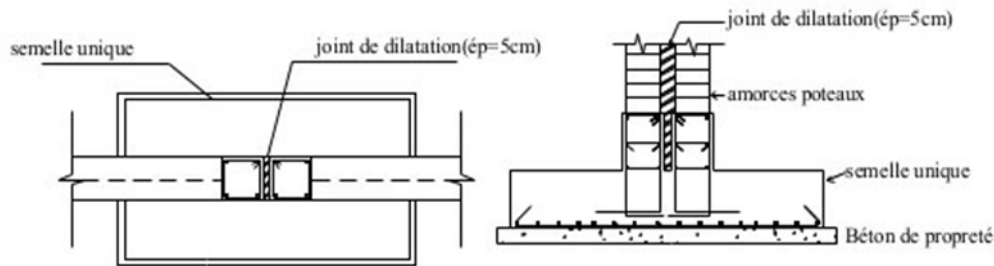


**Figure I. 7:** Schéma de joint de dilatation [10].

### I. 4. 2. 2. Joint de rupture

Lorsque la structure est composée d'éléments de poids différents ou qu'elle est adjacente à une autre structure, un phénomène de tassement différentiel peut survenir. Cela représente un risque pour les fondations du bâtiment, et l'utilisation de joints de rupture est alors recommandée pour diviser ces sections[11], voici **figure I.8** :

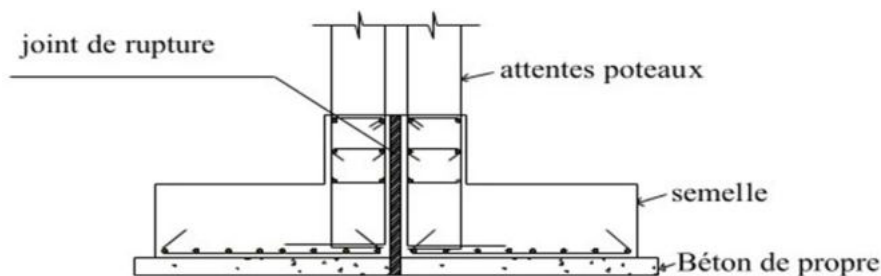


**Figure I. 8:** Schéma de joint de rupture [10].

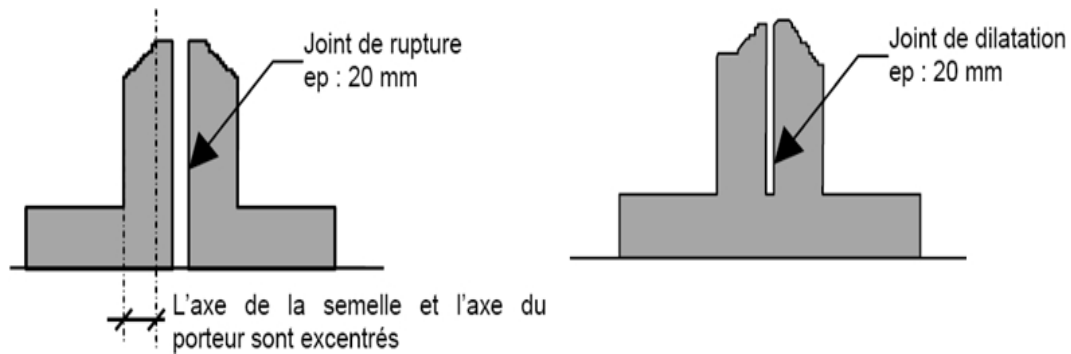


**Figure I. 9:** Différence entre le joint de dilatation et le joint de rupture [12].

## I. 5. PATHOLOGIES CAUSEES PAR L'ABSENCE DE JOINT DE DILLATATION

L'absence de joints de dilatation dans une structure peut entraîner plusieurs problèmes et complications, notamment des fissures, des déformations, et des dommages structuraux. Voici quelques-unes des maladies (problèmes) couramment associées à l'absence de joints de dilatation:

**I. 5. 1. Fissuration du Béton:** les variations de température, l'humidité et d'autres facteurs environnementaux peuvent provoquer l'expansion et la contraction du béton. En l'absence de joints de dilatation, cette contraction et expansion peuvent générer des contraintes excessives, conduisant à des fissures dans la structure en béton [13].



**Figure I. 10:** Fissuration du béton [14].

**I. 5. 2. Déformations Structurelles:** Les mouvements naturels du sol et les contraintes thermiques peuvent provoquer des déformations structurelles. L'absence de joints de dilatation pour absorber ces mouvements peut entraîner des déformations non désirées, affectant la stabilité et l'intégrité de la structure [15].

**I. 5. 3. Endommagements des revêtements:** les revêtements extérieurs et intérieurs, tels que les carreaux, les plaques de plâtre, et d'autres matériaux, peuvent se fissurer ou se décoller en raison des mouvements structurels résultant de l'absence de joints de dilatation.



**Figure I. 11:** Endommagements des Revêtements [16].

**I. 5. 4. Risque de dégâts d'eau:** les fissures résultantes peuvent permettre à l'eau de pénétrer dans la structure, créant des problèmes d'étanchéité et favorisant la corrosion des armatures métalliques.

**I. 5. 5. Impact sur la sécurité des occupants:** en l'absence de joints de dilatation, les problèmes structurels susmentionnés peuvent compromettre la sécurité des occupants en créant des conditions potentiellement dangereuses.

**I. 5. 6. Malfaçon:** sans joints de dilatation, le rapport entre rigidité/résistance mécanique et poids/masse de la construction est compromis. Une maison, par exemple, représente une masse importante. Les joints de dilatation permettent de respecter ce rapport et d'éviter les déformations de la structure dues aux variations de température. En cas d'absence de ces joints, la fissuration est assurée, au minimum. Ils sont particulièrement indispensables sur les grands bâtiments. Par exemple, un joint de dilatation doit être prévu entre une maison (bâtiment principal) et un garage adjacent (bâtiment annexe) [17].

Il est important de noter que la présence de joint de dilatations appropriées est essentielle pour permettre à une structure de s'adapter aux forces extérieures et aux variations environnementales, contribuant ainsi à sa durabilité et à sa résilience structurelle [18].

## **I. 6. STRUCTURES EN BETON ARME DE GRANDE LONGUEUR CONTREVENTEE PAR VOILES**

Les voiles en béton armé jouent un rôle crucial dans la stabilité et la résistance des structures. Voici des détails supplémentaires concernant les structures contreventées par voiles, en tenant compte de l'effet de la température:

### **I. 6. 1. les voiles en béton armé**

- Un voile en béton armé est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions.
- Son rôle principal est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Les voiles participent également au contreventement de la structure, essentiel pour sa stabilité.
- Ils s'opposent également à la poussée de terre ou d'eau.

### **I. 6. 2. Choix du contreventement**

- Le contreventement assure la stabilité horizontale et verticale de la structure face aux secousses, telles que celles dues au vent ou aux séismes.
- Le contreventement horizontal transmet les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour le contreventement vertical, les palées doivent répondre à des critères spécifiques:

- Au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- Une disposition symétrique par rapport au centre de gravité des planchers, de préférence aux angles, avec une largeur suffisante.
- Une distribution verticale régulière, de préférence superposée pour conférer une rigidité comparable en translation et en torsion.

### **I. 6. 3. Contreventement général des bâtiments**

- L'ingénieur doit prévoir des dispositions assurant la stabilité générale des bâtiments.
- Ces dispositions doivent résister aux forces horizontales (vent, etc.) et permettre aux bâtiments de supporter des sollicitations exceptionnelles (explosions, etc.).
- Les solutions pour le contreventement incluent des voiles en béton armé, des plaques, des treillis en bois ou en acier.

### **I. 6. 4. Armature des voiles**

- Les voiles en béton armé sont renforcés par des barres d'acier (armatures) pour augmenter leur résistance à la traction et à la flexion.
- L'armature est placée dans le coffrage avant de couler le béton.
- Les barres d'acier longitudinales (appelées épingles) sont disposées verticalement dans le voile, tandis que les barres transversales (également appelées étriers) sont placées horizontalement pour maintenir l'armature en place.

### **I. 6. 5. Calcul des voiles**

- Le dimensionnement des voiles en béton armé implique des calculs complexes pour s'assurer qu'ils résistent aux charges appliquées.
- Les ingénieurs prennent en compte des facteurs tels que la charge verticale, la charge horizontale due au vent, la charge sismique et la pression du sol.
- Différentes normes et codes de construction guident ces calculs pour garantir la sécurité et la stabilité des structures.

### **I. 6. 6. Types de voiles**

- Il existe différents types de voiles, notamment les voiles pleins, les voiles nervurés et les voiles préfabriqués.
- Les voiles pleins sont monolithiques et coulés en place, tandis que les voiles nervurés ont des ouvertures pour réduire le poids.
- Les voiles préfabriqués sont fabriqués en usine et transportés sur les chantiers.

En somme, les voiles en béton armé sont essentielles pour la stabilité et la sécurité des structures, et leur mise en œuvre doit tenir compte de l'effet de la température [19][20][21].

## **I. 7. EFFET THERMIQUE DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME SELON LES REGLEMENTS**

### **I. 7. 1. Selon le règlement Algérien CBA93**

#### **I. 7. 1. 1. Actions de la température climatique**

A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes:

- ❖ En Algérie du Nord (climat tempéré) :  $35^{\circ}\text{C}$  et  $-15^{\circ}\text{C}$ .
- ❖ Pour le proche et le moyen Sud :  $45^{\circ}\text{C}$  et  $-20^{\circ}\text{C}$ .
- ❖ Pour l'extrême Sud :  $+50^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$ .

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre  $+10^{\circ}$  et  $+25^{\circ}$ ) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à  $10^{-5}$ .

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées. Dans le cas où il serait nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique, les valeurs représentatives de cette action sont introduites conformément aux textes en vigueur ou à défaut aux stipulations du marché [22].

### **I. 7. 2. Selon l'eurocode**

Selon l'eurocode la norme européenne L'EN 1991-1-5 donne des principes et des règles de calcul des actions thermiques agissant sur les bâtiments, les ponts et autres structures, y compris sur leurs éléments structuraux. Elle fournit également les principes relatifs aux revêtements extérieurs et autres éléments annexes des bâtiments. Elle décrit également les variations de température des éléments structuraux. Elle donne des valeurs caractéristiques des actions thermiques utilisables pour le dimensionnement des structures exposées à des variations climatiques journalières et saisonnières. L'étude des actions thermiques n'est pas nécessaire pour les structures non exposées.

### **I. 7. 2. 1. Paramètres clés de l'effet thermique selon l'eurocode**

#### **❖ Actions thermiques**

Actions thermiques agissant sur une structure ou sur un élément de structure et résultant des variations des champs de température dans les limites d'un intervalle de temps déterminé.

#### **❖ Température de l'air sous abri**

Température mesurée par des thermomètres placés dans une boîte en bois, peinte en blanc, ayant des grilles de ventilation, connue sous le nom de «abri de Stevenson»

#### **❖ Température maximale de l'air sous abri, $T_{max}$**

Valeur de la température maximale de l'air sous abri, avec une probabilité annuelle d'être dépassée de 0,02 (équivalant à une période moyenne de retour de 50 ans), basée sur les valeurs horaires maximales enregistrées.

#### **❖ Température minimale de l'air sous abri, $T_{min}$**

Valeur de la température minimale de l'air sous abri, avec une probabilité annuelle d'être dépassée de 0,02 (équivalant à une période moyenne de retour de 50 ans), basée sur les valeurs horaires minimales enregistrées.

#### **❖ Température d'origine $T_0$**

Température d'un élément de structure à la date où sa configuration finale est réalisée (achèvement).

#### **❖ Revêtement extérieur**

Partie du bâtiment constituant une membrane imperméable et ne supportant généralement pas d'autres charges que le poids propre et/ou le vent.

#### **❖ Composante de température uniforme**

Température, constante sur la section transversale, qui conditionne la dilatation ou la contraction d'un élément ou d'une structure (pour les ponts, elle est souvent définie en tant que température «effective», mais le terme «uniforme» a été adopté dans la présente partie) [23].

❖ **Composante de gradient thermique**

Distribution d'un profil de température dans un élément de structure représentant la différence de température entre la face extérieure de l'élément et tout autre point en profondeur [23].

**I. 7. 2. 2. Classification des actions**

- ❖ Les actions thermiques doivent être classées comme actions variables et indirectes, selon l'EN 1990:2002, 1.5.3 et 4.1.1.
- ❖ Sauf indication contraire, toutes les valeurs des actions thermiques données dans la présente partie sont des valeurs caractéristiques.
- ❖ Les valeurs caractéristiques des actions thermiques, telles que données dans la présente partie, correspondent à une probabilité annuelle de dépassement de 0,02 , sauf indication contraire, par exemple, pour des situations transitoires de projet.

**I. 7. 2. 3. Situations de projet**

- Les actions thermiques doivent être déterminées pour chaque situation de projet concernée, identifiée conformément à l'EN 1990.

- ❖ Pour les structures non exposées à des variations climatiques journalières et saisonnières et de température d'exploitation, il est possible de ne pas faire l'étude des actions thermiques.
- ❖ Les éléments des structures porteuses doivent être vérifiés afin de s'assurer que le mouvement thermique ne produira pas des sollicitations excessives dans la structure, soit en prévoyant des joints de dilatation, soit en tenant compte des effets dans le calcul.

**I. 7. 2. 4. Représentation des actions**

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air sous abri, les rayonnements solaires, les rayonnements réémis, etc., entraînent des variations de la distribution de la température à l'intérieur des différents éléments particuliers d'une structure.

La valeur des effets thermiques dépend des conditions climatiques locales, ainsi que de l'orientation de la structure, de sa masse totale, des finitions (par exemple les revêtements extérieurs dans les bâtiments), et dans le cas des structures de bâtiments, des conditions de chauffage et ventilation, ainsi que de l'isolation thermique.

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure particulier peut être divisée selon les quatre composantes constitutives essentielles suivantes:

- ❖ Une composante de température uniforme,  $\Delta T_U$ .
- ❖ Une composante de gradient thermique variant linéairement suivant l'axe z-z,  $\Delta T_{My}$ .
- ❖ Une composante de gradient thermique variant linéairement suivant l'axe y-y,  $\Delta T_{Mz}$ .
- ❖ Une distribution non linéaire de température,  $\Delta T_E$ . Celle-ci conduit à un système de contraintes auto-équilibrées qui ne produit pas de sollicitations sur l'élément.

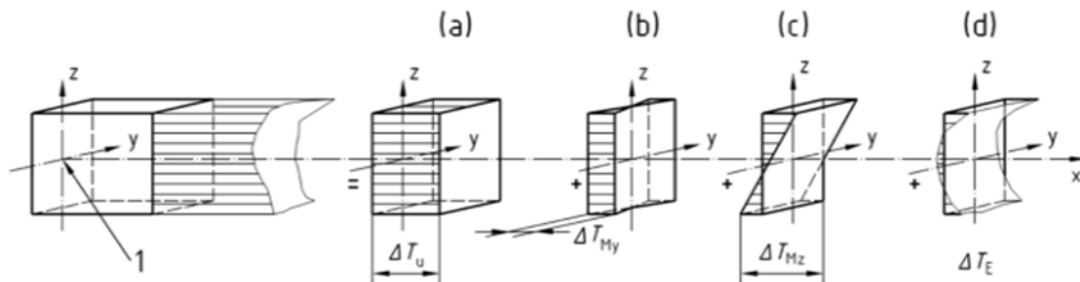


**Figure I. 12:** Représentation schématique des composantes constitutives d'un profil de température.

- ❖ Les déformations et, par conséquent, toute contrainte qui en résulte, dépendent de la géométrie et des conditions aux limites de l'élément considéré ainsi que des propriétés physiques du matériau utilisé. En cas d'utilisation dans un élément composite constitué de matériaux dont les coefficients de dilatation linéaire sont différents, il convient de tenir compte de l'effet thermique.
- ❖ Pour les besoins de calcul des effets thermiques, il convient d'utiliser le coefficient de dilatation linéaire pour un matériau donné.

#### I. 7. 2. 5. Les Variations de la température dans les bâtiments

- ❖ Les actions thermiques agissant sur les bâtiments et résultant des variations climatiques et de température d'exploitation doivent être prises en considération dans la conception des bâtiments, là où il est possible que les états limites ultimes et de service soient dépassés suite à un mouvement et/ou à des contraintes d'origine thermique.

- ❖ Les variations de volume et/ou contraintes induites par les variations de température peuvent être également influencées par:

- la projection de l'ombre des bâtiments adjacents.
- l'utilisation de différents matériaux présentant différents coefficients de dilatation thermique et différentes conductivités thermiques.
- l'utilisation de différentes formes de sections transversales avec des températures uniformes différentes.
- L'humidité et les autres facteurs environnementaux peuvent également influencer les variations de volume des éléments de structure.

Il convient de déterminer les actions thermiques agissant sur les bâtiments, résultant des variations climatiques et de température d'exploitation, conformément aux principes et aux règles énoncés dans la présente section, en tenant compte des données nationales (régionales) et en se fondant sur l'expérience.

Les effets climatiques doivent être déterminés en prenant en considération la variation de la température de l'air sous abri et le rayonnement solaire. Les effets d'exploitation (résultant du chauffage ou des procédés technologiques ou industriels) doivent être pris en considération conformément au projet particulier.

Conformément à la décomposition citée auparavant, les actions thermiques climatiques et d'exploitation agissant sur un élément de structure doivent être spécifiées en utilisant les grandeurs fondamentales suivantes:

- ❖ une composante de température uniforme  $T_u$ , donnée par la différence entre la température moyenne  $T$  d'un élément et sa température d'origine  $T_0$ .
- ❖ une composante de température variant linéairement, donnée par la différence  $\Delta T_M$  entre les températures au niveau des faces extérieures et intérieures d'une section transversale ou au niveau des surfaces des couches particulières.
- ❖ une différence de température  $\Delta T_P$  entre différentes parties d'une structure, donnée par la différence des températures moyennes dites parties.

Outre  $\Delta T_U$ ,  $\Delta T_M$  et  $\Delta T_P$  il convient de prendre en considération les effets locaux des actions thermiques, le cas échéant (par exemple, au niveau des supports d'appui ou des fixations des éléments structuraux et de revêtement extérieur).

Il convient de définir une représentation appropriée des actions thermiques en tenant compte de l'emplacement du bâtiment et des dispositions constructives. La composante de température uniforme d'un élément de structure  $\Delta T_u$  est définie par la formule suivante:

$$\Delta T_u = T - T_0 \dots \dots \dots \text{I. 29}$$

Où:

**T** est une température moyenne d'un élément de structure, résultant des températures climatiques en hiver ou en été et des températures d'exploitation.

Il convient de déterminer les grandeurs  $\Delta T_u$ ,  $\Delta T_M$  et  $\Delta T_P$  et **T** en utilisant des données régionales. A défaut de données régionales disponibles [23].

## I. 8. CONCLUSION

À la fin de ce chapitre, nous avons constaté que l'effet de la température sur les bâtiments en béton armé est crucial pour assurer leur stabilité et leur durabilité. Les variations thermiques peuvent entraîner des contraintes et des déformations, mettant en péril la structure. Pour gérer efficacement ces effets, il est essentiel d'utiliser des joints de dilatation, de choisir les matériaux appropriés et d'adopter des pratiques de construction adaptées. Les normes de construction et les codes du bâtiment jouent un rôle essentiel dans la mise en œuvre de ces mesures. Anticiper et atténuer les impacts thermiques garantissent la sécurité structurale et prolongent la vie des bâtiments en béton armé. En somme, une approche réfléchie à l'égard de l'effet de la température est essentielle à toutes les phases de conception et de construction pour créer des structures durables et résilientes.

# *CHAPITRE II*

## *PRESENTATION ET ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE ETUDIEE*

## II. 1. INTRODUCTION

Le béton armé a permis les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays du fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A. Il constitue une branche de G.C qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

L'objectif principal de ce chapitre est d'étudier une structure en béton armé contreventée par voile-portique avec la méthode spectrale en utilisant le logiciel ETABS V9 [25]. D'abord, on va donner une description de l'ouvrage considéré. Ensuite, on passe aux caractéristiques des matériaux utilisés (béton et acier) et pré dimensionnement des éléments structuraux. Dans le même contexte, on va faire une évaluation des charges et surcharges par mètre carré des éléments du plancher et la descente de charge sur le poteau le plus sollicité, à l'occasion la pré dimensionnement de tous les éléments dans notre structure (plancher, poutres, poteaux et voiles) sera déterminés et vérifiés selon le code de béton aux états limites (BAEL 91/M99) et le règlement parasismique Algérien (RPA 99/V2003) [24]. Comme nécessitent les structures en zones sismiques, la vérification des caractéristiques dynamiques de la structure considérée sera mise en évidence.

## II. 2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet étudié est une clinique médicale implantée dans la wilaya de Bouira, qui a été classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 [24]. Le bâtiment composé d'un RDC et quatre étages avec 02 sous-sols, le contreventement de la structure et assuré par des voiles en béton armé, les planchers sont de dalle pleine, le remplissage des façades est en maçonnerie, le bâtiment fondé sur un site S1.

### II. 2. 1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, des dimensions suivantes:

**Tableau II. 1:** Caractéristique géométrique du bâtiment.

|                          |         |
|--------------------------|---------|
| Longueur totale          | 31,15 m |
| Largeur totale           | 28,8 m  |
| Hauteur totale           | 29,4 m  |
| Hauteur d'étage courant  | 4,20 m  |
| Hauteur de RDC           | 4,20 m  |
| Hauteur d'étage sous-sol | 4,20 m  |

## **II. 2. 2. Description de l'ossature**

### **1. Ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles de contreventement, pour assurer la stabilité de l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### **2. Plancher**

Nous avons opté pour des planchers en dalle pleine.

### **3. Conception structurale**

- L'ouvrage considéré est en portiques contreventés par des voiles en béton armé.
- Les voiles de contreventement disposés dans les deux directions.

### **4. Escaliers**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées. Les escaliers sont coulés sur place.

### **5. Ascenseur**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

### **6. Maçonneries**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses:

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

### **7. Revêtements**

Le revêtement est constitué par:

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

❖ Les plans

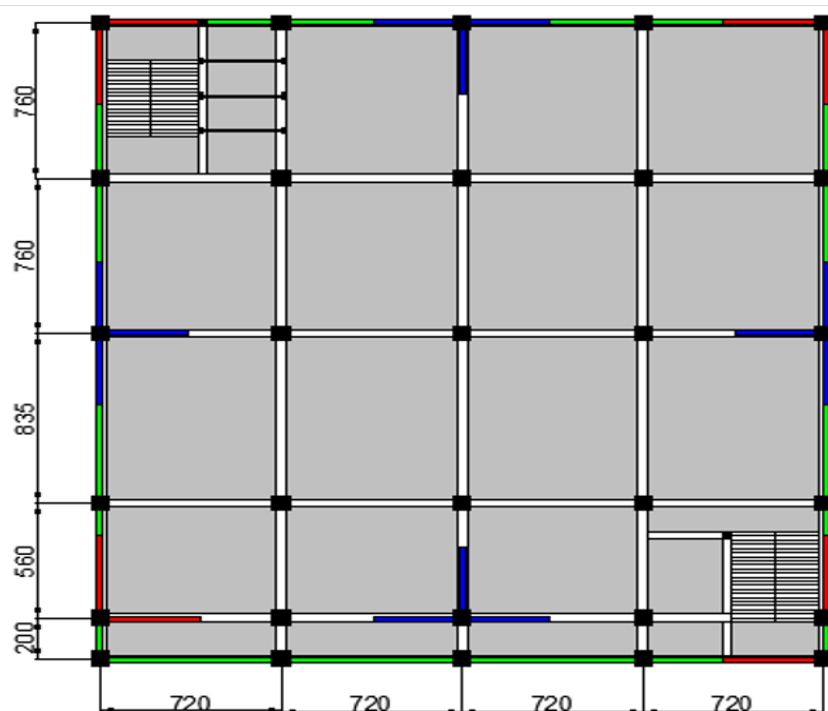


Figure II. 1: Vue en plan du deux niveaux du sous-sol.

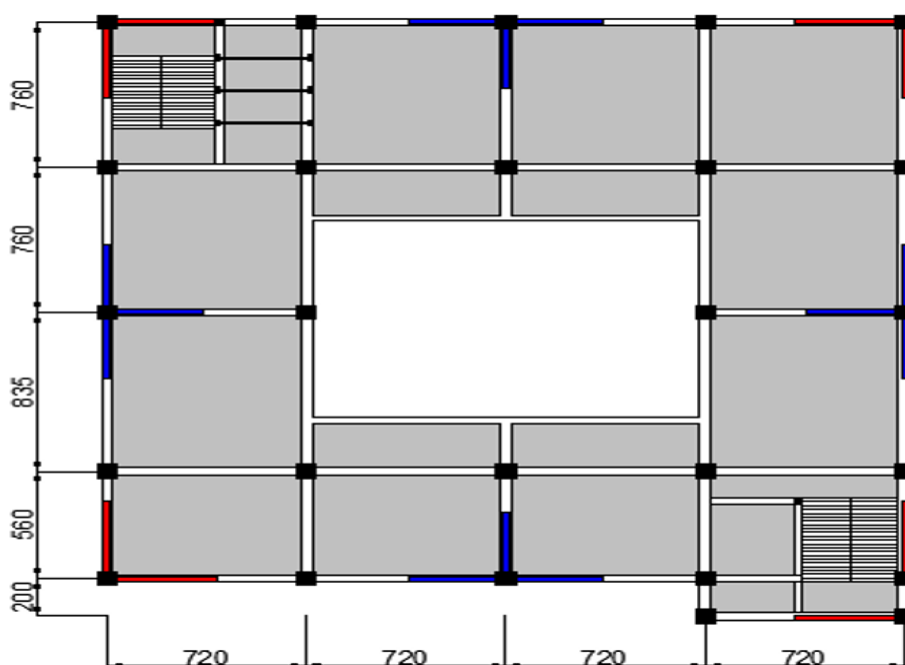


Figure II. 2: Vue en plan du RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> niveau.

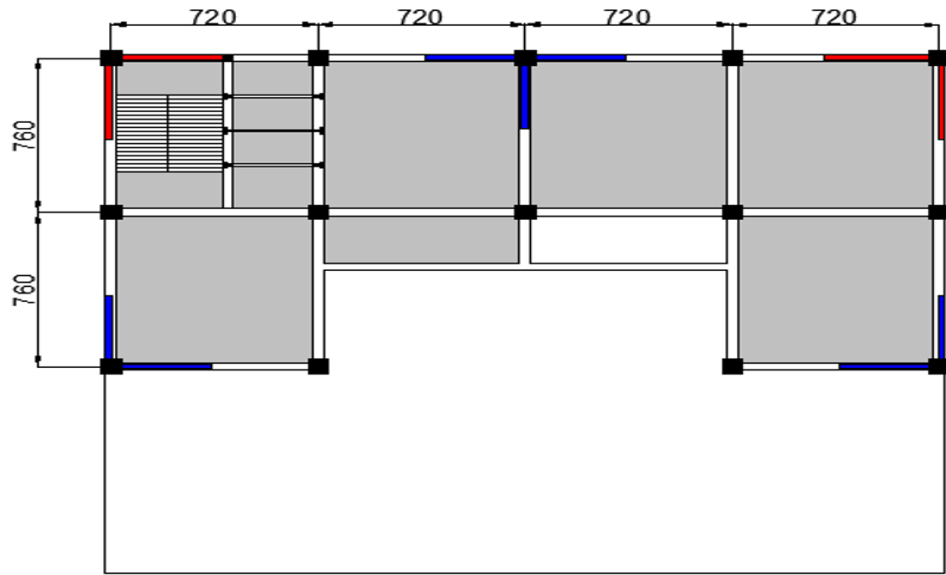


**Figure II. 3:** Vue en plan du niveau terrasse.

### II. 2. 3. Caractéristique des matériaux

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte, en particulière, des caractéristique, physique, chimique et mécanique des matériaux (béton, acier).

Les caractéristiques des matériaux concernant:

- Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- Les déformations (allongement et raccourcissements).
- Les diagrammes contraintes- déformations.

#### II. 2. 3. 1. Le Béton

##### a. Composition moyenne du béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans les conditions courantes, une résistance à la compression égale a (25 MPa).

**Tableau II. 2:** Compositions moyenne du béton.

| Composantes       | Graviers 3/8 | Sable 0/5 | Ciment | Eau   |
|-------------------|--------------|-----------|--------|-------|
| <b>Volume</b>     | 800 L        | 400 L     | 7 sacs | 180 L |
| <b>Poids (Kg)</b> | 1200         | 600       | 350    | 180   |

### b. La résistance caractéristique du béton

#### ➤ En compression « $f_{cj}$ » C.B.A 93 [22]

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours est de :  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

A un âge  $j < 28$  jours :  $F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$ ; pour  $f_{c28} \leq 40 [\text{MPa}]$

#### ➤ En traction « $f_{tj}$ » C.B.A 93 [22]

La résistance caractéristique à la traction du béton  $f_{tj}$  déduite de la formule:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Dans notre cas :  $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

### c. Déformation longitudinales du béton

#### ➤ Déformations instantanées « $E_{ij}$ » C.B.A93 [22]

Déduite de la formule:

$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ , pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

Dans notre cas :  $E_{ij} = 32164195,12 \text{ MPa}$

#### ➤ Déformations différées « $E_{vj}$ » C.B.A.93 [22]

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas:  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$ , pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

### d. Coefficient de poisson C.B.A [22]

- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissurés).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.

### e. Diagrammes contraintes- déformations du béton C.B.A.93 [22]

On distingue (figure II. 4):

1. Le diagramme « parabole-rectangle »
2. Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de:
  - Sa simplicité d'emploi.
  - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « Parabole rectangle ».

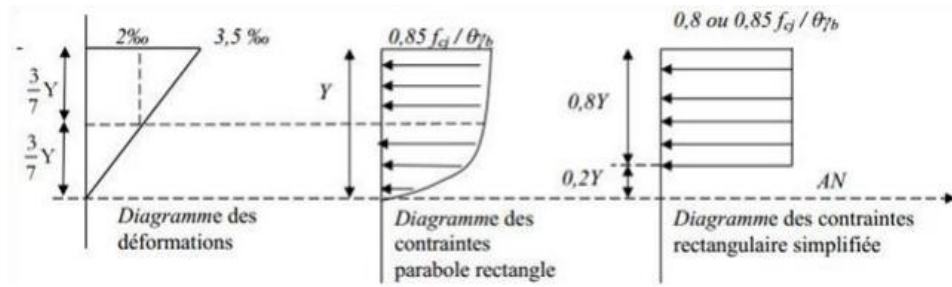


**Figure II. 4:** Diagrammes contraintes- déformations.

**Notations:**

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton a j jours;

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité égale à 1,5.

$f_{bu}$ : Contrainte de calcul.

Le coefficient  $\theta$  prend les valeurs:

- 1 pour une durée d'application des charges > 24h
- 0,9 pour  $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0,85 si durée < 1h

**f. Contraintes limites**

**Etat limite ultime C.B.A.93 [22]**

Les sollicitations de calcul ont considéré résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

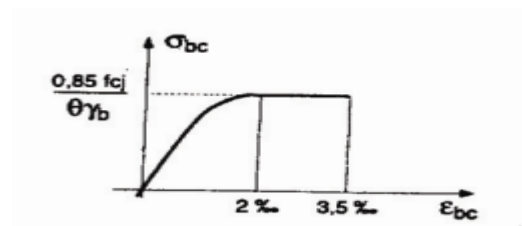


**Figure II. 5:** Diagrammes des contraintes limites.

**Notations**

$\gamma_b = 1,5$  (combinaison courantes).

$\gamma_b = 1,15$  (combinaisons accidentelles).

➤ **Etat limite de service**

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0,6 f_{cj}$ .

➤ **Contrainte limite de cisaillement**

$\tau = 3,33$  MPa fissuration peut préjudiciable. Déduire de la formule suivante:

$$\tau = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

$\tau = 2,5$  MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduire de la formule suivante:

$$\tau = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

## II. 2. 3. 2. L'Acier

### a. Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers:

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

### b. Caractéristique mécanique

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$ . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

**Tableau II. 3:** Caractéristiques mécaniques des aciers.

| Type           | Nuance                  | Limite élastique (MPa) | $\epsilon\%$ | Emploi                   |
|----------------|-------------------------|------------------------|--------------|--------------------------|
| Barre HA       | FeE400                  | 400                    | 1,74         | Emploi courant           |
| Rond lisse     | FeE220                  | 215                    | 0,935        | Emploi courant           |
|                | FeE240                  | 235                    | 1,02         | Epingle de levage pièces |
| Treillis soudé | $\varnothing \leq 6$ mm | 250                    | 2,261        | Emploi courant           |
|                | $\varnothing > 6$ mm    | 441                    | 1,917        |                          |

➤ **Module d'élasticité longitudinale**

Est près égale :  $E_s = 2 \times 10^5 MPa$

➤ **Module d'élasticité longitudinale**

▪ **Etat limite ultime**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Dans notre cas :  $\sigma_s = 347,82 MPa$

▪ **Etat limite de service (ELS)**

- cas de fissuration peut préjudiciable  $\sigma = \frac{2}{3} \times f_e$  dans notre cas :  $\sigma = 266,67 \text{ [MPa]}$

- cas de fissuration préjudiciable  $\sigma = \{\min(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\}$

dans notre cas  $\sigma = 201,63 \text{ [MPa]}$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour rondes lisses

$\eta = 1,6$  pour acier HA

➤ **Diagramme contraintes-déformations**

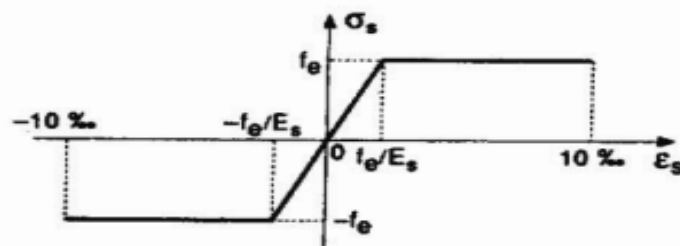


**Figure II. 6:** Diagramme contraintes-déformation.

**II. 2. 4. Hypothèses de calcul (C.B.A.93 [22])**

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessus:

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

**ELU:**

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- On peut supposer qu'elle est concentrée en son centre de gravité, la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation sur l'unitaire ne dépasse pas 15%.

**ELS:**

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence  $\eta = E_s/E_b$  est fixé forfaitairement  $\eta = 15$ .

## II. 2. 5. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours aux:

- RPA99 version 2003.
- CBA93 (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- BAEL91 modifié 99.

## II. 2. 6. Evaluation des charges et surcharges

- **Dalle pleine**

**Tableau II. 4:** Charge permanente et d'exploitations due au plancher dalle plein.

| Matériaux                  | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1-Carrelage                | 0,02          | 22                                   | 0,44                                  |
| 2-Mortier de pose          | 0,02          | 20                                   | 0,40                                  |
| 3-Couche de sable fin      | 0,02          | 18                                   | 0,36                                  |
| 4- plancher dalle pleine   | 0,16          | 25                                   | 4                                     |
| 5-Enduit de plâtre         | 0,02          | 10                                   | 0,2                                   |
| 6- Cloison                 | 0,1           | 10                                   | 1                                     |
| Total (KN/m <sup>2</sup> ) |               |                                      | <b>G = 6,4</b>                        |
| Surcharge d'exploitation   |               |                                      | <b>Q = 3,5</b>                        |

- **Mur extérieur**

**Tableau II. 5:** Charge permanente due aux Mur extérieurs.

| Matériaux                              | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------------------|---------------|--------------------------------------|------------------------|
| 1- Enduit de plâtre                    | 0,02          | 10                                   | 0,2                    |
| 2- Brique creux                        | 0,10          | 9                                    | 0,9                    |
| 3- Lamelle d'air                       | 0,05          | /                                    | /                      |
| 4- Brique creux                        | 0,15          | 9                                    | 1,35                   |
| 5- Enduit de ciment                    | 0,02          | 18                                   | 0,36                   |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |               |                                      | <b>2,81</b>            |

### II. 3. PRE-DIMENSIONNEMENT DE PLANCHER A DALLE PLEINE

À cause de l'accumulation des efforts horizontaux dus au séisme du sommet vers le bas et pour préserver le principe du plancher infiniment rigide horizontalement on a jugé bon d'utiliser un plancher à dalle pleine, pour lequel on doit vérifier les conditions suivantes:

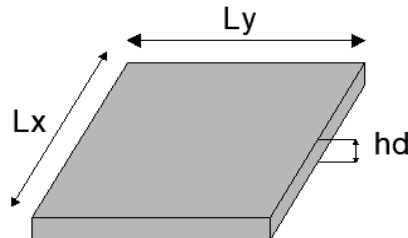


**Figure II. 7:** Coupe d'une dalle pleine.

#### a- Condition de la résistance à la flexion

Pour les raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle donnée par:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant un seul sens} \Rightarrow h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times L_x.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant les deux directions}$$

$$\Rightarrow h_d = \left( \frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \times L_x$$

$L_x$ : Plus petite portée du panneau de dalle.

$L_y$ : Plus grande portée du panneau de dalle.

**Dans notre cas:**

$$L_x = 2\text{m et } L_y = 7,2\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{7,2} = 0,27$$

❖  $\rho \leq 0,4$  et la dalle uniformément chargée, *donc* : la dalle porte suivant un seul sens

#### b- Condition de résistance

$$h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times L_x = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times 2 = \frac{12}{7} \text{ on prend } h_d = 10\text{cm}$$

#### c- Résistance au feu

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow \text{pour une heure de coupe de feu}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 \Rightarrow \text{pour deux heures de coupe de feu}$$

➤  $h_d = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow$  pour quatre heures de coupe de feu

donc : en prend  $h_d = 16 \text{ cm}$

**d-** condition d'isolation acoustique:

➤ contre les bruits aériens :  $2500 \times h_d \geq \frac{350 \text{ Kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

➤ contre les bruits impact :  $2500 \times h_d \geq \frac{400 \text{ Kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

en prend :  $h_d = 16 \text{ cm}$

❖ Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adoptera comme épaisseur de la dalle pleine  $h_d = 16 \text{ cm}$ .

## II. 4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### II. 4. 1. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmises aux poteaux. Leur pré- dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 [26] et vérifiées suivant le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 [24].

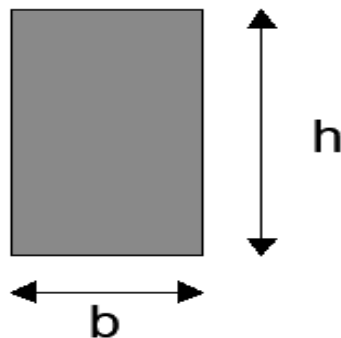


**Figure II. 8:** Coupe transversale d'une poutre.

- **D'après le BAEL91 [26]**

- La hauteur  $h$  :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur  $b$  :  $0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$

- **D'après le RPA99/V2003 [24]**

- $h \geq 30 \text{ cm}$

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

Avec:

L: Portée maximale de la poutre;

h: Hauteur de la poutre;

b: Largeur de la poutre.

#### II. 4. 1. 1. Pré-dimensionnement des poutres dans le sens y

$L_{\max} = 7.75 \text{ m}$  (longueurs maximales dans les sens longitudinal entre axe)

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

$$\frac{775}{15} \leq h \leq \frac{775}{10}$$

$$51,66 \text{ cm} \leq h \leq 77,5 \text{ cm}$$

On prend:  $h = 65 \text{ cm}$

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

$$0,3 \times 65 \leq b \leq 0,7 \times 65$$

$$19,5 \text{ cm} \leq b \leq 45,5 \text{ cm}$$

On prend:  $b = 40 \text{ cm}$

#### Vérification selon le RPA99/Version 2003 [24]

- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 65 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$
- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{65}{40} = 1,63 \leq 4 \quad \text{C.V}$

#### II. 4. 1. 2. Pré dimensionnement des poutres dans le sens x

$L_{\max} = 6,60 \text{ m}$  (longueurs maximales dans les sens longitudinal entre axe)

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

$$\frac{660}{15} \leq h \leq \frac{660}{10}$$

$$44 \text{ cm} \leq h \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend: } h = 60 \text{ cm}$$

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

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,7 \times 60$$

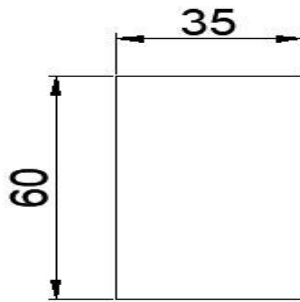
$$18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend : } b = 35 \text{ cm}$$

#### Vérification selon le RPA99/Version 2003 [24]

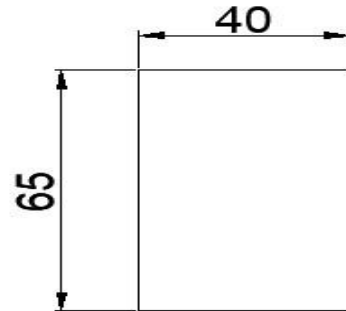
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$

➤  $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  C.V

➤  $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{60}{35} = 1,71 \leq 4$  C.V



poutre sens x



poutre sens y

**Figure II. 9:** Coupe transversale des poutres sens x et sens y.

#### II. 4. 2. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

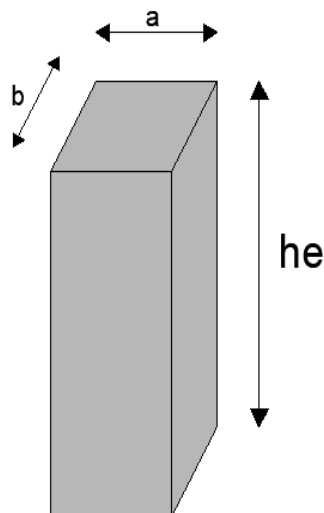


**Figure II. 10:** Dimensionnement d'un poteau.

- **D'après RPA99/version 2003 [24]**

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$$

Avec:

**a , b**: Dimension de la section.

**h<sub>e</sub>**: Hauteur d'étage.

On adopte des poteaux (70 x 70) cm<sup>2</sup> « réseau architecturale ».

- **D'après les règles BAEL91 [26]**

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centrée) est donné par la formule suivante:

$$N_u \geq \alpha \left( B_r \times \frac{f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- **B<sub>r</sub>**: Section réduite du poteau,  $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$  en m<sup>2</sup>.
- **N<sub>u</sub>**: Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1,35G + 1,5 Q$ ).
- **A<sub>s</sub>**: Section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- **F<sub>e</sub>**: contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- **γ<sub>b</sub>**: Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1,5$  (situation durable ou transitoire).
- **γ<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1,15$  (situation durable ou transitoire).
- **α**: Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par:

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)}$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right)$$

- Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section:

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$$

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93[22], l'effort normal ultime N<sub>u</sub> :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Pour  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708 \rightarrow Br \geq 0,064 \times Nu$

$N_u$ : est déterminé à partir de la descente des charges.

#### II. 4. 2. 1. Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de ce bâtiment c'est celui qui des charges réparties sur une surface d'influence (S), comme suit:

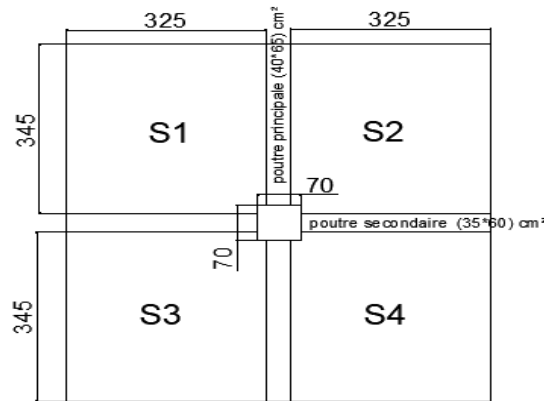


**Figure II. 11:** Surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.

Avec:

S: Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

##### a. Calcul de la surface d'influence (S):

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (3,45 + 3,45) \times (3,25 + 3,25)$$

$$S = 44,85 \text{ m}^2$$

##### b. Déterminer l'effort ultime $N_u$ revenant sur le poteau le plus défavorable:

##### b. 1. Effort normal du au charge permanente $N_G$

| Descente des charges          |                                      | $G_i(\text{KN})$ |
|-------------------------------|--------------------------------------|------------------|
| Poids du plancher terrasse    | $S \times G_i$                       | 287,04           |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85            |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125           |
| <b><math>N_1</math></b>       |                                      | <b>366,015</b>   |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45            |
| <b><math>N_2</math></b>       |                                      | <b>417,465</b>   |
| Poids du plancher courant     | $S \times G_i$                       | 287,04           |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85            |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125           |
| <b><math>N_3</math></b>       |                                      | <b>783,48</b>    |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45            |

|                               |                                      |                 |
|-------------------------------|--------------------------------------|-----------------|
| <b>N<sub>4</sub></b>          |                                      | <b>834,93</b>   |
| Poids du plancher courant     | $S \times G_i$                       | 287,04          |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85           |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125          |
| <b>N<sub>5</sub></b>          |                                      | <b>1200,945</b> |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45           |
| <b>N<sub>6</sub></b>          |                                      | <b>1252,395</b> |
| Poids du plancher courant     | $S \times G_i$                       | 287,04          |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85           |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125          |
| <b>N<sub>7</sub></b>          |                                      | <b>1618,41</b>  |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45           |
| <b>N<sub>8</sub></b>          |                                      | <b>1669,86</b>  |
| Poids du plancher courant     | $S \times G_i$                       | 287,04          |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85           |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125          |
| <b>N<sub>9</sub></b>          |                                      | <b>2035,875</b> |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45           |
| <b>N<sub>10</sub></b>         |                                      | <b>2087,325</b> |
| Poids du plancher courant     | $S \times G_i$                       | 287,04          |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85           |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125          |
| <b>N<sub>11</sub></b>         |                                      | <b>2453,34</b>  |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45           |
| <b>N<sub>12</sub></b>         |                                      | <b>2504,79</b>  |
| Poids du plancher courant     | $S \times G_i$                       | 287,04          |
| Poids de la poutre principale | $L \times b \times h \times g$       | 44,85           |
| Poids de la poutre secondaire | $L \times b \times h \times g$       | 34,125          |
| <b>N<sub>13</sub></b>         |                                      | <b>2870,805</b> |
| Poids du poteau               | $b_1 \times h_1 \times h_e \times g$ | 51,45           |
| <b>N<sub>14</sub></b>         |                                      | <b>2922,255</b> |

Alors :  $N_G = 2922,255KN$

## b. 2. Effort Normal du au charge d'exploitation

Application de la loi de dégression:

Surcharge identique:

$$\Sigma o = S_o = 50,025$$

$$\Sigma^1 = S_o + S = 50,025 + 50,025 = 100,05$$

$$\Sigma^2 = S_o + 1.9 \times S = 50,025 + 1,9 \times 50,025 = 145,07$$

$$\Sigma^3 = S_o + 2.7 \times S = 50,025 + 2,7 \times 50,025 = 185,09$$

$$\Sigma^4 = S_o + 3.4 \times S = 50,025 + 3,4 \times 50,025 = 220,11$$

$$\Sigma^5 = S_o + 4.2 \times S = 50,025 + 4,2 \times 50,025 = 260,13$$

$$\Sigma^6 = S_o + 4.95 \times S = 50,025 + 4,95 \times 50,025 = 276,65$$

$$\Sigma^7 = S_0 + 5.66 \times S = 50,025 + 5,66 \times 50,025 = 333,17$$

Alors :  $N_Q = 333,17 \text{ KN}$

L'effort normal ultime  $N_u$  revenant sur le poteau le plus défavorable est donnée par:

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 2922,255 + 1,5 \times 333,17 = 4444,8 \text{ KN}$$

#### a-Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le **CBA 93[22]** on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 4444,8 \times 1,1 = 4889,28 \text{ KN}$$

D'après l'expression donnée dans le **CBA 93[22]** ; on peut prendre  $A_s = 1\%$ .  $B_r$ .

On doit vérifier que  $B_r \text{ adopté} > B_r \text{ calculé}$

On a :

$$B_r \geq 0,064 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,064 \times 4889,28 \times 10^{-3}$$

$$B_r \geq 0,312 \text{ m}^2$$

Alors :  $B_r \text{ adopté} = 0,38 \text{ m}^2$

$$B_r = (a - 0,2)^2 = (0,7 - 0,2)^2 = 0,25 \text{ m}^2$$

Alors :  $B_r \text{ calculé} = 0,25 \text{ m}^2$

Donc le poteau ne risque pas de flambement.

#### a- Vérification vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 [24]

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Min}(70, 70) \geq 25 \text{ cm} \dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Min}(70, 70) \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \dots \text{C.V}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{70}{70} = 1 \leq 4 \dots \text{C.V}$

La section adoptée pour le poteau le plus sollicité est présentée pour la **Figure II. 12**:

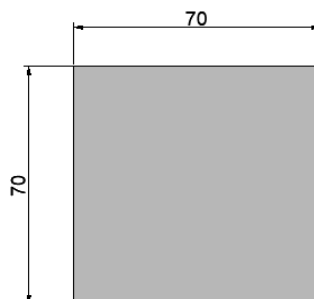


**Figure II. 12:** Section du poteau adopté.

### II. 4. 3. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) [24], ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales: effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après le RPA 99/V2003 [24] «les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires».

- L: Portée du voile.
- a: Epaisseur du voile.

D'après (RPA99 /V2003) [24] « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

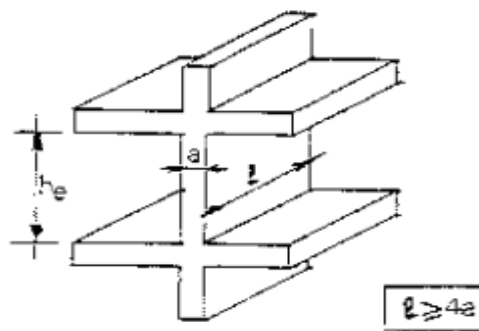


Figure II. 13: Coupe de voile en élévation.

#### ➤ L'épaisseur de voile

On a la plus grande hauteur libre d'étage  $h_e = 4,20 \text{ m}$

- $a \geq \max\left[\frac{h_e}{22} ; 15 \text{ cm}\right]$
- $a \geq \max\left[\frac{420}{22} ; 15 \text{ cm}\right]$
- $a \geq \max[19,09 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$

En prend :  $e = 25 \text{ cm}$

➤ **La hauteur du voile**

- $L \geq 4 \times e$  ; avec L: la portée du voile.
- **Sens longitudinale** :  $L_{min} = 500 \text{ cm} \geq 4 \times e = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$       **C.V**
- **Sens transversale** :  $L_{min} = 660 \text{ cm} \geq 4 \times e = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$       **C.V**

## **II. 5. ETUDE DYNAMIQUE**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

### **II. 5. 1. L'objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums dus au séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **II. 5. 2. Modélisation de la structure**

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément fini et de connu sur le nom ETABS [25].

#### **II. 5. 2. a .Présentation du logiciel ETABS**

ETABS "Extended 3D Analysis of Building Systems" [25] : est un programme de calcul conçu exclusivement pour les bâtiments. Il permet une modélisation simple et rapide de tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Possibilités d'analyse dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce programme permet le calcul et le dimensionnement des éléments structurels en fonction de la différence. De plus, ce programme utilise une terminologie spécifique au secteur de la construction (sol, dalle, trumeau, linteau etc ...).

#### II. 5. 2. b. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit:

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Shell load - Uniform load sets), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{xdyn}$  et  $V_{ydn}$ ).

#### II. 5. 2. c. Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta$ , (RPA/ version 2003 [24]). (Dans notre cas  $\beta=0,6$ ) correspondant de la surcharge d'exploitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisés est prise égale à celle du béton armé à savoir  $25\text{KN}/\text{m}^3$ .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ..... ) a été répartie sur les poutres concernées.

#### II. 5. 2. d. Disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

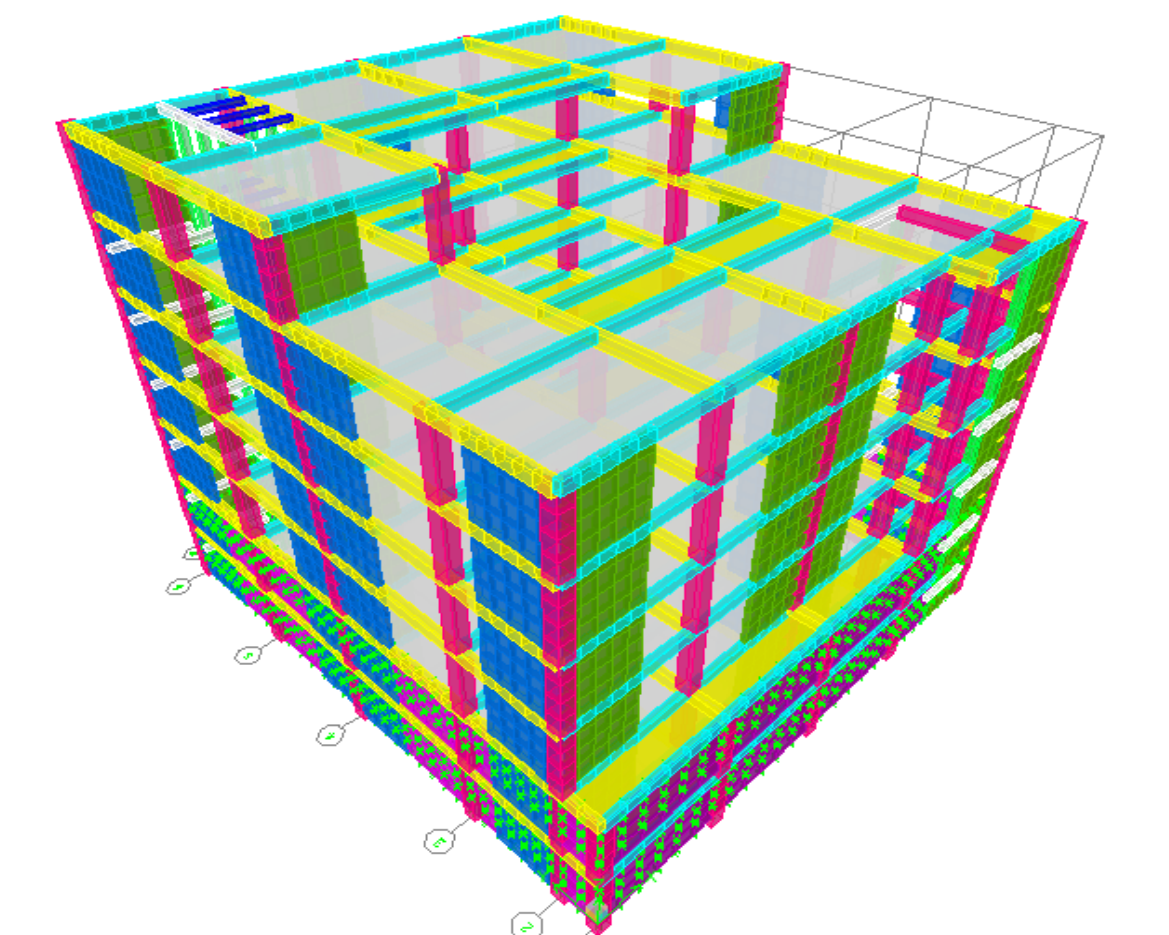


**Figure II. 14:** Vue en 3D de la structure étudiée.

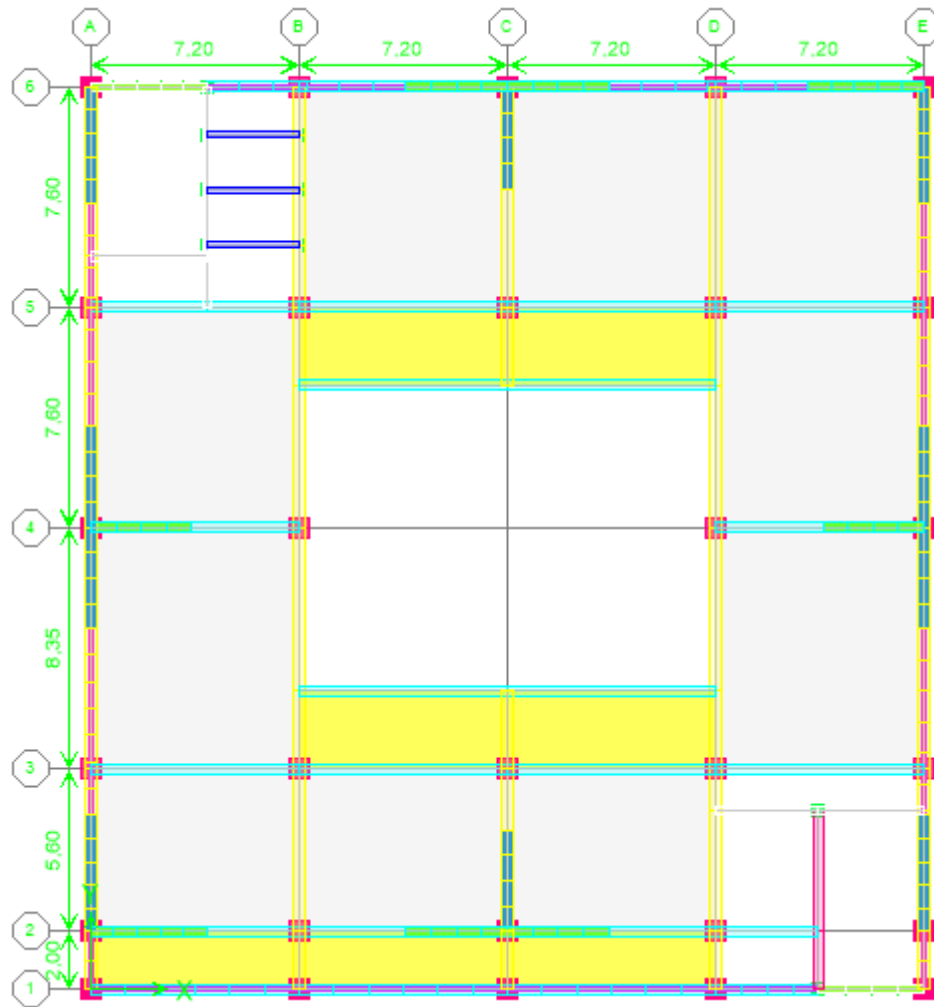


Figure II. 15: Vue en plan de la structure étudiée.

## II. 6. ETUDE SISMIQUE

### II. 6. 1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes:

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

### II. 6. 2. Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certains nombres des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003) [24].

**La méthode statique équivalente:** le principe de cette méthode c'est: les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### II. 6. 2. 1. Vérification de la période propre de la structure

$$T_{ETABS} < T_{REG}$$

**Tableau II. 6:** Périodes et facteurs de participation massique.

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ | SumUX   | SumUY   | SumUZ | RX      |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|-------|---------|
| 1    | 0,353025 | 74,3106 | 0,3377  | 0  | 74,3106 | 0,3377  | 0     | 0,4194  |
| 2    | 0,326251 | 0,3004  | 74,9704 | 0  | 74,6109 | 75,3081 | 0     | 93,2478 |
| 3    | 0,235194 | 1,1517  | 0,1082  | 0  | 75,7626 | 75,4164 | 0     | 0,1083  |
| 4    | 0,0829   | 7,3541  | 9,6891  | 0  | 83,1167 | 85,1054 | 0     | 2,5279  |
| 5    | 0,081205 | 9,7325  | 7,1513  | 0  | 92,8492 | 92,2567 | 0     | 1,8537  |
| 6    | 0,057853 | 0,1024  | 0,0973  | 0  | 92,9516 | 92,3541 | 0     | 0,0242  |
| 7    | 0,044132 | 2,1304  | 2,2598  | 0  | 95,0821 | 94,6138 | 0     | 0,5605  |
| 8    | 0,043015 | 1,8501  | 2,5981  | 0  | 96,9322 | 97,2119 | 0     | 0,6442  |
| 9    | 0,032037 | 1,2219  | 0,0308  | 0  | 98,154  | 97,2427 | 0     | 0,0076  |
| 10   | 0,028901 | 0,0102  | 2,1781  | 0  | 98,1642 | 99,4208 | 0     | 0,4875  |
| 11   | 0,0281   | 1,2864  | 0,0549  | 0  | 99,4506 | 99,4756 | 0     | 0,0121  |
| 12   | 0,022365 | 0,4405  | 0,0795  | 0  | 99,8911 | 99,5551 | 0     | 0,0161  |
| 13   | 0,022143 | 0,0635  | 0,4433  | 0  | 99,9546 | 99,9984 | 0     | 0,0904  |
| 14   | 0,021228 | 0,045   | 0,0016  | 0  | 99,9996 | 100     | 0     | 0,0003  |
| 15   | 0,017051 | 0,0004  | 0       | 0  | 100     | 100     | 0     | 0       |

#### ➤ Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99/V2003[24]

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est:

$$T = \min \begin{cases} c_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} \dots \dots \dots \text{suivant}(x - x) \\ \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \dots \dots \dots \text{suivant}(y - y) \end{cases}$$

**Avec:**

**h<sub>N</sub>:** Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**C<sub>T</sub>:** Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**D:** Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considéré.

$$T = \min \begin{cases} 0,05 \times (29,4)^{\frac{3}{4}} = 0,6312 \text{ S} \\ \frac{0,09 \times 29,4}{\sqrt{28,8}} = 0,4930 \text{ S} \\ \frac{0,09 \times 29,4}{\sqrt{31,15}} = 0,4740 \text{ S} \end{cases}$$

**Alors :** T<sub>RPA</sub> = 0,4740 s

Les valeurs de T calculées par l'ETABS [25], ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30%.

$$T_{REG} = 1,3 \times T_{RPA}$$

$$T_{REG} = 1,3 \times 0,4740$$

$$T_{REG} = 0,6162 \text{ S}$$

Alors :

$$T_{ETABS} < T_{REG}$$

$$0,3530 \text{ S} < 0,6162 \text{ S}$$

## II. 6. 2. 2. Calcul de force sismique total

D'après le RPA99/version 2003 [24], la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

Avec:

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

**$\eta$ :** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

**$\xi$ :** Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau (4.2) du RPA 99/V2003 [24]

On prend  $\xi = 8,5$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816 \geq 0,7 \dots \dots \text{condition vérifié}$$

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ S} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

➤  $0 \leq T \leq T_2$  donc on prend la formule:  $D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$D = 2,5 \times 8,5 \times \left(\frac{0,3}{0,474}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,503$$

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

**Q :** facteur de qualité de la structure en 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.

La valeur de Q est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ .

**Tableau II.7 : Facteur de qualité.**

|          | Critère q                                             | Sens x | Sens y |
|----------|-------------------------------------------------------|--------|--------|
| 1        | Conditions minimales sur les files de contreventement | 0      | 0      |
| 2        | Redondance en plan                                    | 0,05   | 0,05   |
| 3        | Régularité en plan                                    | 0      | 0      |
| 4        | Régularité en élévation                               | 0,05   | 0,05   |
| 5        | Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0,05   | 0,05   |
| 6        | Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0,1    | 0,1    |
|          |                                                       | 1      | 1      |
| $\Sigma$ |                                                       | 1,25   | 1,25   |

**R:** Coefficient de comportement global de la structure.

**W:** Poids de la structure.

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

### II.6. 2. 3. Vérification de la Résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule:

$$V_{etabs} \geq 0,8 \times V$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,503 \times 1,25}{4} \times 80992,5391 = 5706,177KN$$

| Spec           | F <sub>1</sub> | F <sub>2</sub> | V (KN)    |
|----------------|----------------|----------------|-----------|
| E <sub>X</sub> | 6701,35        | 276,1          | 6707,0353 |
| E <sub>Y</sub> | 276,1          | 7077,25        | 7082,6336 |

➤ **Sens x :**

$$V_{xetabs} = 6707,0353 \text{ KN} \geq 0,8 \times V = 4564,94KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y:**

$$V_{yetabs} = 7082,6336 \text{ KN} \geq 0,8 \times V = 4564,94KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### II. 6. 2. 4. Vérification des déplacements relatifs horizontaux

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les déplacements sont calculés par la formule donnée par le RPA99/version 2003 [24] comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$ : Déplacement horizontal a chaque niveau « k » de la structure.

**R:** Déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub>.

$\delta_{ek}$ : Coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est:

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

$$\Delta_k \leq \delta$$

$\delta$  : déplacement admissibles (égale à  $0,01 \times h_e$  )

Déplacements relatifs horizontaux (Séisme  $E_x$ ).

**Sens x :**

| Niveau  | $h_e$ | $\delta_{ek}$ | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | $\delta$ | $\delta \leq \Delta_k$ |
|---------|-------|---------------|------------|------------|----------|------------------------|
| STORY 7 | 4,2   | 0,00827549    | 0,03310194 | 0,00211221 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 6 | 4,2   | 0,00616328    | 0,02465311 | 0,00171873 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 5 | 4,2   | 0,00444454    | 0,01777817 | 0,00182262 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 4 | 4,2   | 0,00262192    | 0,01048769 | 0,00161192 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 3 | 4,2   | 0,00101       | 0,00404    | 0,00101    | 0,042    | c.v                    |
| STORY 2 | 4,2   | 0             | 0          | 0          | 0,042    | c.v                    |
| STORY 1 | 4,2   | 0             | 0          | 0          | 0,042    | c.v                    |

**Sens y :**

| Niveau  | $h_e$ | $\delta_{ek}$ | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | $\delta$ | $\delta \leq \Delta_k$ |
|---------|-------|---------------|------------|------------|----------|------------------------|
| STORY 7 | 4,2   | 0,00726734    | 0,02906936 | 0,00162377 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 6 | 4,2   | 0,00564357    | 0,02257428 | 0,00160857 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 5 | 4,2   | 0,004035      | 0,01613999 | 0,00161291 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 4 | 4,2   | 0,00242208    | 0,00968833 | 0,00151208 | 0,042    | c.v                    |
| STORY 3 | 4,2   | 0,00091       | 0,00364    | 0,00091    | 0,042    | c.v                    |
| STORY 2 | 4,2   | 0             | 0          | 0          | 0,042    | c.v                    |
| STORY 1 | 4,2   | 0             | 0          | 0          | 0,042    | c.v                    |

#### II. 6. 2. 5. Vérification de l'effet $P - \Delta$

$$\theta_k = \frac{p_k \cdot \Delta_k}{v_k \cdot h_k} \leq 0,01$$

Avec:

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$v_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_k$ : Hauteur d'étage « k ».

| Story   | Load           | Loc    | P | V <sub>x</sub> | V <sub>y</sub> | V          |
|---------|----------------|--------|---|----------------|----------------|------------|
| STORY 7 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 1478,91        | 87,84          | 1481,51634 |
| STORY 7 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 85,71          | 1580,53        | 1582,85226 |
| STORY 6 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 3499,83        | 146,57         | 3502,89777 |
| STORY 6 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 148,38         | 3677,46        | 3680,45224 |
| STORY 5 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 4957,39        | 183,85         | 4960,79796 |
| STORY 5 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 183,83         | 5261,02        | 5264,2307  |
| STORY 4 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 6034,81        | 230,22         | 6039,1997  |
| STORY 4 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 228,51         | 6400,54        | 6404,6178  |
| STORY 3 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 6701,35        | 276,1          | 6707,03534 |
| STORY 3 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 276,1          | 7077,25        | 7082,6336  |
| STORY 2 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 5776,48        | 308,92         | 5784,73446 |
| STORY 2 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 606,28         | 4130,14        | 4174,40198 |
| STORY 1 | E <sub>x</sub> | Bottom | 0 | 2865,16        | 270,99         | 2877,94673 |
| STORY 1 | E <sub>y</sub> | Bottom | 0 | 353,83         | 2553,92        | 2578,31399 |

Sens x:

| Niveau  | P         | P <sub>k</sub> | Δ <sub>k</sub> | Vsens      | h <sub>e</sub> | θ <sub>k</sub> |     |     |
|---------|-----------|----------------|----------------|------------|----------------|----------------|-----|-----|
| STORY 7 | 1453,8007 | 2743,787       | 0,00211221     | 1481,51634 | 4,2            | 0,00093139     | 0,1 | c.v |
| STORY 6 | 1289,9863 | 2480,9747      | 0,00171873     | 3502,89777 | 4,2            | 0,00028984     | 0,1 | c.v |
| STORY 5 | 1190,9884 | 2381,9768      | 0,00182262     | 4960,79796 | 4,2            | 0,00020837     | 0,1 | c.v |
| STORY 4 | 1190,9884 | 2370,6378      | 0,00161192     | 6039,1997  | 4,2            | 0,00015065     | 0,1 | c.v |
| STORY 3 | 1179,6494 | 2251,6867      | 0,00101        | 6707,03534 | 4,2            | 8,07E-05       | 0,1 | c.v |
| STORY 2 | 1072,0373 | 1536,3536      | 0              | 5784,73446 | 4,2            | 0              | 0,1 | c.v |
| STORY 1 | 464,3163  | 464,3163       | 0              | 2877,94673 | 4,2            | 0              | 0,1 | c.v |

Sens y:

| niveau  | P         | P <sub>k</sub> | Δ <sub>k</sub> | Vsens      | h <sub>e</sub> | θ <sub>k</sub> |     |     |
|---------|-----------|----------------|----------------|------------|----------------|----------------|-----|-----|
| STORY 7 | 1453,8007 | 2743,787       | 0,00162377     | 1582,85226 | 4,2            | 0,00067017     | 0,1 | c.v |
| STORY 6 | 1289,9863 | 2480,9747      | 0,00160857     | 3680,45224 | 4,2            | 0,00025817     | 0,1 | c.v |
| STORY 5 | 1190,9884 | 2381,9768      | 0,00161291     | 5264,2307  | 4,2            | 0,00017377     | 0,1 | c.v |
| STORY 4 | 1190,9884 | 2370,6378      | 0,00151208     | 6404,6178  | 4,2            | 0,00013326     | 0,1 | c.v |
| STORY 3 | 1179,6494 | 2251,6867      | 0,00091        | 7082,6336  | 4,2            | 6,8882E-05     | 0,1 | c.v |
| STORY 2 | 1072,0373 | 1536,3536      | 0              | 4174,40198 | 4,2            | 0              | 0,1 | c.v |
| STORY 1 | 464,3163  | 464,3163       | 0              | 2578,31399 | 4,2            | 0              | 0,1 | c.v |

## **II. 7. CONCLUSION**

Le présent chapitre a été consacré à la présentation de l'ouvrage étudié et caractéristique des matériaux utilisés ainsi que le pré dimensionnement des éléments porteurs et la définition des éléments secondaires de la structure contreventée par voile-portique implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Ensuite une étude dynamique de la structure étudiée (voile-portique) en béton armé (R+4+02 sous-sols). Une analyse modale a été appliquée dans cette étude. Les réponses de cette structure sont vérifiées par rapport aux prescriptions exigées par le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 [24]. Les résultats de cette méthode montrent que les réponses de la structure ne dépassent pas les valeurs limite exigées par RPA99/V2003, ce qui nous permet de faire le ferrailage des éléments porteurs (poteau-poutre et voile) dans le chapitre suivant.

# *CHAPITRE III*

## *FERRAILLAGE DES ELEMENTS*

### *RESISTANT*

### III. 1. INTRODUCTION

Après l'étude dynamique, le pré dimensionnement des éléments structuraux et l'évaluation des différentes combinaisons de charges de la structure étudiée présentés dans le chapitre II. L'objectif de ce chapitre porte sur le ferrailage des éléments de résistances (poteaux-poutres-voile) de l'ouvrage étudié.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (BAEL 91) [26]. En respectant les prescriptions des règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) [24]. Dans ce contexte, pour le ferrailage de chaque élément, on donne un rappel de la méthode de ferrailage qui sera suivi par un exemple de calcul et le schéma de ferrailage.

### III. 2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple.

#### III. 2. 1. Combinaisons des charges

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

- Selon BAEL 91 [26] : ELU:  $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le RPA 99 [24]:  $G+Q \pm E$   $0,8G \pm E$
- les vérifications seront faites à l'état limite de service.  $G+Q$

#### III. 2. 2. Calcul de la section des Armatures

##### III. 2. 2. 1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

###### ➤ Armatures longitudinales

###### ✓ Recommandation du RPA 99/version 2003 [24]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
  - 4% en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \Phi$  en zone **IIa**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à **90°**.
- **Zone nodal dans les poutres:**  $l' = 2 \times h$

h: Hauteur de poutre étudiée.

#### ➤ Armatures transversales

- Contrainte de cisaillement :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$
- Contrainte admissible (fissuration peu nuisible)

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

- La quantité d'armatures transversales minimale exigée par RPA99/V2003:

$$A_{t_{min}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b, \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

- L'espacement des armatures transversales:  $S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \tau_t}$
- L'espacement exigé par RPA99/V2003:

$$\text{➤ } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right) \text{ en (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la Zone nodale.}$$

#### III. 2. 2. 2. État limite de service (E.L.S)

✓ Position de l'axe neutre

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

✓ Moment d'inertie

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2$$

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

✓ Etat limite de compression du béton :  $\sigma_b = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

**N.B** : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

### III. 2. 2. 3. Caractéristique mécanique des matériaux

Tableau III. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

| Situation    | Béton      |          |                |                 | Acier      |            |                 |
|--------------|------------|----------|----------------|-----------------|------------|------------|-----------------|
|              | $\gamma_b$ | $\theta$ | $f_{c28}(MPa)$ | $\sigma_b(MPa)$ | $\gamma_s$ | $f_e(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ |
| Durable      | 1,5        | 1        | 25             | 16,67           | 1,15       | 400        | 348             |
| Accidentelle | 1,15       | 0,85     | 25             | 18,48           | 1          | 400        | 400             |

### III. 2. 3. Caractéristiques géométriques

- Les poutres sens x:  $b=35\text{cm}$  ;  $h=60\text{cm}$
- Les poutres sens y:  $b=40\text{cm}$  ;  $h=65\text{cm}$  .

### III. 2. 4. Condition RPA 99/V2003 [24]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre:

$$A_{\min} = 0.5\% . b . h$$

- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
  - $A_{\max} = 4\% . b . h$  en zone courante.
  - $A_{\max} = 6\% . b . h$  en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_{\text{rec}} = 40 \phi$  en zone (II. a)

### III. 2. 5. Les armatures transversales d'après BAEL99 [26]

#### ➤ La contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b . d}$$

- La contrainte admissible de cisaillement sera alors:

$$\tau_u = \min(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

- Les diamètres des armatures transversales est donné par:

$$\theta_t = \min(\frac{h}{35} ; \theta_l ; \frac{b}{10})$$

#### ➤ L'espacement des armatures transversales d'après BAEL 99 [26]

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

### III. 2. 6. Les armatures transversales d'après RPA99/V2003 [24]

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$ .

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \theta\right)$$

- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq \frac{h}{2}$

### III. 2. 7. Calcul du ferrailage

#### III. 2. 7. 1. Les poutres dans le sens x

Pour une poutre (35x60) cm<sup>2</sup> de section soumise des efforts:

$M_a = 154,276 \text{ KN.m}$  ;  $M_t = 44,956 \text{ KN.m}$

#### ➤ Armatures longitudinales à l'ELUR

##### III. 2. 7. 1. 1. Armatures en travée

|                                                                 |                                                        |                                                          |        |
|-----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|--------|
| $M_t(\text{KN.m})$                                              |                                                        |                                                          | 44,956 |
| $f_{c28}(\text{MPa})$                                           |                                                        |                                                          | 25     |
| $\sigma_s(\text{MPa})$                                          |                                                        |                                                          | 400    |
| $d(\text{cm})$                                                  | 0,9.h                                                  | 0,9.65                                                   | 54     |
| $\sigma_b(\text{MPa})$                                          | $\frac{(0,85 \cdot f_{c28})}{(\theta \cdot \gamma_b)}$ | $\frac{(0,85 \cdot 25)}{(1,1,5)}$                        | 14,17  |
| $\mu$                                                           | $\frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$               | $(44,956 \times 10^3) / (35 \times (54)^2 \times 14,17)$ | 0,0311 |
| $\mu = 0.0311 \leq \mu = 0.392$                                 |                                                        |                                                          |        |
| $A' = 0$                                                        |                                                        |                                                          |        |
| $\mu = 0.0311 \leq \mu = 0.186$                                 |                                                        |                                                          |        |
| $A_s(\text{cm}^2)$                                              | $\frac{1,07 \cdot M_t}{d \cdot \sigma_s}$              | $(1,07 \cdot 44,956) / (0,54 \cdot 400)$                 | 2,23   |
| $f_{t28}(\text{Mpa})$                                           | $0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$                             | $(0,6 + 0,06 \cdot 25)$                                  | 2,1    |
| $A_{min}(\text{cm}^2)$                                          | $\frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{\sigma_s}$  | $(0,23 \cdot 35 \cdot 54 \cdot 2,1) / (400)$             | 2,28   |
| $A_{min} = 2,28 \leq A_s = 2,23 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$ |                                                        |                                                          |        |

- Condition non vérifiée Alors en ferrailer par la section minimale:  $A = 2.28 \text{ cm}^2$

### III. 2. 7. 1. 2. Armatures sur appui

|                                  |                                                        |                                                        |         |
|----------------------------------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|---------|
| $M_a(KN.m)$                      |                                                        |                                                        | 154,276 |
| $f_{c28}(MPa)$                   |                                                        |                                                        | 25      |
| $\sigma_s(MPa)$                  |                                                        |                                                        | 400     |
| $d(cm)$                          | $0,9 \times h$                                         | $0,9 \times 60$                                        | 54      |
| $\sigma_b(MPa)$                  | $\frac{(0,85 \cdot f_{c28})}{(\theta \cdot \gamma_b)}$ | $\frac{(0,85 \cdot 25)}{(1,1,5)}$                      | 14,17   |
| $\mu$                            | $\frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$               | $(154,276 \cdot 10^3) / (35 \cdot (54)^2 \cdot 14,17)$ | 0,1067  |
| $\mu = 0.1067 \leq \mu = 0.392$  |                                                        |                                                        |         |
| $A' = 0$                         |                                                        |                                                        |         |
| $\mu = 0.1067 \leq \mu = 0.186$  |                                                        |                                                        |         |
| $A_s(cm^2)$                      | $\frac{1,07 \cdot M_a}{d \cdot \sigma_s}$              | $(1,07 \cdot 154,276) / (0,54 \cdot 400)$              | 7,64    |
| $f_{t28}(Mpa)$                   | $0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$                             | $(0,6 + 0,06 \cdot 25)$                                | 2,1     |
| $A_{min}(cm^2)$                  | $\frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{\sigma_s}$  | $(0,23 \cdot 35 \cdot 54 \cdot 2,1) / (400)$           | 2,2822  |
| $A_{min} = 2,28 \leq A_s = 7,64$ |                                                        |                                                        |         |

Alors :  $A = 7,64 \text{ cm}^2$

#### ➤ Vérification d'après RPA99/V2003 [24]

- $A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 35 \times 60 = 10,5 \text{ cm}^2$
- $A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 35 \times 60 = 84 \text{ cm}^2$

Donc:

- **Vérification sur appui:**  $A_a = (7,64 + 2,28) = 9,92 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 10,5 \text{ cm}^2$
- **Vérification en travée:**  $A_t = (7,64 + 2,28) = 9,92 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 10,5 \text{ cm}^2$

Alors : en ferrailé par la section minimale de RPA99/V2003[24].

On prend :  $A_s = 2 \times 4T12 + 4T12 = 13,56 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales (d'après BAEL99) [26]**

- **Contrainte de cisaillement**  $V_u = 217,17 \text{ kN}$

|                                                             |                                  |                                                  |        |
|-------------------------------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------|--------|
| $V_u \text{ (KN)}$                                          |                                  |                                                  | 217,17 |
| $\tau_u$                                                    | $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ | $\tau_u = \frac{217,17 \times 10}{35 \times 54}$ | 1,15   |
| $\tau_u = 1,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$ |                                  |                                                  |        |

- **Diamètres des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{600}{35} = 17,14 ; \frac{350}{10} = 35 ; 16 \right) \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Donc en prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **L'espacement des armatures transversales**

$$s_t \leq \text{Min} (0,9 \times 54 = 48,6 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{On prend } s_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures transversales (d'après RPA99/V2003) [24]**

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 35 = 2,1 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement de la zone nodale**

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} ; 12 \times 1,6 = 19,2 \right) = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

- **En dehors de la zone nodale**  $S_t \leq \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui : (BAEL99) [26]**

$$v_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 54 = 48,6 \text{ cm}$$

$$v_u \leq 0,267 \times 48,6 \times 35 \times 25 \times 10^{-1} = 1135,42 \text{ KN}$$

$$v_u = 217,17 \text{ kN} \leq 1135,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures**

$$A_{inf} \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \times v_u + \left( \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{inf} \geq \left( \frac{1,15}{400} \right) \times 217,17 - \left( \frac{154,276 \times 10^2}{0,9 \times 54} \right) = -316,82$$

$$A_{inf} = -316,82 < 0 \dots\dots\dots \left( \frac{M_u}{0,9 \times d} \text{ effort de compression} \right)$$

- ✓ Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction, donc aucune vérification à faire.

➤ Schéma de ferrailage

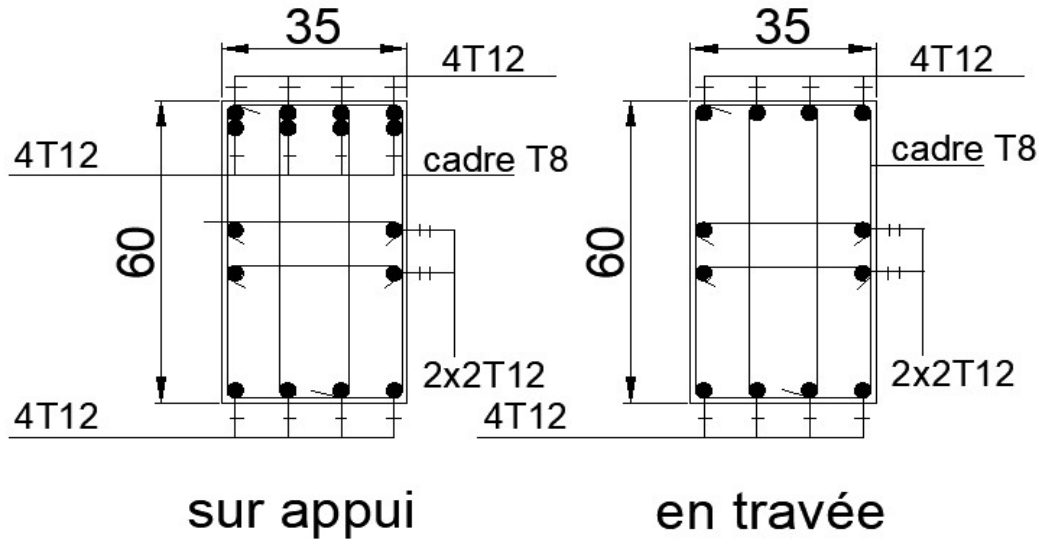


Figure III. 1: Ferrailage des poutres sens x.

III. 2. 7. 2. Les poutres dans le sens y

Pour une poutre (40 x 65) cm<sup>2</sup> de section soumise des efforts suivants:

$$M_a = 518,34 \text{ kN.m} ; M_t = 182,99 \text{ kN.m}$$

➤ Armatures longitudinales à l'ELUR

III. 2. 7. 2. 1. Armatures en travée : 1,35G + 1,5Q

|                                 |                                                        |                                                           |        |
|---------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|--------|
| $M_t(\text{KN.m})$              |                                                        |                                                           | 182,99 |
| $f_{c28}(\text{MPa})$           |                                                        |                                                           | 25     |
| $\sigma_s(\text{MPa})$          |                                                        |                                                           | 400    |
| $d(\text{cm})$                  | $0,9 \times h$                                         | $0,9 \times 65$                                           | 58,5   |
| $\sigma_b(\text{MPa})$          | $\frac{(0,85 \cdot f_{c28})}{(\theta \cdot \gamma_b)}$ | $\frac{(0,85 \cdot 25)}{(1,15)}$                          | 14,17  |
| $\mu$                           | $\frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$               | $(182,9 \times 10^3) / (40 \times (58,5)^2 \times 14,17)$ | 0,0944 |
| $\mu = 0,0944 \leq \mu = 0,392$ |                                                        |                                                           |        |

|                                  |                                                          |                              |      |
|----------------------------------|----------------------------------------------------------|------------------------------|------|
| $A' = 0$                         |                                                          |                              |      |
| $\mu = 0.0944 \leq \mu = 0.186$  |                                                          |                              |      |
| $A_s(cm^2)$                      | $\frac{1,07 \cdot M_t}{d \cdot \sigma_s}$                | $(1,07.182,99)/ (0,585.400)$ | 8,37 |
| $f_{t_{28}}(Mpa)$                | $0,6 + 0,06 \cdot f_{c_{28}}$                            | $(0,6+0,06.25)$              | 2,1  |
| $A_{min}(cm^2)$                  | $\frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t_{28}}}{\sigma_s}$ | $(0,23.40.58,5.2,1)/ (400)$  | 2,83 |
| $A_{min} = 2,83 \leq A_s = 8,37$ |                                                          |                              |      |

Alors :  $A = 8,37 \text{ cm}^2$

### III. 2. 7. 1. 2. Armatures sur appui

|                                                                              |                                                          |                                                                  |        |
|------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|--------|
| $M_a(KN.m)$                                                                  |                                                          |                                                                  | 518,34 |
| $f_{c_{28}}(MPa)$                                                            |                                                          |                                                                  | 25     |
| $\sigma_s(MPa)$                                                              |                                                          |                                                                  | 400    |
| $d(cm)$                                                                      | 0,9×h                                                    | 0,9×65                                                           | 58,5   |
| $\sigma_b(MPa)$                                                              | $\frac{(0,85.f_{c_{28}})}{(\theta.\gamma_b)}$            | $\frac{(0,85.25)}{(1.1,5)}$                                      | 14,17  |
| $\mu$                                                                        | $\frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$                 | $\frac{(518,34 \times 10^3)}{(40 \times (58,5)^2 \times 14,17)}$ | 0,2673 |
| $\mu = 0.2673 \leq \mu = 0.392$                                              |                                                          |                                                                  |        |
| $A' = 0$                                                                     |                                                          |                                                                  |        |
| $\mu = 0.2673 \leq \mu = 0.186 \dots\dots\dots C.N.V$                        |                                                          |                                                                  |        |
| $\varepsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s \cdot E_s} = 0,001$                   |                                                          |                                                                  |        |
| $\alpha_{lim} = \frac{3,5}{3,5 \times 1000 \cdot \varepsilon_{sl}} = 0,7777$ |                                                          |                                                                  |        |
| $\mu_{lim} = 0,8 \cdot \alpha_{lim} (1 - 0,4 \times \alpha_{lim}) = 0,4286$  |                                                          |                                                                  |        |
| $\mu_u = 0,2673 \leq \mu_{lim} = 0,4286 \dots\dots\dots C.V$                 |                                                          |                                                                  |        |
| $A_s(cm^2)$                                                                  | $\frac{1,07 \cdot M_a}{d \cdot \sigma_s}$                | $(1,07.518,34)/ (0,585.400)$                                     | 23,7   |
| $f_{t_{28}}(MPa)$                                                            | $(0,6 + 0,06.f_{c_{28}})$                                | $(0,6+0,06.25)$                                                  | 2,1    |
| $A_{min}(cm^2)$                                                              | $\frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t_{28}}}{\sigma_s}$ | $(0,23.40.58,5.2,1)/ (400)$                                      | 2,83   |
| $A_{min} = 2,83 \leq A_s = 23,7$                                             |                                                          |                                                                  |        |

Alors :  $A = 23,7 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification d'après RPA 99/V2003 [24]**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 40 \times 65 = 13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 40 \times 65 = 104 \text{ cm}^2$$

- **Vérification sur appui:**

$$A_{\min} = 13 \text{ cm}^2 \leq A = (23,7 + 8,37) = 32,07 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} = 104 \text{ cm}^2$$

- **Vérification en travée**

$$A_{\min} = 13 \text{ cm}^2 \leq A = (23,7 + 8,37) = 32,07 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} = 104 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 8T20 + 4T20 = 37,71 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales (d'après BAEL99)[26]**

- **Contrainte de cisaillement:**  $V_u = 714,87 \text{ kN}$

|                                                             |                                  |                                                    |        |
|-------------------------------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------------------------|--------|
| $V_u \text{ (KN)}$                                          |                                  |                                                    | 714,87 |
| $\tau_u$                                                    | $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ | $\tau_u = \frac{714,87 \times 10}{40 \times 58,5}$ | 3,05   |
| $\tau_u = 3,05 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ |                                  |                                                    |        |

- **Diamètres des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{650}{35} = 18,57 ; \frac{400}{10} = 40 ; 16 \right) \text{ mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **L'espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9 \times 58,5 = 52,65 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ) = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures transversales (d'après RPA 99/V2003)[24]**

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement de la zone nodale**

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{65}{4} = 16,25 \text{ cm} ; 12 \times 1,6 = 19,2 \right) = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- En dehors de la zone nodale

$$S_t \leq \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui : (BAEL99)[26]

$$v_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 58,5 = 52,65 \text{ cm}$$

$$v_u \leq 0,267 \times 52,65 \times 40 \times 25 \times 10^{-1} = 1405,76 \text{ kN}$$

$$v_u = 714,87 \text{ kN} \leq 1405,76 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures

$$A_{inf} \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \times v_u + \left( \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{inf} \geq \left( \frac{1,15}{400} \right) \times 714,87 - \left( \frac{518,34 \times 10^2}{0,9 \times 58,5} \right) = -982,446$$

$$A_{inf} = -982,446 < 0 \dots \dots \dots \left( \frac{M_u}{0,9 \times d} \text{ effort de compression} \right)$$

✓ Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction, donc aucune vérification à faire.

- Schéma de ferrailage

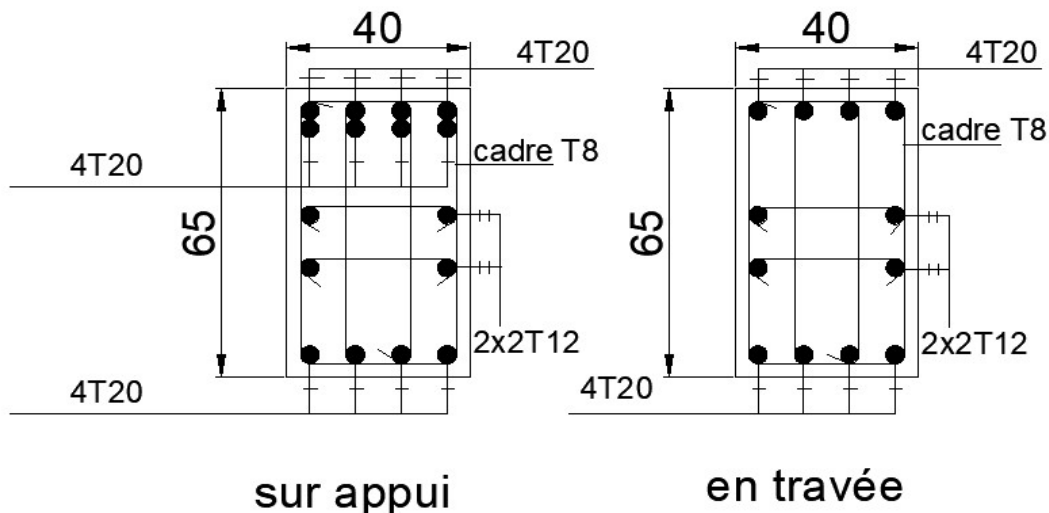


Figure III. 2: Ferrailage des poutres sens y.

### III. 3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures autostables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

#### III. 3. 1. Détermination des armatures longitudinales

##### III. 3. 1. 1. Recommandations des règlements

- Selon le CBA [22]

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0,1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% ; B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité:  $A_{\min} = \frac{B}{1000}$

- Selon le RPA 99/V2003 [24]

- ✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et  $h'$ .

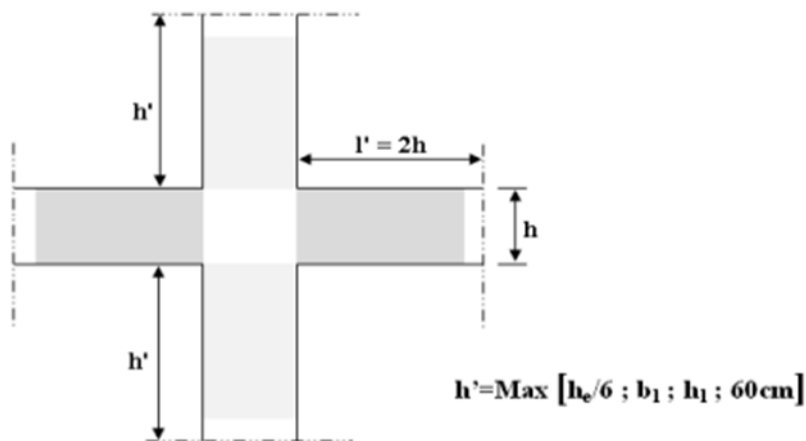


Figure III. 3 : Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Leur pourcentage est limité en zone IIa.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \Phi$  en zone (II a).
- ✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.
- ✓ pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (III. 3).

$h_e$ : la hauteur d'étage ,  $h' = 60 \text{ cm}$

### III. 3. 2. Sollicitations extrêmes de ferrailage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants:

#### ✓ 1<sup>er</sup> cas: Influence du moment

Dans le cas du moment maximum  $M_{max}$  généralement trouvé avec la combinaison soit  $G+Q \pm E$  soit  $0,8G \pm E$ , le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max  $M_{max}$  et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé se fera avec  $M_{max}$  et son  $N_{corr}$ .

#### ✓ 2<sup>eme</sup> cas: Influence de l'effort normal

Dans le cas de l'effort normal maximum  $N_{max}$  le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison  $1.35G+1.5Q$ , dans ce cas on détermine le moment correspondant  $M_{corr}$  pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé se fera en prenant  $N_{max}$  et son  $M_{corr}$ .

✓ **3<sup>ème</sup> cas: Effort normal minimum**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison **0.8G ± E**. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour  $N_{min}$  et son  $M_{corr}$ .

**III. 3. 3. Etat limite de stabilité de forme**

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion  $M$  supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul:

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$$

- $e_1$  : Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre provoqué par le moment de flexion égale à:

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- $e_2$  : Excentricités du 2<sup>ème</sup> ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \times h}$$

Avec :

- ✓  $l_f$ : Longueur de flambement.
- ✓  $h$  : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement.
- ✓  $e_a$ : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec  $L_0$  sa longueur libre.

➤ **Détermination des armatures à l'ELU de résistance**

**Tableau III. 2:** Caractéristiques mécaniques des matériaux.

| Situation    | Béton      |          |                |                 | Acier      |            |                 |
|--------------|------------|----------|----------------|-----------------|------------|------------|-----------------|
|              | $\gamma_b$ | $\theta$ | $f_{c28}(MPa)$ | $\sigma_b(MPa)$ | $\gamma_s$ | $f_e(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ |
| Durable      | 1,5        | 1        | 25             | 16,67           | 1,15       | 400        | 348             |
| Accidentelle | 1,15       | 0.85     | 25             | 18,48           | 1          | 400        | 400             |

### III. 3. 4. Calcul de ferrailage du poteau

#### III. 3. 4. 1. Calcul les armatures longitudinales

##### ✓ Cas 03 (le plus défavorable)

$$M_{33max} = 547.226 \text{ KN.m} \dots \dots \dots N_{cors} = -227,96 \text{ KN}$$

| calcul l'excentricité                                              |                           |        |
|--------------------------------------------------------------------|---------------------------|--------|
| Nous avons : $e = e_1 + e_2 + e_a$                                 |                           |        |
| $e_1 = \frac{M}{N}$                                                | 240,07                    |        |
| $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \times h}$                              | 1,11                      |        |
| $e_a = \max(2cm ; \frac{l}{250})$                                  | 2                         |        |
| donc :                                                             | $e = e_1 + e_2 + e_a$     | 243,18 |
| calcul le coefficient de remplissage $\psi_1$                      |                           |        |
| $\psi_1 = \frac{N}{b \times h \times \sigma_b}$                    | 0,0252                    |        |
| $\psi_1 = 0,0252 \leq 0,81$                                        |                           |        |
| calcul l'excentricité critique relative $\xi$                      |                           |        |
| $\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$ | 11,62                     |        |
| calcul Enc                                                         |                           |        |
| on comparé                                                         | $e > enc$                 |        |
| alors la section est partiellement comprimée                       |                           |        |
| on calcul $A_s$                                                    |                           |        |
| $A_{s\text{ fictif}}$                                              | 25,90                     |        |
| N                                                                  | 227,96                    |        |
| $\sigma_{su}$                                                      | 400                       |        |
| $A_s = A_{s\text{ fictif}} - (\frac{N}{\sigma_{su}})$              | 20,20                     |        |
| vérification                                                       |                           |        |
| $A_{s\text{ min}}$                                                 | 5,33                      |        |
| on comparé $A_s = 20,20$                                           | $A_{s\text{ min}} = 5,33$ |        |

➤ **Calcul des armatures du poteau:** Section de poteau  $(70 \times 70)cm^2$

Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possibles sont résumées dans le tableau suivant:

**Tableau III. 3:** Les sollicitations du poteau.

| N° | Cas                                                    | $A_s(cm^2)$ |
|----|--------------------------------------------------------|-------------|
| 1  | $M_{33max} = 327,037 kN.m \dots N_{cors} = -162,52 kN$ | 11,30       |
| 2  | $M_{33min} = 300,377 kN.m \dots N_{cors} = -52,78 kN$  | 11,60       |
| 3  | $M_{33max} = 547,226 kN.m \dots N_{cors} = -227,96 kN$ | 20,20       |
| 4  | $M_{33min} = 426,396 kN.m \dots N_{cors} = -532,95 kN$ | 10,97       |
| 5  | $N_{max} = 382,08 kN \dots M_{33cors} = 28,694 kN.m$   | 15,11       |
| 6  | $N_{max} = 382,08 kN \dots M_{33cors} = -51,472 kN.m$  | 15,40       |

Alors :  $A_s = 20,20cm^2$

Le choix: **12T16 ( 24,13 cm<sup>2</sup> )** .

### III. 3. 4. 2. Calcul les armatures transversales

Les données dans le tableau suivant:

| $h_e(cm)$ | $b(cm)$ | $h(cm)$ | $\phi(cm)$ | $f_e(MPa)$ | $h_t$ |
|-----------|---------|---------|------------|------------|-------|
| 420       | 70      | 70      | 1,6        | 400        | 0,6   |

• **Zone courante**

|                                                           |
|-----------------------------------------------------------|
| $V_u (KN) = 175,31 KN$                                    |
| $S_t \leq \min(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi lmin )$ |
| on prend $S_t = 15cm$                                     |
| $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 4,2$                         |
| $\lambda_g < 5$                                           |
| Alors $\rho a = 3.75$                                     |
| $A_t = 4,10$                                              |

La quantité d'armatures transversales minimale:

On a :  $3 \leq \lambda_g = 4.2 \leq 5$  par interpolation  $\frac{A_t}{t.b} \geq 0.36\%$  (RPA99/V2003) [24].

- **Zone nodale**

|                                   |
|-----------------------------------|
| $V_u (KN) = 175,31 \text{ KN}$    |
| $S_t = 10cm$                      |
| $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 4,2$ |
| $\lambda_g < 5$                   |
| Alors $\rho_a = 3.75$             |
| $A_t = 2,74$                      |

La quantité d'armatures transversales minimale:

On a :  $3 \leq \lambda_g = 4.2 \leq 5$  par interpolation  $\frac{A_t}{t.b} \geq 0.36\%$  (RPA99/V2003) [24].

- **Schéma de ferrailage**

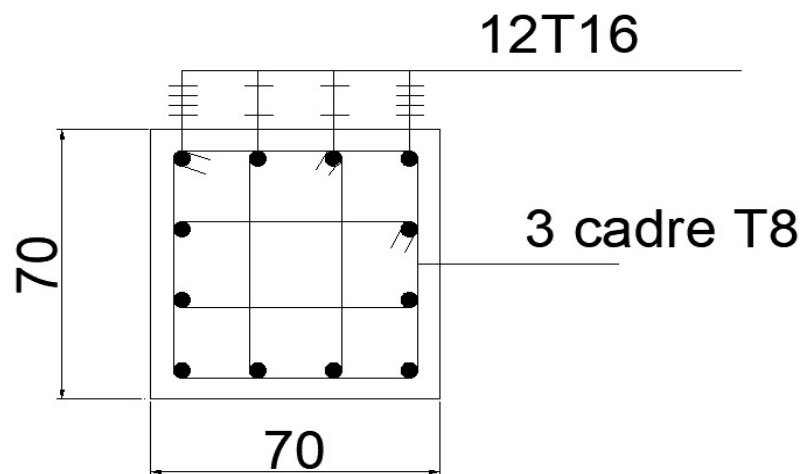


**Figure III. 4:** Ferrailage des poteaux.

### III. 4. FERRAILLAGE DES VOILES

#### III. 4. 1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

#### III. 4. 2. Principe de calcul

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon (RPA99/V2003) [24] sous les efforts  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ .

- Pour le ferrailage :  $0.8G \pm E$
- Pour la vérification :  $G + Q \pm E$

#### III. 4. 3. Combinaison de calcul

Selon le RPA99/V2003  $\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$

#### III. 4. 4. La disposition des voiles

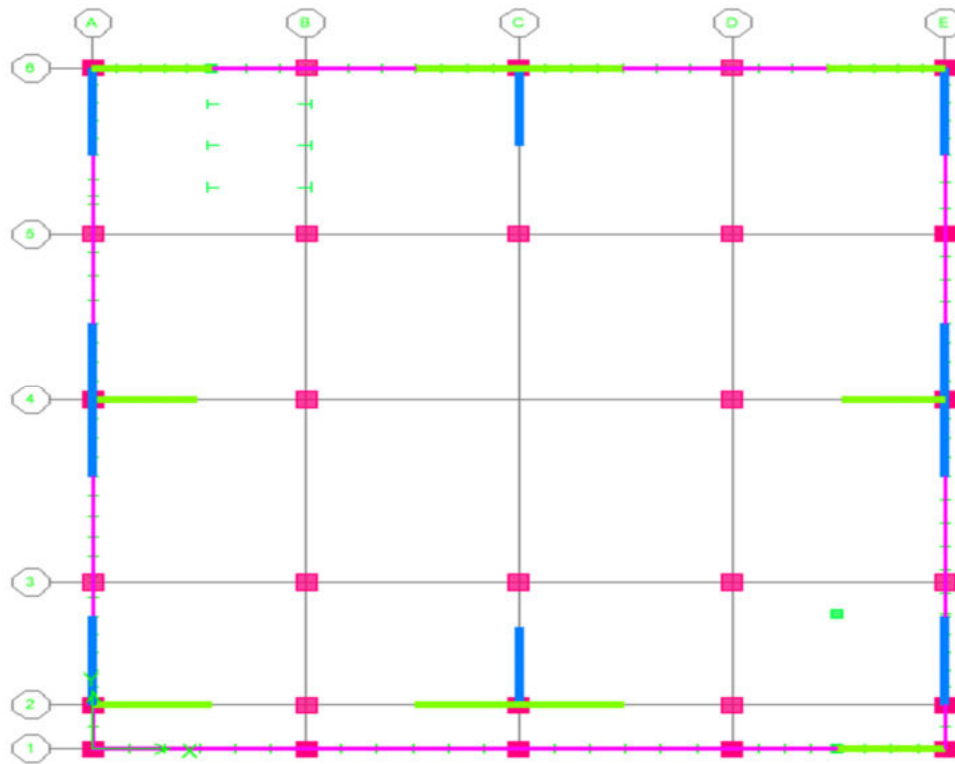


Figure III. 5: Disposition des voiles.

➤ Les résultats par logiciel ETABS [25]

| Axe           |             | Axe 2, 6 | Axe A, E | Axe 1, 2, 6 | Axe A, E |
|---------------|-------------|----------|----------|-------------|----------|
|               | $L(m)$      | 3,85     | 3,85     | 4,35        | 4,35     |
| <b>0,8G+E</b> | $M_u(kN.m)$ | 3550,76  | 3104,966 | 4272,288    | 5872,5   |
|               | $N_u(kN)$   | 3171,95  | 3105,26  | 3075,35     | 2042,28  |
|               | $v_u(kN)$   | 775,64   | 787,09   | 880,34      | 904,44   |
| <b>G+Q+E</b>  | $M_u(kN.m)$ | 3669,64  | 3154,566 | 4341,77     | 6045,331 |
|               | $N_u(kN)$   | 3581,15  | 3534,7   | 3369,46     | 2598,77  |

| Voile de Axe (2, 6)                    |                      |             |
|----------------------------------------|----------------------|-------------|
| L= 3.85 m                              |                      |             |
| caractéristique géométrique du voile   | A ( m <sup>2</sup> ) | 1,2775      |
|                                        | V = V' ( m )         | 1,536643836 |
|                                        | I ( m <sup>4</sup> ) | 1,7905      |
| vérification de la résistance du voile |                      |             |

|                                                                        |                      |              |
|------------------------------------------------------------------------|----------------------|--------------|
| calcul de contrainte                                                   |                      | -2104,772441 |
|                                                                        |                      | 5530,314425  |
| Calcul $N_{u,lim}$ ainsi la contrainte $\sigma_{u,lim}$ correspondante |                      |              |
| longueur de flambement                                                 | $L_f(m^2)$           | 3,3600       |
| Elancement                                                             | $\lambda$            | 46,5575      |
| coefficient                                                            | $\alpha$             | 0,5636       |
| Acier minimal                                                          | $A_{min}(m^2)$       | 0,0019       |
| section réduite                                                        | $B_r(m^2)$           | 0,8855       |
| effort et contrainte limite                                            |                      |              |
| cas d'un mur armé                                                      | $N_{u,lim}$          | 12,4882      |
|                                                                        | $\sigma_{u,lim}$     | 12,9748      |
| ferraillage sous combinaison 0,8G+E                                    |                      |              |
| calcul des contraintes                                                 |                      | -2104,772441 |
|                                                                        |                      | 5530,314425  |
| Longueur de la zone tendue                                             | $L_T(m)$             | 1,0613       |
| Longueur de la zone comprimée                                          | $L_C(m)$             | 2,7887       |
| la contrainte                                                          |                      | 716,5748     |
| déterminer les armatures verticales                                    |                      |              |
| partie poteau                                                          | $F_1(kN)$            | 691,230081   |
| partie rectangulaire                                                   | $F_2(kN)$            | 32,3653      |
| $F_t = F_1 + F_2$                                                      |                      | 723,5954     |
| $A_t(cm^2)$                                                            |                      | 18,08988493  |
| $A_{v_j}(cm^2)$                                                        |                      | 8,2321       |
| $A_v(cm^2)$ dans la zone V                                             | $A_v(cm^2)$          | 26,3220      |
| vérification des armatures verticales selon RPA99/V2003                |                      |              |
| $A_{min}(cm^2)$                                                        |                      | 11,6067      |
| on prend                                                               | partie poteau        | 12T14        |
|                                                                        | partie rectangulaire | 6T12         |
| la traction au 2 <sup>eme</sup> coté                                   |                      |              |

|                               |             |                |
|-------------------------------|-------------|----------------|
| calcul des contraintes        |             | 5530,314425    |
|                               |             | -2104,772441   |
| Longueur de la zone tendue    | $L_T(m)$    | 1,061333556    |
| Longueur de la zone comprimée | $L_C(m)$    | 2,788666444    |
| $F(kN)$                       |             | 279,2332025    |
| $A_t(cm^2)$                   |             | 6,980830061    |
| $A_{v_j}(cm^2)$               |             | 8,232127597    |
| $A_{calculer}(cm^2)$          |             | 15,21295766    |
| $A_{min}(cm^2)(RPA)$          |             | 5,306667782    |
| choix                         |             | <b>8x2T12</b>  |
| armatures de la zone courant  | $L_C(m)$    | 1,7273         |
|                               | $A_C(cm^2)$ | 12,775         |
| choix                         |             | <b>2x11T10</b> |

### III. 4. 5. Calcul le ferrailage des voiles

#### III. 4. 5. 1. Dans l'axe 2 et 6: $L = 3,85 m$

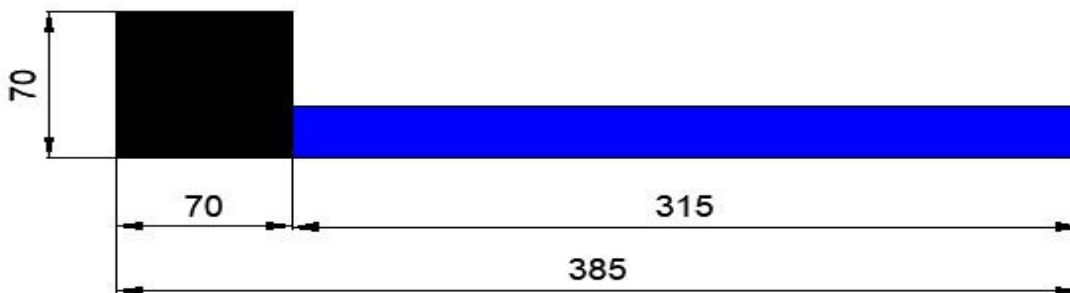
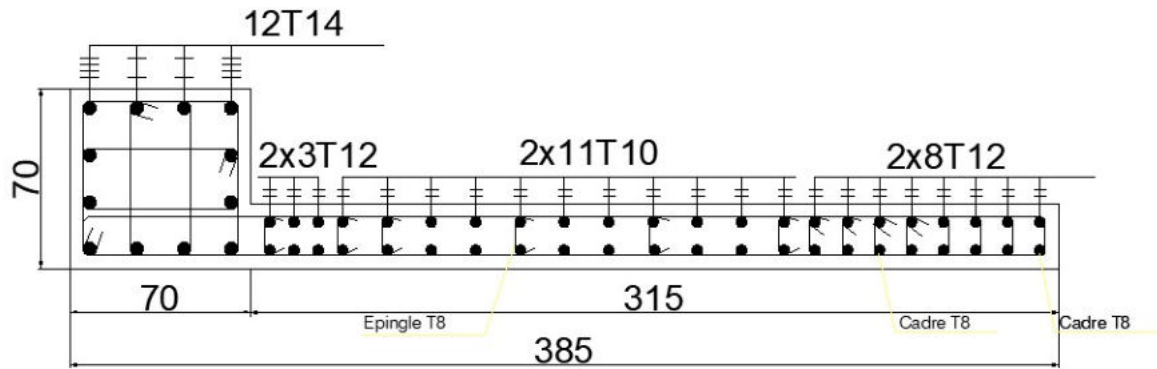


Figure III. 6: Vue en plan du voile.

➤ Schéma de ferrailage



voile axe 2 et 6

Figure III. 7: Ferrailage du voile axe 2 et 6.

III. 4. 5. 2. Le ferrailage des différents types de voile résumé dans les tableaux suivants:

| Les axes             | Axe (A, E) | Axe(A, E) | Axe (1, 2, 6 ) |
|----------------------|------------|-----------|----------------|
| L(m)                 | L=3,85m    | L=4,35m   | L=4,35m        |
| A ( m <sup>2</sup> ) | 1,27       | 1,4025    | 1,4025         |
| V ( m )              | 1,53       | 1,76      | 1,76           |
| V' ( m )             | 2,31       | 2,58      | 2,58           |
| I (m <sup>4</sup> )  | 1,7905     | 2,5412    | 2,5412         |
| coté V               |            |           |                |
|                      | -1580,99   | -4517,24  | -2152,94       |
|                      | 5091,51    | 5535,14   | 5160,24        |
| $L_T(m)$             | 0,9100     | 1,95      | 1,28           |
| $L_C(m)$             | 2,9300     | 2,39      | 3,06           |
|                      | 367,0800   | 2899,61   | 976,1          |
| $F_1(kN)$            | 477,27     | 1817,13   | 766,61         |
| $F_2(kN)$            | 9,7100     | 454,79    | 70,84          |
| $F_t(KN)$            | 486,99     | 2271,92   | 837,45         |
| $A_t(cm^2)$          | 12,17      | 56,79     | 20,93          |
| $A_{v_j}(cm^2)$      | 7,17       | 15,64     | 9,97           |
| $A_{Calculer}(cm^2)$ | 19,35      | 72,44     | 30,91          |

|                      |          |          |          |
|----------------------|----------|----------|----------|
| $A_{min}(cm^2)$      | 10,85    | 16,07    | 12,7     |
| coté V'              |          |          |          |
|                      | 5095,51  | 5535,14  | 5160,24  |
|                      | -1580,99 | -4517,24 | -2152,94 |
| $L_T(m)$             | 0,91     | 1,95     | 1,28     |
| $L_C(m)$             | 2,93     | 2,39     | 3,06     |
| $F_t(KN)$            | 180,196  | 1103,76  | 344,63   |
| $A_t(cm^2)$          | 4,5      | 27,59    | 8,61     |
| $A_{v_j}(cm^2)$      | 7,17     | 15,64    | 9,97     |
| $A_{Calculer}(cm^2)$ | 11,67    | 43,24    | 18,59    |
| $A_{min}(cm^2)$      | 4,55     | 9,77     | 6,4      |
| $L_C(m)$             | 2,02     | 0,44     | 1,78     |
| $A_C(cm^2)$          | 12,77    | 14,025   | 14,025   |

**Le choix:**

- Voile de longueur 385 cm d'axe 2 et 6: **12T14 + 2x3T12 + 2x11T10 + 2x8T12.**
- Voile de longueur 385 cm d'axe A et E: **12T14 + 2x2T12 + 2x13T10 + 2x7T12.**
- Voile de longueur 435 cm d'axe A et E: **12T16 + 2x12T16 + 2x15T14 + 2x8T16.**
- Voile de longueur 435 cm d'axe1 et 2 et 6: **12T14 + 2x5T14 + 2x18T12 + 2x8T14.**

➤ **Schéma de ferrailage des voiles:**

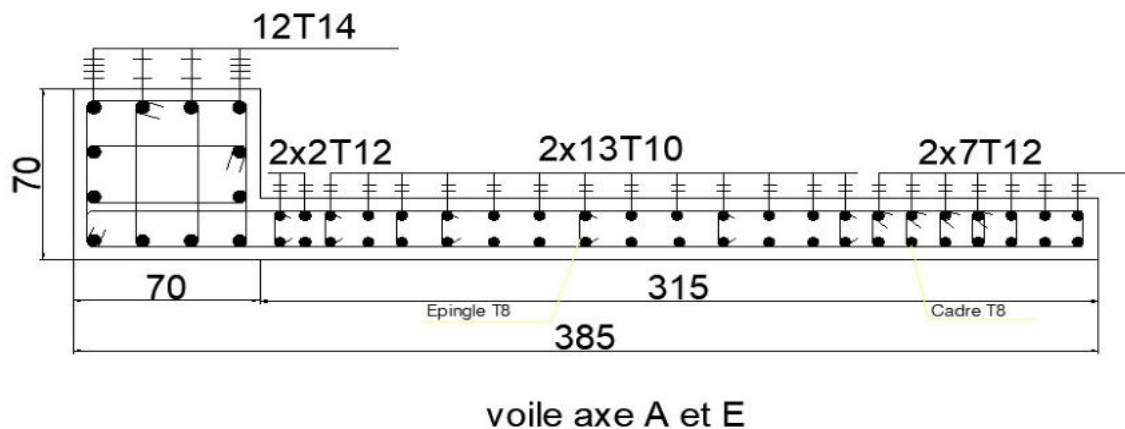


**Figure III. 8:** Ferrailage du voile axe A et E.

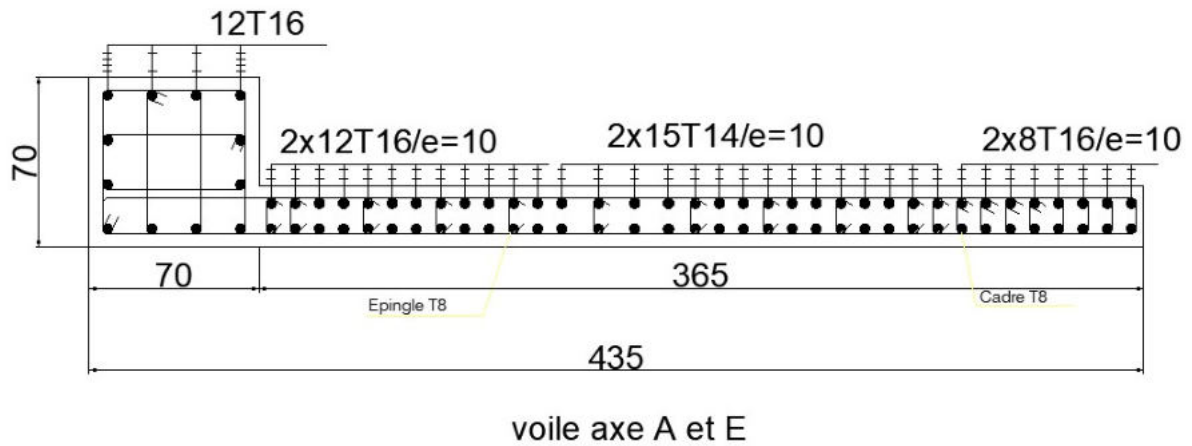


Figure III. 9: Ferrailage du voile axe A et E.

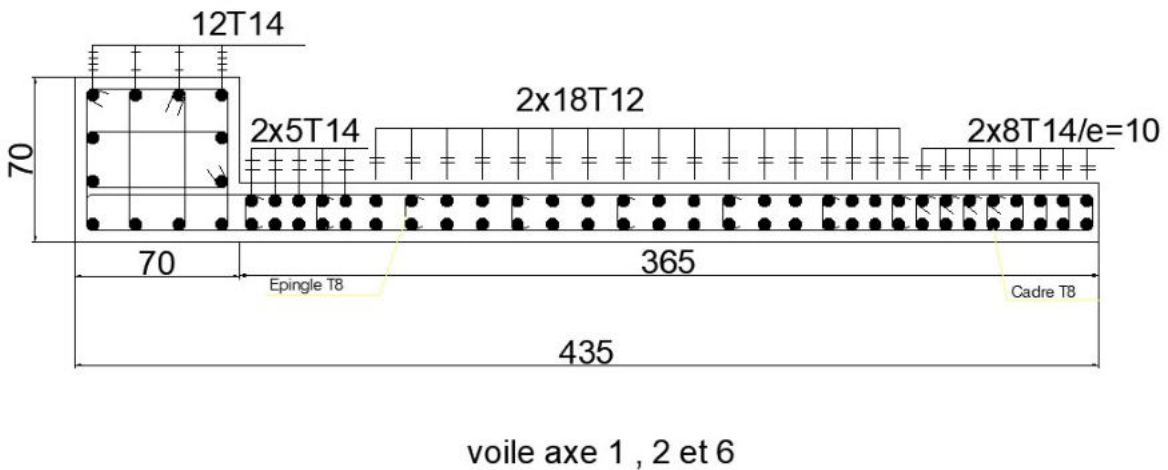


Figure III. 10: Ferrailage de voile d'axes 1, 2 et 6.

### III. 5. CONCLUSION

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie. Après la description et l'étude dynamique de l'ouvrage qui a été l'objet du chapitre présidant on déduit les efforts internes (moment, effort tranchant et effort normal) pour introduire le ferrailage des éléments résistants.

Les dimensions des sections en béton choisi ainsi le ferrailage déterminé sont convenables et vérifie les recommandations du règlement parasismiques Algérien RPA99/V2003.

Le ferrailage obtenu pour les poteaux est de **(12T16)**, pour les poutres de sens x est **(12T12)** sur appuis et **(8T12)** en travée et **(2x2T12)** comme armature de peaux et pour les poutres de sens y est **(12T20)** en appuis et **(8T20)** en travée et **(2x2T12)** comme armature de peaux et pour les voiles:

- Voile de longueur 385 cm d'axe **2** et **6** : **12T14 + 2x3T12 + 2x11T10 + 2x8T12.**
- Voile de longueur 385 cm d'axe **A** et **E** : **12T14 + 2x2T12 + 2x13T10 + 2x7T12.**
- Voile de longueur 435 cm d'axe **A** et **E** : **12T16 + 2x12T16 + 2x15T14 + 2x8T16.**
- Voile de longueur 435 cm d'axe **1, 2** et **6** : **12T14 + 2x5T14 + 2x18T12 + 2x8T14.**

Une étude thermique (effet de la température) de la structure étudiée précédemment sera l'objectif du chapitre suivant.

# *CHAPITRE IV*

*ETUDE D'UNE STRUCTURE EN BETON*

*ARME SOUS L'EFFET DE LA*

*TEMPERATURE*

## IV. 1. Introduction

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air sont influencées par plusieurs facteurs, notamment les rayonnements solaires et les rayonnements réémis. Ces variations thermiques entraînent des fluctuations de la distribution de la température à l'intérieur des différents éléments d'une structure. En conséquence, les champs de température varient dans des limites spécifiques sur une période de temps déterminée. L'objectif de ce chapitre porte pour une comparaison entre l'étude thermique et dynamique et leur influence sur la longueur et la hauteur du bâtiment ainsi que la disposition des voiles. Puis en passe à une étude thermique appliquée sur l'ensemble et sur l'enveloppe du bâtiment étudié dans le chapitre précédent (Chapitre III).

## IV. 2. EFFET DE LA TEMPERATURE

La température a un impact significatif sur la vie des structures, en particulier en fonction des saisons. Une augmentation sensible de la température entraîne un raccourcissement de ces structures. La valeur de ces effets thermiques dépend de divers facteurs, tels que les conditions climatiques locales, l'orientation de la structure, sa masse totale, les finitions (comme les revêtements extérieurs dans les bâtiments), ainsi que les conditions de chauffage, de ventilation et d'isolation thermique. La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure est déterminée par les principes et les règles énoncés dans l'Eurocode 1 (partie 5.1), qui traite du calcul des actions thermiques et de leurs effets sur les bâtiments.

## IV. 3. APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE

L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments (ou blocs de bâtiments entre joints) permettant de négliger ou appliquer les variations de température extérieures.

Le tableau ci-dessous montre les valeurs:

**Tableau IV. 1:** L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments.

| Implantation                                                | L (m) |
|-------------------------------------------------------------|-------|
| Wilayas côtières (Excepté Oran, Ain T'émouchent et Tlemcen) | 30    |
| Wilayas de Tell, Hauts plateaux de l'Atlas Saharien         | 25    |
| Le moyen et extrême sud                                     | 20    |

D'après l'implantation (la wilaya de Bouira) et les dimensions de notre structure on va faire l'analyse thermique pour le bloc car ces dimensions en plan dépassent la limite de 25m

( $L_x = 28,80m$ ,  $L_y = 31,15m$ ).

#### IV. 4. HYPOTHESES DE CALCUL

- Coefficient de dilatation du béton armé  $10^{-5}$ .
- La température est généralement considérée comme une charge lentement variable qui est donc introduit avec le module de déformation longitudinale différée  $E_v$ .
- Pour prendre en compte l'effet de la température, on va faire une modélisation par **ETABS V9 [25]**, d'où ont défini les combinaisons thermiques de telle façon on sélectionne tous les éléments qui sont exposés au soleil ou bien à la chaleur externe, et on applique sur les faces la chaleur uniforme T.
- **Combinaison d'action**

**Tableau IV. 2:** Combinaison des charges a l'ELU et l'ELS.

| Etat limite ultime <b>ELU</b>     |                           |
|-----------------------------------|---------------------------|
| Q action variable de base         | T action variable de base |
| <b>1.35G+1.5Q+0.8T</b>            | <b>1.35G+ Q +1.35T</b>    |
| Etat limite de service <b>ELS</b> |                           |
| <b>G+T</b>                        |                           |

❖ **Remarque:** Dans le cas d'un dépassement de ses limites de dimension, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction  $\alpha$  des effets des variations de température.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \alpha = 4 \left( \frac{l}{l_{max}} - 1 \right) \\ \alpha = 1 \end{array} \right. \quad si \quad \left\{ \begin{array}{l} l \leq 1,25l_{max} \\ l_{max} < l \leq 1,25l_{max} \\ l > 1,25l_{max} \end{array} \right.$$

Dans notre cas:

$l_x = 28,8m$  ,  $l_y = 31,15m$  et  $l_{max} = 25m$  ,  $1,25l_{max} = 31,25m$

Donc:

$$\alpha_x = 0 \quad \alpha_y = 0$$

Donc:

$$ELU = 1,35G + 1,5Q + 0,8T$$

$$ELU = 1,35G + Q + 1,35 T$$

$$ELS = G + T$$

## IV. 5. DETERMINATION DE LA TEMPERATURE

La variation uniforme de la température  $\Delta_T$  pour une structure ou un élément structural donné est calculée comme la différence entre la température moyenne  $T$  en raison des températures climatiques (en hiver ou en été) et la température  $T_0$  à l'instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage.

D'après CBA 93 [22] l'article A.3.1.3.3 et selon le site du projet on a:

**Tableau IV. 3:** Variation saisonnière de la température dans le cas courant.

| Implantation          | T (°C)                                                             |
|-----------------------|--------------------------------------------------------------------|
| Algérie du nord       | $T_{max} = +35^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$ |
| Proche et le moye sud | $T_{max} = +45^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} = -20^{\circ}\text{C}$ |
| Extrême sud           | $T_{max} = +55^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$ |

Donc dans notre cas  $T_{max} = +35^{\circ}\text{C}$  ,  $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$

## IV. 6. ELEMENT EXPOSEE AUX EFFETS DE LA TEMPERATURE

L'effet de la température est généralement plus prononcé pour les poutres induisant des efforts de traction ou de compression. Les poutres qui sont sollicitées généralement en flexion simple sous les autres cas de charges, se trouvent sollicité en flexion composée lorsque l'effet de la température est pris en compte.

Dans mon projet la charge thermique est à appliquer sur l'ensemble du bâtiment et sur l'enveloppe donc surtout les éléments exposés en permanence aux conditions climatiques extérieures:

- Poutre extérieure.
- Poteaux et voiles extérieur.
- Plancher terrasse et la buanderie.

## **IV. 7. INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LES ELEMENTS D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME**

### **IV. 7. 1. Identification des structures étudiées**

Afin d'évaluer l'influence de la température sur les structures en béton armé contreventées par voile et dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003), une étude paramétrique sur des portiques a été faite en tenant en compte l'effet de la longueur et de la hauteur du bâtiment ainsi que l'effet de la disposition du voile. Pour le premier paramètre (la longueur du portique) en varier la longueur avec un pas de 5m, un portique d'une longueur égale à 20m (VL20), de 25m (VL25), de 30m (VL30) et de 35m (VL35). Pour le deuxième paramètre (la hauteur du portique) en prend 4 variants, VR4 (R+4), VR7 (R+7), VR9 (R+9) et le dernier portique VR15 (R+15). Trois variantes pour le troisième paramètre la disposition du voile, en dispose les voiles à l'extrémité V1EXT, proche aux milieux V2PM et au milieu du portique V3ML. Les hauteurs des niveaux sont égales 4,2 m. Elles sont supposées être situées dans une zone sismique IIa (moyenne sismicité) selon la classification du RPA 99/V2003, implantées sur un sol de fondation supposé être rocheux, sol du type S1 et classées dans le groupe d'usage 2, selon le même code.

Les charges gravitaires revenant aux portiques sont évaluées conformément aux règles de calcul classiques tandis que la charge de l'action sismique est déterminée à l'aide de la méthode dynamique spectrale de la méthode dynamique spectrale relative au code RPA99/V2003, en introduisant le spectre de calcul. La modélisation et l'analyse ont été effectuées en utilisant l'ETABS V9 [25].

Avec:

V: Variante.

L20, L25, L30, L35 : Exprime la longueur du portique.

R+4, R+7, R+9, R+15 : Exprime le nombre de niveaux.

EXT: Extérieur.

PM: Proche aux milieux.

ML: Milieu.

### **IV. 7. 2. Effet de la longueur**

Dans cette section on présente l'effet de la température sur la longueur du portique, quatre variantes choisies VL20, VL25, VL30 et VL35 qui a été schématisé dans les figures IV. 1, IV. 2, IV. 3 et IV. 4 respectivement. La comparaison dans cette étape porte pour les

efforts résultants maximaux qui agissent sur les différents éléments (effort interne) a été effectuée à partir d'une étude dynamique par le logiciel **ETABS V9 [25]**.

➤ **Variante N°01: L = 20m (VL20)**

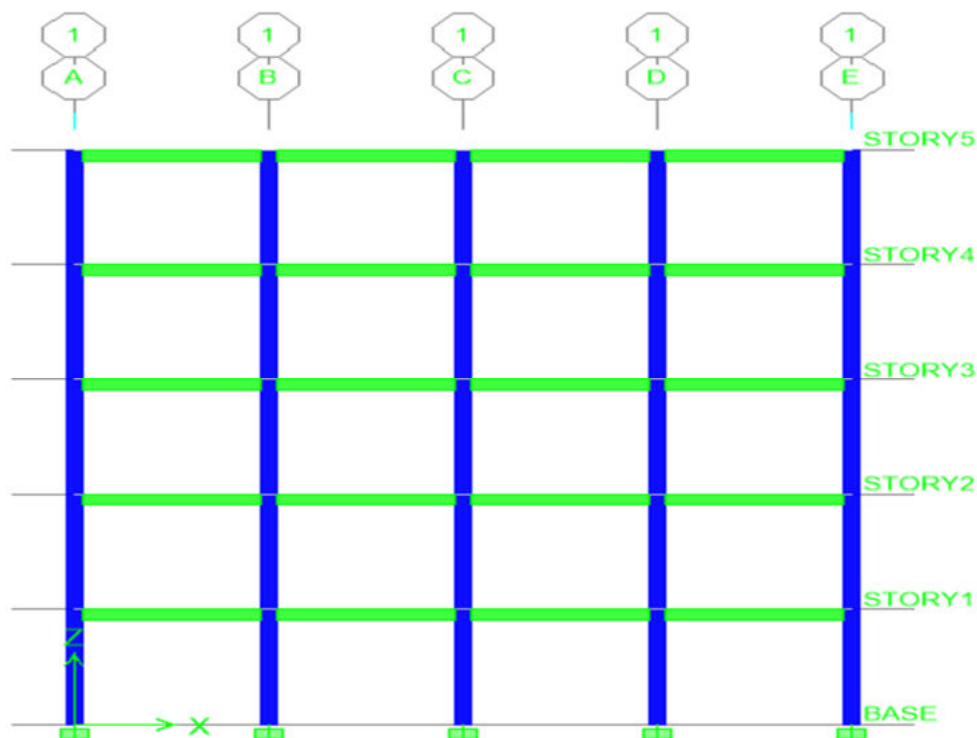


**Figure IV. 1:** Portique d'une longueur égale à 20m VL20.

**Tableau IV. 4:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL20.**a. Poteaux, b. Poutres.**

**a. Poteaux**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cors}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cors}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|-------------------|------------------|-----------------|------------|
| Etude dynamique | -567,78        | -52,929           | -53,509          | -375,25         | 20,96      |
| Etude thermique | -569,524       | -69,6906          | -70,2706         | -376,994        | 27,952     |

**b. Poutres**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -67,996          | 62,01      |
| Etude thermique | -73,519          | 64,018     |

➤ Variante N°02 : L=25 m (VL25)

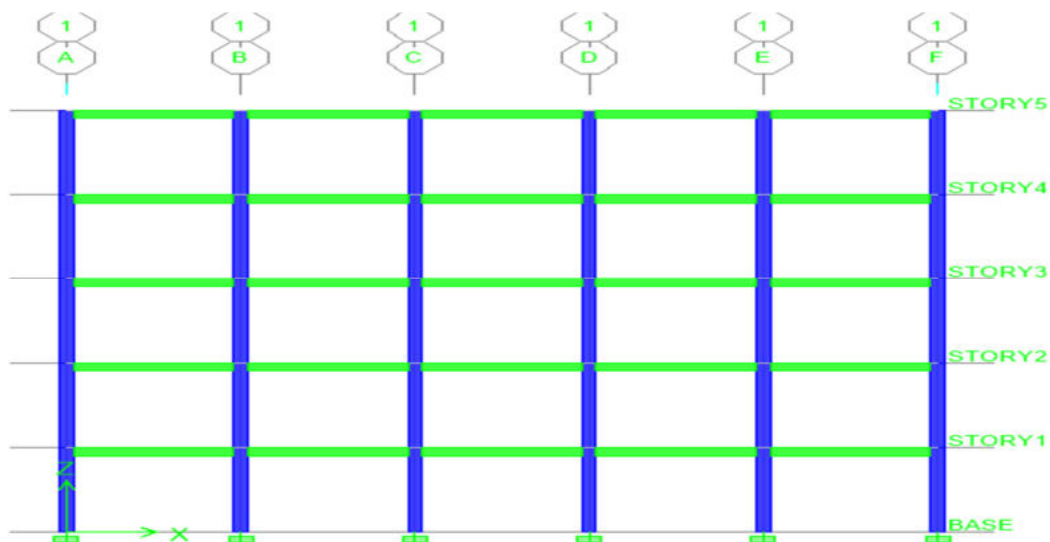


Figure IV. 2: Portique d'une longueur égale à 25m VL25.

Tableau IV. 5: Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL25. **a. Poteaux,**  
**b. Poutre.**

**a. Poteaux**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -567,82        | -53,392          | -54,423          | -375,51        | 21,32      |
| Etude thermique | -570,132       | -74,076          | -75,115          | -377,822       | 29,952     |

**b. Poutres**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -68,426          | 62,16      |
| Etude thermique | -75,47           | 64,792     |

➤ Variante N°03 : L= 30 m (VL30)

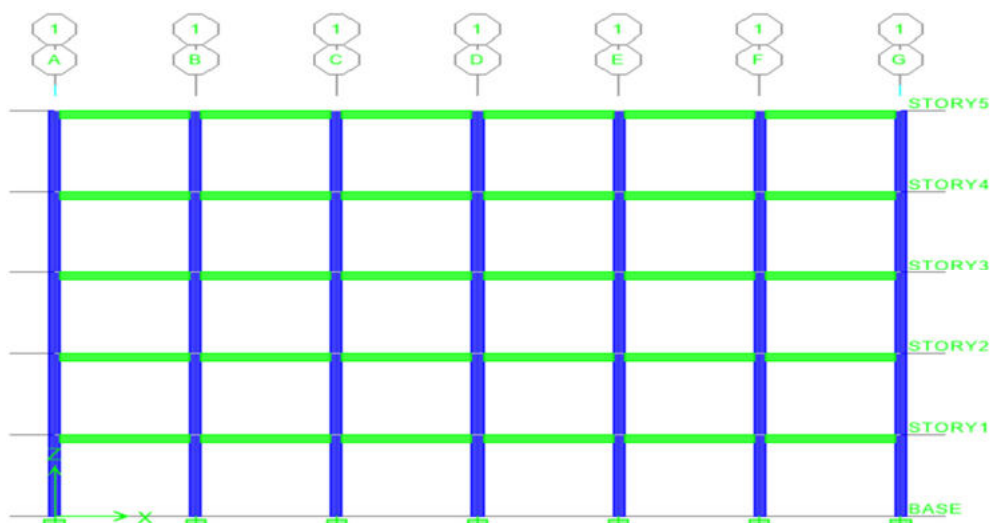


Figure IV. 3: Portique d'une longueur égale à 30m VL30.

**Tableau IV. 6:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL30. **a. Poteaux,**  
**b. Poutre.**

**a. Poteaux**

|                 | $P_{\max}$ (KN) | $M_{\text{cor}}$ (KN.m) | $M_{\max}$ (KN.m) | $P_{\text{cor}}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|-----------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|------------|
| Etude dynamique | -567,85         | -54,648                 | -55,071           | -375,67               | 21,57      |
| Etude thermique | -570,746        | -79,112                 | -79,535           | 378,566               | 31,762     |

**b. Poutres**

|                 | $M_{\max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|-------------------|------------|
| Etude dynamique | -68,723           | 62,3       |
| Etude thermique | -77,283           | 65,548     |

➤ **Variante N°04 : L= 35 m (VL35)**

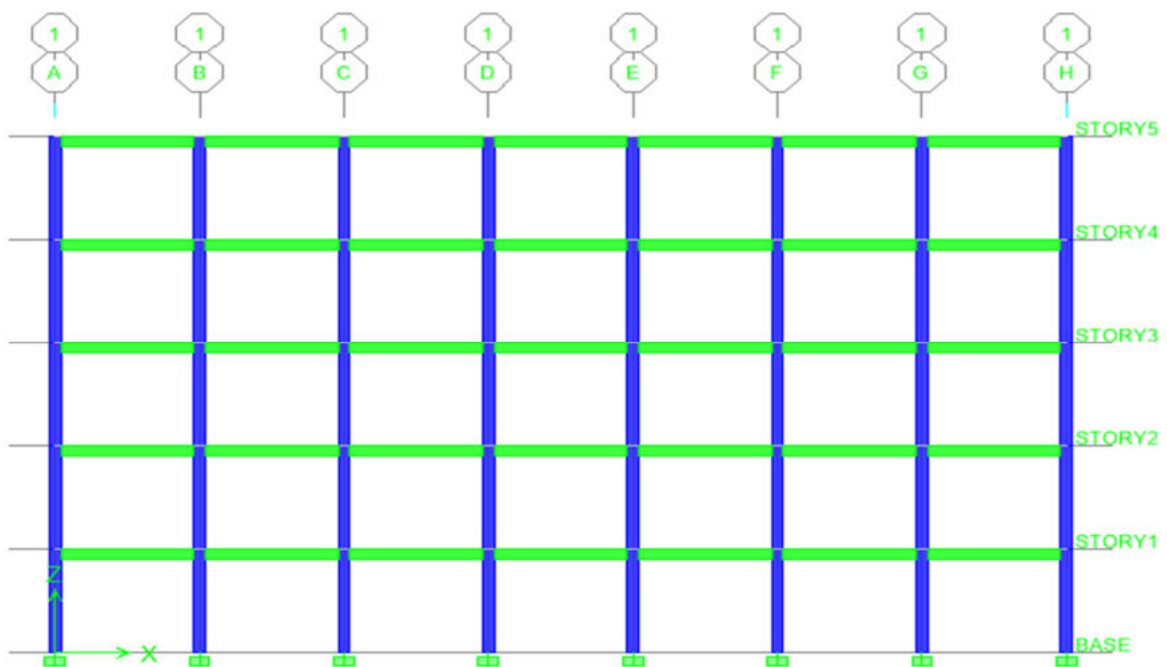


**Figure IV. 4:** Portique d'une longueur égale à 35m VL35.

**Tableau IV. 7:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VL35. **a. Poteaux,**  
**b. Poutre.**

**a. Poteaux**

|                 | $P_{\max}$ (KN) | $M_{\text{cor}}$ (KN.m) | $M_{\max}$ (KN.m) | $P_{\text{cor}}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|-----------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|------------|
| Etude dynamique | -567,87         | -55,183                 | -55,555           | -375,78               | 21,77      |
| Etude thermique | -571,358        | -83,255                 | -83,627           | -379,268              | 33,45      |

**b. Poutres**

|                 | $M_{\max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|-------------------|------------|
| Etude dynamique | -68,94            | 62,4       |
| Etude thermique | -79.009           | 66,264     |

Une analyse dynamique linéaire a été effectuée en utilisant le logiciel ETABS V9 [25] pour traiter le comportement des portiques en béton armé, en tenant en compte l'effet de la température sur la longueur de ces portiques. Deux études ont été faites : une dynamique et l'autre thermique pour les variantes choisies citées précédemment afin de faire une comparaison des efforts internes à savoir : la charge maximale ( $P_{\max}$  et  $M_{\text{cors}}$ ) et moment max ( $M_{\max}$  et  $P_{\text{cors}}$ ) et effort tranchant max pour les poteaux et moment max et effort tranchant pour les poutres. Les résultats de l'étude sont regroupés dans les tableaux IV. 4, IV. 5, IV. 6 et IV. 7.

L'analyse des résultats schématisés dans les tableaux présente une charge maximale égale à -567.78KN dans les poteaux avec étude thermique pour VL20 qui reste constante pour la variante VL25, VL30 et VL35. Alors que la charge varie de -569.52KN pour les poteaux de la variante VL20 avec étude thermique à -571.35KN pour la variante VL35. Dans le même contexte les tableaux de résultat des poutres présentent un moment maximal égal à -67.99KN.m avec étude dynamique (VL20) et -68.94KN.m pour (VL35), et dans l'étude thermique un moment égal à -73.51KN.m pour (VL20) et -79.009KN.m pour (VL35) si la valeur enregistre l'augmentation du moment proportionnellement avec l'augmentation de la longueur qui a été enregistrée beaucoup plus dans l'étude thermique.

On peut dire que la température a une influence sur les bâtiments lorsqu'ils dépassent la limite admissible recommandée dans le CBA93[22] dans les bâtiments en béton armé.

**IV. 7. 3. Effet de la hauteur**

Dans ce paramètre quatre variantes ont été choisies à savoir : VR4(R+4), VR7 (R+7), VR9 (R+9) et VR15 (R+15) pour étudier l'effet de la température sur la hauteur des bâtiments. Les schémas des variantes ont été schématisés dans les figures IV. 5, IV. 6, IV. 7 et IV. 8 respectivement. Une comparaison entre une étude dynamique et une étude thermique concernant les efforts internes suivants : la charge maximale et le moment correspondant et le moment max et la charge correspondant ainsi que l'effort tranchant. L'analyse a été effectuée à partir du logiciel ETABS V9 [25].

➤ **Variante N° 1 : R+ 4,  $h_t = 21$  m (VR4)**

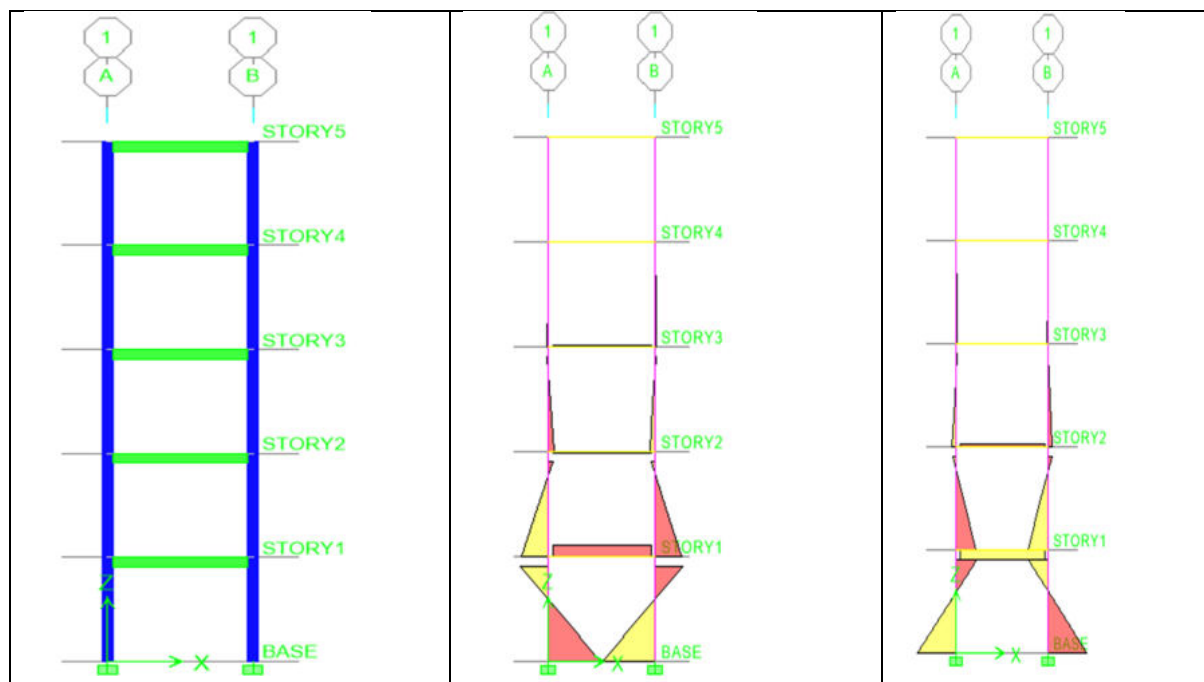


**Figure IV. 5:** Portique d'une hauteur égale 21m (R+4) VR4.

**Tableau IV. 8:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR4. **a. Poteaux,**  
**b. Poutre.**

**a. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -381,59        | -46,245          | -46,245          | -381,59        | 21,11      |
| Etude thermique | -381,59        | -50,137          | -50,137          | -381,59        | 22,686     |

**b. Poutre**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -65,987          | 60,72      |
| Etude thermique | -66,719          | 60,72      |

➤ Variante N°02: R+7,  $h_t = 33,6$  m (VR7)

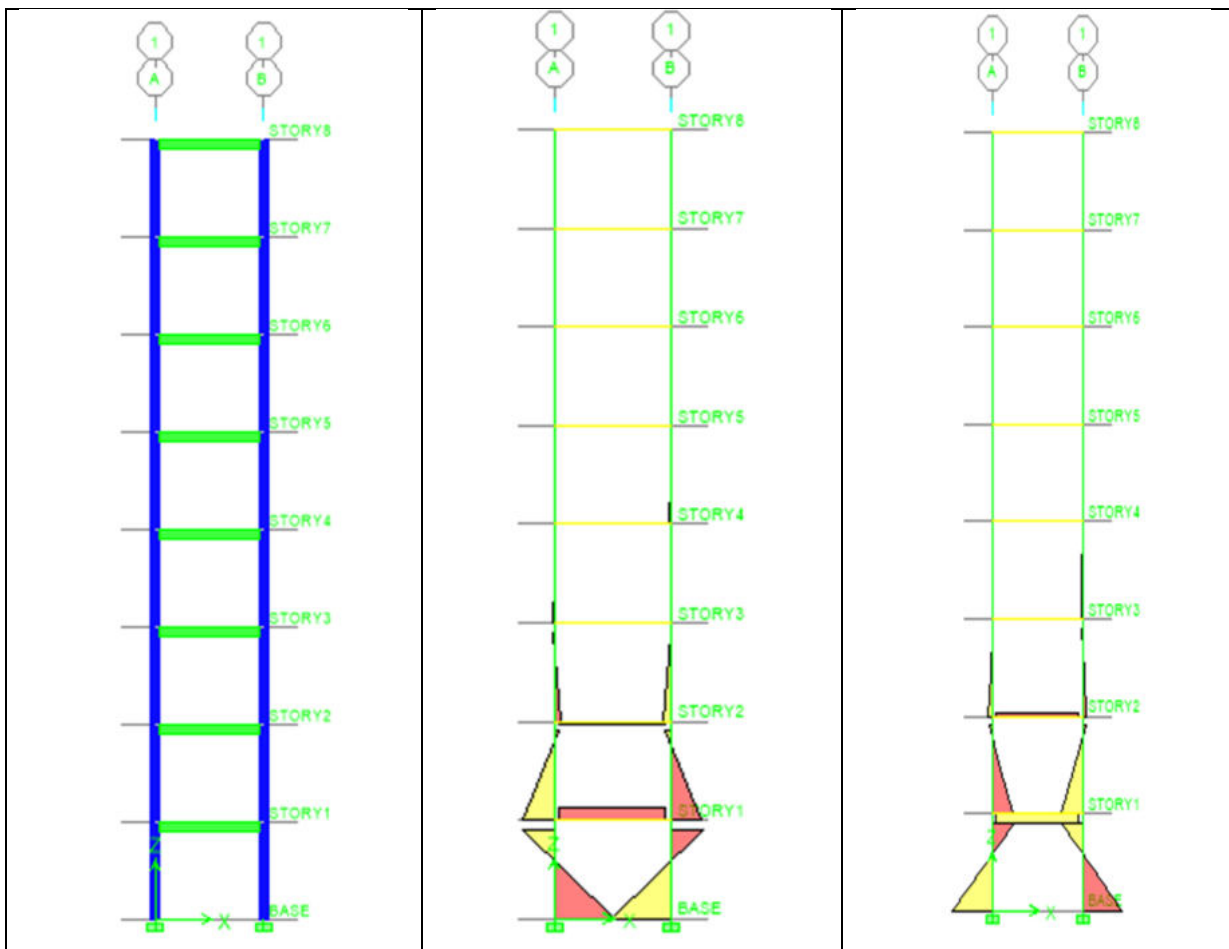


Figure IV. 6: Portique d'une hauteur égale 33.6m (R+7) VR7.

Tableau IV. 9: Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR7. **a. Poteaux,**  
**b. Poutre.**

**c. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -628,22        | -52,684          | -52,684          | -628,22        | 23,52      |
| Etude thermique | -628,22        | -56,817          | -56,817          | -628,22        | 25,192     |

**d. Poutre**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -76,92           | 65,49      |
| Etude thermique | -77,697          | 65,49      |

➤ Variante N°03 : R+9  $h_t = 42$  m (VR9)

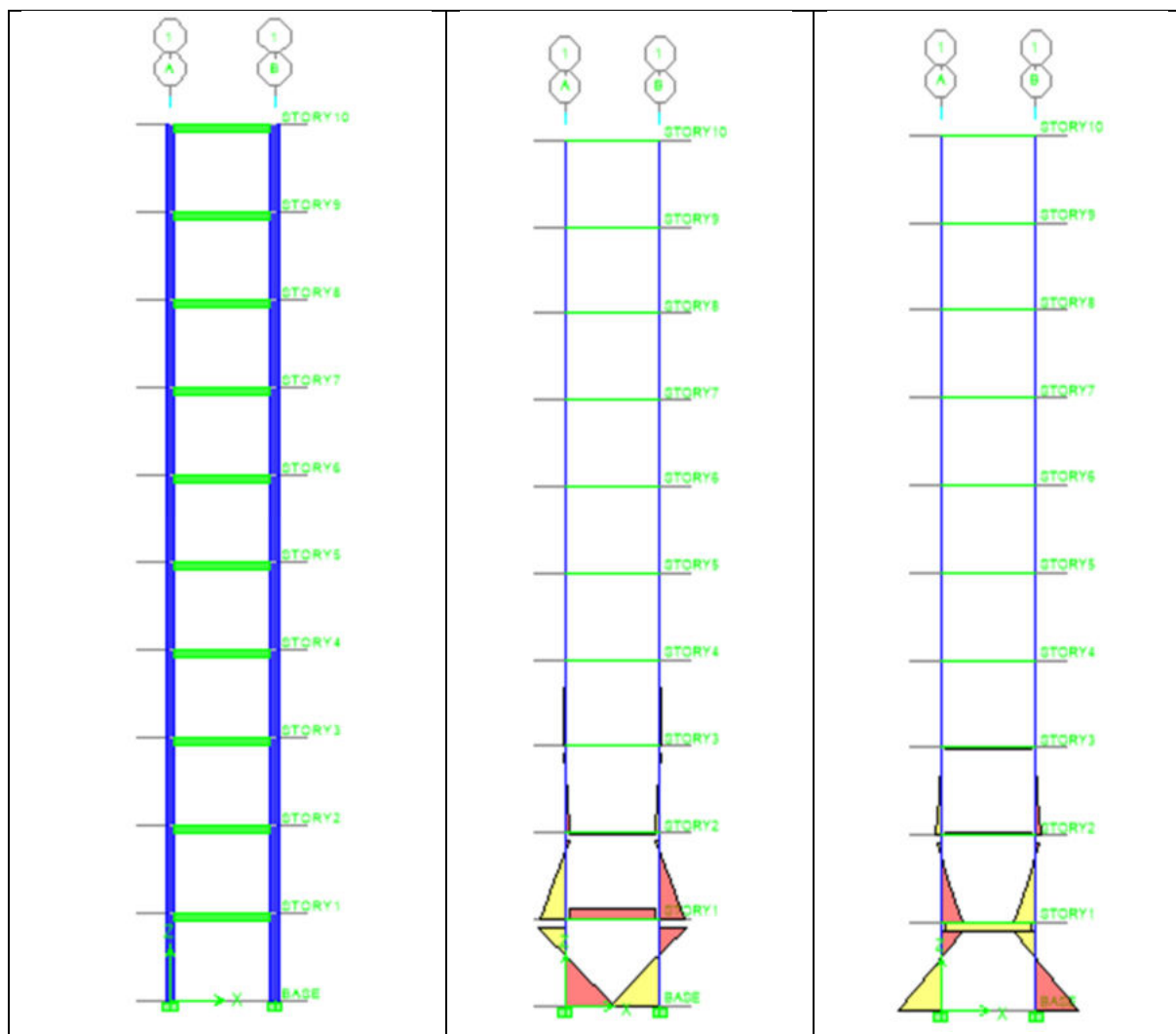


Figure IV. 7: Portique d'une hauteur égale 42m (R+9) VR9.

Tableau IV. 10: Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR9. **a. Poteaux,**  
**b. Poutre.**

**a. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -794,67        | -55,549          | -55,549          | -794,67        | 24,49      |
| Etude thermique | -794,67        | -59,689          | -59,689          | -794,67        | 26,162     |

**b. Poutre**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -81,217          | 67,36      |
| Etude thermique | -81,972          | 67,36      |

➤ **Variante N°04 : R+15  $h_t = 67,2$  m (VR15)**

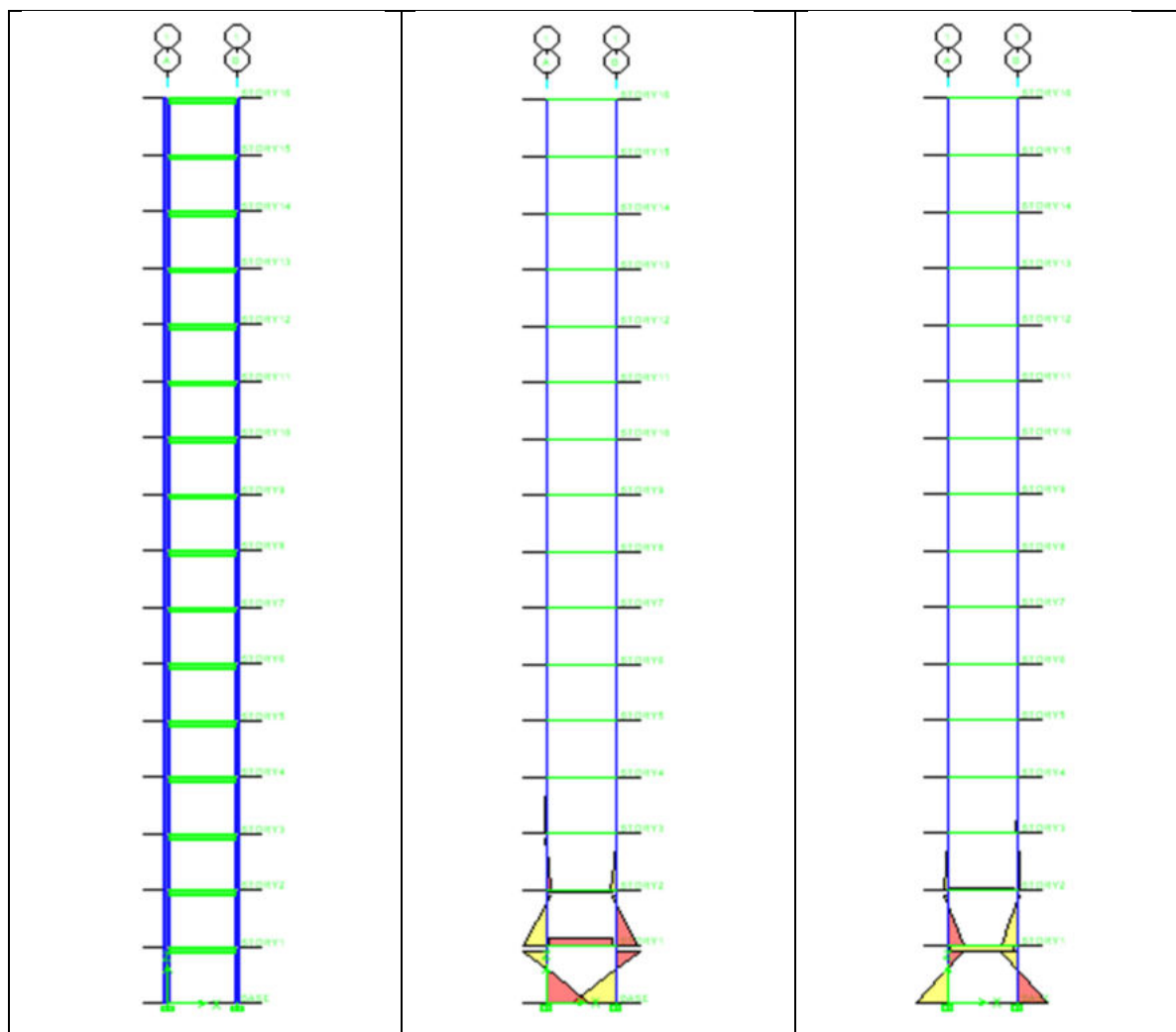


**Figure IV. 8:** Portique d'une hauteur égale 67.2m (R+15) VR15.

**Tableau IV. 11:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante VR15. **a. Poteaux, b. Poutre.**

**a. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -1261,17       | -55,183          | -55,183          | -1261,17       | 24,35      |
| Etude thermique | -1261,17       | -59,316          | -59,316          | -1261,17       | 26,022     |

**b. Poutre**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -81,382          | 67,43      |
| Etude thermique | -82,159          | 67,43      |

L'étude de l'effet de la température sur la hauteur totale des bâtiments a été effectuée à l'aide d'une analyse dynamique linéaire en utilisant le logiciel ETABS V9 [25] pour traiter le comportement des portiques (Variante choisie). Une étude dynamique et l'autre thermique ont été faite pour les variantes choisies cité précédemment afin de faire une comparaison des efforts interne à savoir: la charge maximale ( $P_{\max}$  et  $M_{\text{cors}}$ ) et moment max ( $M_{\max}$  et  $P_{\text{cors}}$ ) et effort tranchant max pour les poteaux et moment max et effort tranchant pour les poutres. Les tableaux IV. 8, IV. 9, IV. 10 et IV. 11 regroupe ces résultats de l'étude.

L'analyse des résultats illustrés dans les tableaux présente des valeurs constantes dans les poteaux pour les deux études (dynamique et thermique), ce constat est valable pour chaque variante alors qu'en remarque une augmentation des valeurs avec l'augmentation de la hauteur du bâtiment, par exemple la charge maximale égale -381.59KN pour la variante VR4 pour les deux études (dynamique et thermique) dans les poteaux, cette valeur augmente à -1261.17KN pour la variante VR15. Dans le même contexte la remarque restée valable pour les charges citées dans les poutres avec une petite augmentation dans l'étude thermique par rapport à l'étude dynamique.

Donc on peut dire que la température n'a aucune influence sur les efforts internes enregistrés avec étude thermique et dynamique dans la même hauteur du portique (quelle que soit la hauteur d'élévation du bâtiment).

#### **IV. 7. 4. Effet de la disposition des voiles**

Dans la troisième partie de cette étude paramétrique on introduit l'effet de la température sur la disposition des voiles. Trois variantes choisies pour des portiques en béton armé dans cette étude. La première variante V1EXT pour une disposition du voile à l'extrémité du voile. V2PM la deuxième variante qui présente une disposition des voiles proches au milieu, et pour la troisième variante (V3ML) la disposition des voiles a été déplacée complètement au milieu du portique. Les figures IV. 9, IV. 10 et IV. 11 illustrent les schémas de ses variantes. La comparaison des efforts internes faite après une étude dynamique et thermique sur les variantes choisies en utilisant toujours le logiciel ETABS V9 [25].

➤ **Variante N°01 :** Disposition du voile à l'extrémité (V1EXT), L=40 m

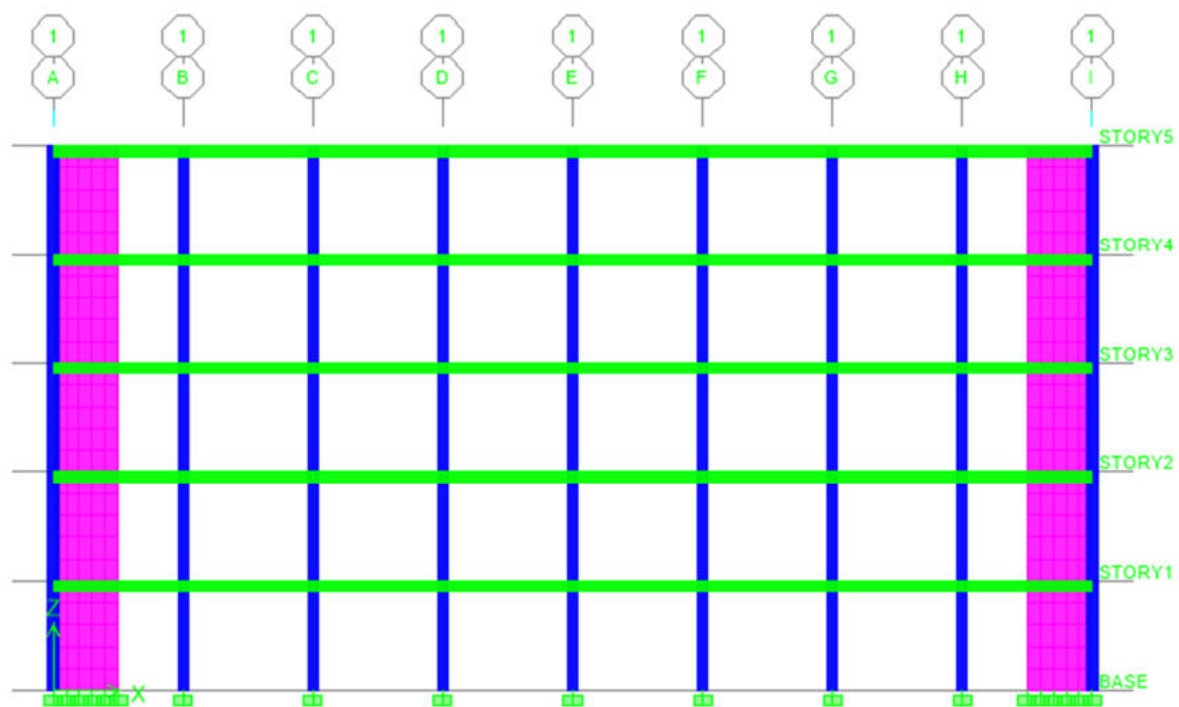


**Figure IV. 9:** Disposition du voile à l'extrémité (V1EXT).

**Tableau IV. 12:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante V1EXT. **a. Poteaux, b. Poutre, c. Voile.**

### a. Poteau

|                 | P <sub>max</sub> (KN) | M <sub>cor</sub> (KN.m) | M <sub>max</sub> (KN.m) | P <sub>cor</sub> (KN) | V <sub>u</sub> (KN) |
|-----------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|---------------------|
| Etude dynamique | -564,46               | -9,45                   | -45,654                 | -102,82               | 23,64               |
| Etude thermique | -643,284              | -15,298                 | -68,575                 | -138,716              | 35,232              |

### b. Poutre

|                 | $M_{\max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|-------------------|------------|
| Etude dynamique | -45,752           | 61,54      |
| Etude thermique | -54,336           | 63,668     |

**c. Voile**

|                 | M <sub>u</sub> (KN.m) | N <sub>u</sub> (KN) | V <sub>u</sub> (KN) |
|-----------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| Etude dynamique | 1237,042              | 755,21              | 194,23              |
| Etude thermique | 3025,523              | 783,018             | 503,766             |

➤ **Variante N°02:** Disposition du voile proche au milieu (V2PM), L=40 m

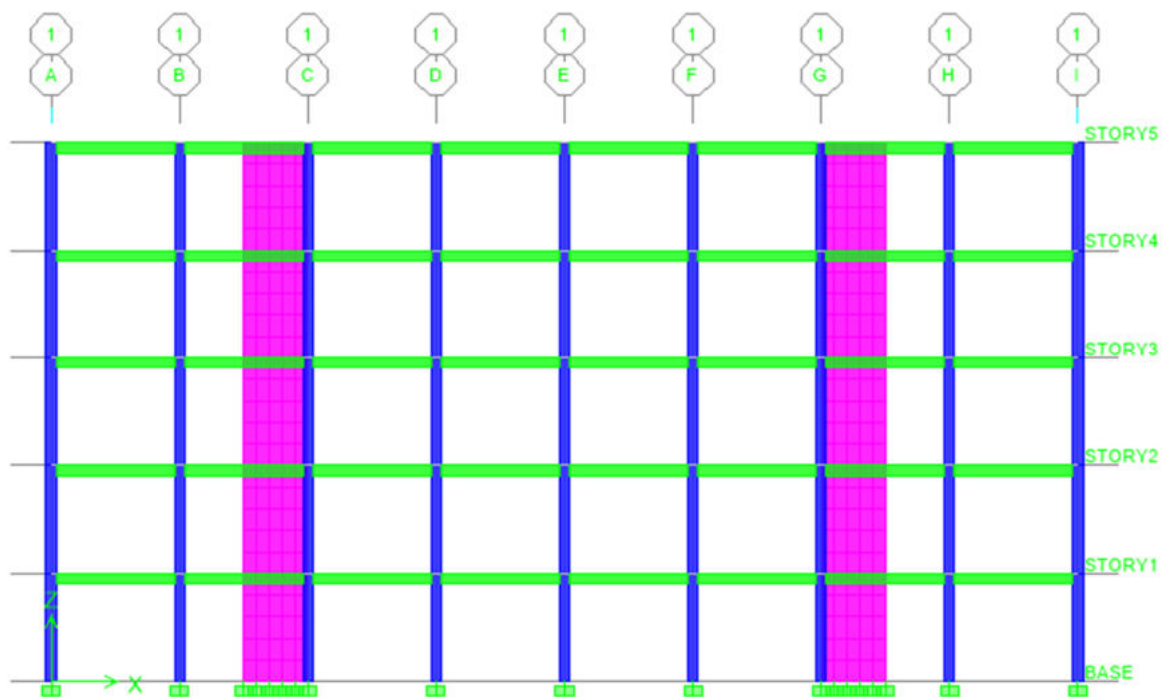


**Figure IV. 10:** Disposition du voile proche au milieu (V2PM).

**Tableau IV. 13:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante V2PM. **a. Poteaux, b. Poutre, c. Voile.**

**a. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -563,41        | -9,83            | -44,089          | -103,8         | 23,02      |
| Etude thermique | -673,722       | -24,884          | -66,893          | -137,864       | 34,508     |

**b. Poutre**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -58,887          | 63,07      |
| Etude thermique | -69,69           | 67,646     |

**c. Voile**

|                 | $M_u$ (KN.m) | $N_u$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|--------------|------------|------------|
| Etude dynamique | 1201,083     | 895,23     | 146,3      |
| Etude thermique | 1805,958     | 1020,102   | 394,42     |

➤ **Variante N°03:** Disposition au milieu (V3ML), L= 40 m

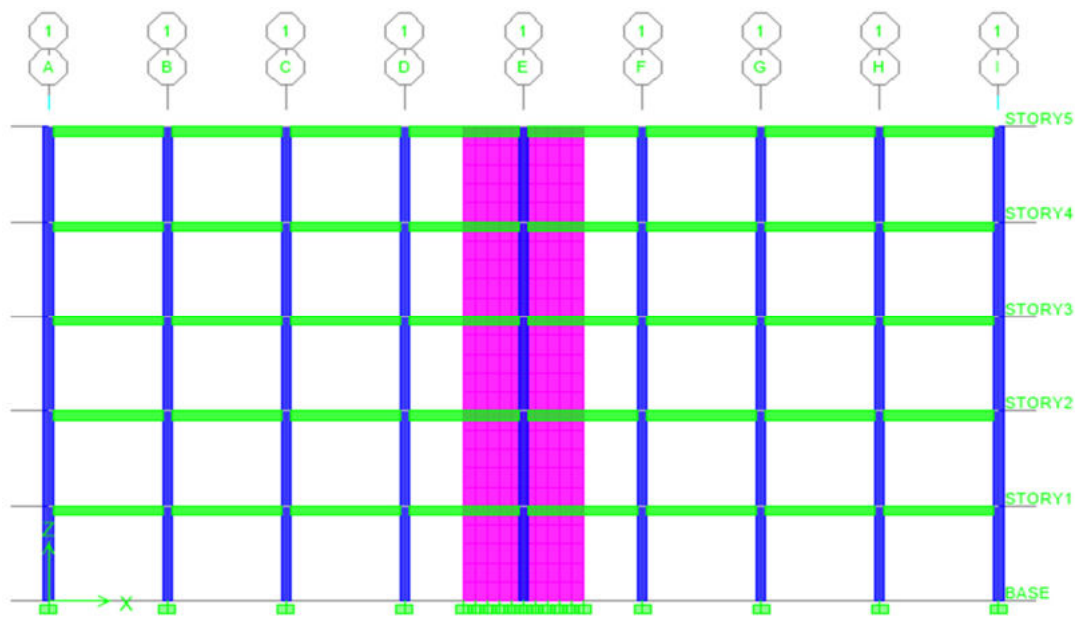


**Figure IV. 11:** Disposition du voile au milieu (V3ML).

**Tableau IV. 14:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la variante V3ML. **a. Poteaux, b. Poutre, c. Voile.**

**a. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -506,48        | -3,232           | -39,25           | -100,71        | 20,45      |
| Etude thermique | -611,824       | -9,636           | -68,111          | -104,51        | 32,45      |

**b. Poutre**

|                 | $M_{max}$ (KN.m) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|------------------|------------|
| Etude dynamique | -40,232          | 60,66      |
| Etude thermique | -50,642          | 64,668     |

**c. Voile**

|                 | $M_u$ (KN.m) | $N_u$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|--------------|------------|------------|
| Etude dynamique | 716,098      | 1529,66    | 182,95     |
| Etude thermique | 1309,816     | 1845,028   | 286,926    |

Les résultats d'analyse dynamique et thermique en tenant en compte l'effet de la température sur la disposition des voiles sont exposés dans les tableaux IV. 12, IV. 13 et IV. 14 pour les éléments résistants du portique (poteau, poutre, voile) pour les trois variantes choisies cité précédemment (V1EXT, V2PM, V3ML). Une comparaison a été faite pour les efforts

interne la charge maximale ( $P_{\max}$  et  $M_{\text{cors}}$ ) et moment max ( $M_{\max}$  et  $P_{\text{cors}}$ ) et effort tranchant max pour les poteaux et moment max et effort tranchant pour les poutres, pour les voiles en présente dans les tableaux le moment, l'effort tranchant et l'effort interne.

La lecture des résultats exposés dans les tableaux présente une charge à partir de l'étude dynamique ( $P_{\max} = -564.46\text{KN}$ ) et pour l'étude thermique ( $P_{\max} = -643.28\text{KN}$ ) pour la variante V1EXT cette charge diminuée à  $P_{\max} = -506.48\text{KN}$  et  $P_{\max} = -611.82\text{KN}$  pour l'étude dynamique et thermique respectivement pour la disposition des voiles au milieu (V3ML) dans les poteaux. Ce constat reste valable pour les voiles qui présente une charge maximale égale à 1237.042 KN pour la variante V1EXT et 716.098KN pour V3ML à partir de l'étude dynamique. Alors que l'étude thermique présente une charge égale 3025.52KN pour V1EXT qui a été diminué à 1309.81KN de la variante V3ML.

On peut conclure que nous avons remarqué dans cette étude que la position des voiles joue un rôle très important et présente une influence remarquable sur l'augmentation et la diminution des efforts internes sous l'influence de la température, de sorte qu'elles diminuent à mesure que l'on expose les voiles au milieu (V3ML).

## IV. 8. RESULTAT DE CALCUL DE LA STRUCTURE ETUDIEE

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différents éléments ont été effectués par le logiciel ETABS V9 [25] et ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous avec une comparaison avec les résultats tirée à partir de l'étude dynamique:

### IV. 8. 1. Charge thermique appliquée à l'ensemble du bâtiment

**Tableau IV. 15:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la structure étudiée. **a. Poutre, b. Poteaux, c. Voile.**

#### a. Poutre

##### ➤ Poutre sens x

|                 | $M_a$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $V_u$ (kN) |
|-----------------|--------------|--------------|------------|
| Etude dynamique | 154,276      | 44,956       | 217,17     |
| Etude thermique | 195,028      | 63,324       | 231,202    |

##### ➤ Poutre sens y

|                 | $M_a$ (KN.m) | $M_t$ (kN · m) | $V_u$ (kN) |
|-----------------|--------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | 518,34       | 182,99         | 714,87     |
| Etude thermique | 563,257      | 222,343        | 748,838    |

**b. Poteau**

| Etude dynamique |             |         |              |         |
|-----------------|-------------|---------|--------------|---------|
| cas N° 01       | $M_{33max}$ | 327.037 | $N_{cors}$   | -162.52 |
| cas N° 02       | $M_{33min}$ | 300.377 | $N_{cors}$   | -52.78  |
| cas N° 03       | $M_{22max}$ | 547.226 | $N_{cors}$   | -227.96 |
| cas N° 04       | $M_{22min}$ | 426.396 | $N_{cors}$   | -532.95 |
| cas N° 05       | $N_{max}$   | 382.08  | $M_{33cors}$ | 28.694  |
| cas N°06        | $N_{max}$   | 382.08  | $M_{22cors}$ | -51.472 |

| Etude thermique |             |         |              |         |
|-----------------|-------------|---------|--------------|---------|
| cas N° 01       | $M_{33max}$ | 422,354 | $N_{cors}$   | 130,016 |
| cas N° 02       | $M_{33min}$ | 391,561 | $N_{cors}$   | 98,708  |
| cas N° 03       | $M_{22max}$ | 649,041 | $N_{cors}$   | 511,064 |
| cas N° 04       | $M_{22min}$ | 540,550 | $N_{cors}$   | 654,95  |
| cas N° 05       | $N_{max}$   | 695,592 | $M_{33cors}$ | 31,476  |
| cas N°06        | $N_{max}$   | 695,592 | $M_{22cors}$ | 54,398  |

**c. Voile**

| Etude dynamique |              |          |          |             |          |
|-----------------|--------------|----------|----------|-------------|----------|
| Les axes        |              | Axe 2, 6 | Axe A, E | Axe 1, 2, 6 | Axe A, E |
|                 | L (m)        | 3,85     | 3,85     | 4,35        | 4,35     |
| <b>0,8G+E</b>   | $M_u$ (KN.m) | 3550,76  | 3104,966 | 4272,288    | 5872,5   |
|                 | $N_u$ (KN)   | 3171,95  | 3105,26  | 3075,35     | 2042,28  |
|                 | $V_u$ (KN)   | 775,64   | 787,09   | 880,34      | 904,44   |
| <b>G+Q+E</b>    | $M_u$ (KN.m) | 3669,64  | 3154,566 | 4341,77     | 6045,331 |
|                 | $N_u$ (KN)   | 3581,15  | 3534,7   | 3369,46     | 2598,77  |

| Etude thermique    |              |          |          |             |           |
|--------------------|--------------|----------|----------|-------------|-----------|
| Les axes           |              | Axe 2, 6 | Axe A, E | Axe 1, 2, 6 | Axe A, E  |
|                    | L (m)        | 3,85     | 3,85     | 4,35        | 4,35      |
| <b>0,8G+E+0,8T</b> | $M_u$ (KN.m) | 3800,038 | 3258,802 | 6860,082    | 10258,452 |
|                    | $N_u$ (KN)   | 3801,782 | 3704,02  | 4015,158    | 2581,872  |
|                    | $V_u$ (KN)   | 953,176  | 917,13   | 1324,668    | 1439,832  |
| <b>G+Q+E+0,8T</b>  | $M_u$ (KN.m) | 3918,918 | 3308,402 | 6929,564    | 10431,283 |
|                    | $N_u$ (KN)   | 4210,982 | 4133,46  | 4309,268    | 3138,362  |

#### IV. 8. 2. Charge thermique appliquée à l'enveloppe du bâtiment (périmètre)

**Tableau IV. 16:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la structure étudiée (sens x).  
**a. Poutre, b. Poteaux, c. Voile.**

➤ Dans le sens x

##### a. Poutre sens x

|                 | $M_a$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $V_u$ (kN) |
|-----------------|--------------|--------------|------------|
| Etude dynamique | 154,276      | 44,956       | 217,17     |
| Etude thermique | 195,268      | 67,041       | 173,736    |

##### b. Poteau

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -506,48        | -3,232           | -39,25           | -100,71        | 20,45      |
| Etude thermique | -1403,432      | -3,232           | -211,106         | -603,806       | 86,042     |

##### c. Voile

| Les axes | Etude dynamique |          |             |
|----------|-----------------|----------|-------------|
|          |                 | Axe 2, 6 | Axe 1, 2, 6 |
|          | L (m)           | 3,85     | 4,35        |
| 0,8G+E   | $M_u$ (KN.m)    | 3550,76  | 4272,288    |
|          | $N_u$ (KN)      | 3171,95  | 3075,35     |
|          | $V_u$ (KN)      | 775,64   | 880,34      |
| G+Q+E    | $M_u$ (KN.m)    | 3669,64  | 4341,77     |
|          | $N_u$ (KN)      | 3581,15  | 3369,46     |

| Les axes    | Etude thermique |          |             |
|-------------|-----------------|----------|-------------|
|             |                 | Axe 2, 6 | Axe 1, 2, 6 |
|             | L (m)           | 3,85     | 4,35        |
| 0,8G+E+0,8T | $M_u$ (KN.m)    | 3812,070 | 6794,552    |
|             | $N_u$ (KN)      | 3836,947 | 4258,75     |
|             | $V_u$ (KN)      | 961,208  | 1401,188    |
| G+Q+E+0,8T  | $M_u$ (KN.m)    | 3930,950 | 6864,034    |
|             | $N_u$ (KN)      | 4246,174 | 4552,86     |

**Tableau IV. 17:** Résultat d'étude dynamique et thermique pour la structure étudiée (sens y).

**a. Poutre, b. Poteaux, c. Voile.**

➤ **Dans le sens y**

**a. Poutre sens y**

|                 | $M_a$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $V_u$ (kN) |
|-----------------|--------------|--------------|------------|
| Etude dynamique | 518,34       | 182,99       | 714,87     |
| Etude thermique | 553,079      | 199,804      | 750,166    |

**b. Poteau**

|                 | $P_{max}$ (KN) | $M_{cor}$ (KN.m) | $M_{max}$ (KN.m) | $P_{cor}$ (KN) | $V_u$ (KN) |
|-----------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------|
| Etude dynamique | -506,48        | -3,232           | -39,25           | -100,71        | 20,45      |
| Etude thermique | -952,92        | -5,809           | -84,954          | -127,294       | 39,33      |

**c. Voile**

| Les axes      | Etude dynamique |          |          |
|---------------|-----------------|----------|----------|
|               |                 | Axe A, E | Axe A, E |
|               | L (m)           | 3,85     | 4,35     |
| <b>0,8G+E</b> | $M_u$ (KN.m)    | 3104,966 | 5872,5   |
|               | $N_u$ (KN)      | 3105,26  | 2042,28  |
|               | $V_u$ (KN)      | 787,09   | 904,44   |
| <b>G+Q+E</b>  | $M_u$ (KN.m)    | 3154,566 | 6045,331 |
|               | $N_u$ (KN)      | 3534,7   | 2598,77  |

| Les axes           | Etude thermique |          |          |
|--------------------|-----------------|----------|----------|
|                    |                 | Axe A, E | Axe A, E |
|                    | L (m)           | 3,85     | 4,35     |
| <b>0,8G+E+0,8T</b> | $M_u$ (KN.m)    | 3285,294 | 9458,04  |
|                    | $N_u$ (KN)      | 3663,78  | 2534,008 |
|                    | $V_u$ (KN)      | 947,68   | 1438,72  |
| <b>G+Q+E+0,8T</b>  | $M_u$ (KN.m)    | 3276,522 | 9630,867 |
|                    | $N_u$ (KN)      | 4093,22  | 3090,498 |

Dans cette partie une étude thermique a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS V9 [25] sur la structure étudiée. L'étude dans cette section divisée en deux parties, dans la première on applique l'effort thermique sur l'ensemble du bâtiment et la deuxième sur l'enveloppe extérieure du bâtiment (le périmètre). La comparaison des résultats (charge,

moment, effort tranchant et effort normal) dans les poutres sens x et sens y, les poteaux et les voiles et exposé dans les tableaux IV. 15, IV. 16 et IV. 17.

En remarque âpre la lecture des résultats illustrés dans les tableaux que l'influence de l'effet de la température et remarquable sur les valeurs des efforts interne lorsqu'en applique la force thermique sur l'enveloppe du bâtiment ce qui enregistre des efforts plus grands qu'en applique la température sur l'ensemble du bâtiment.

## IV. 9. FERRAILLAGE APRES L'APPLICATION DE LA CHARGE THERMIQUE

### a. Poutre sens x

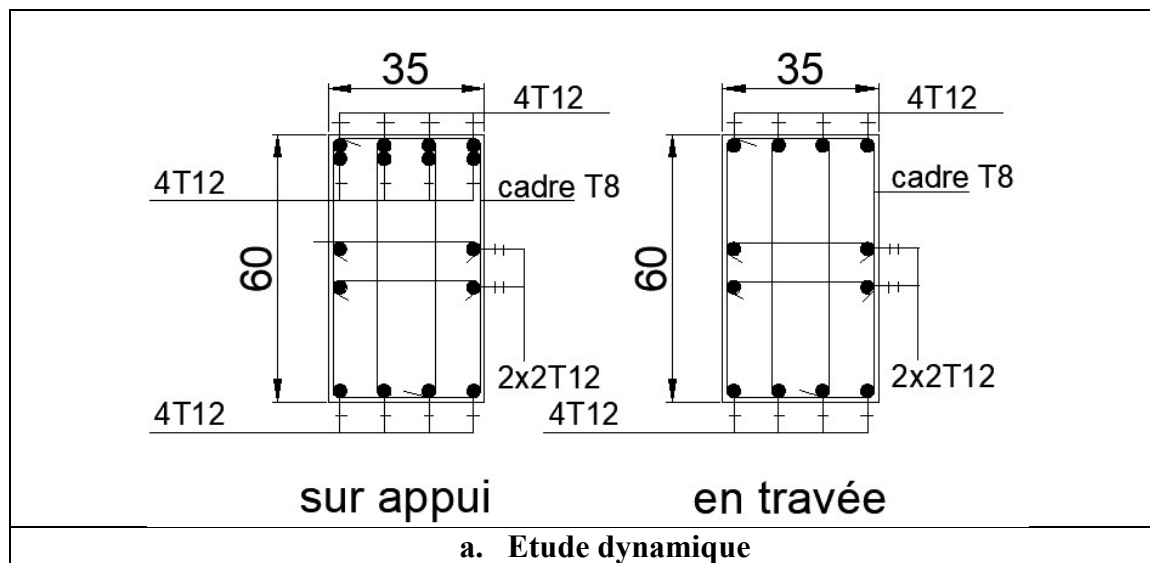
$$M_a = 195,286 \text{ kN.m} \quad M_t = 67,041 \text{ kN.m} \quad v_u = 173,736 \text{ kN.m}$$

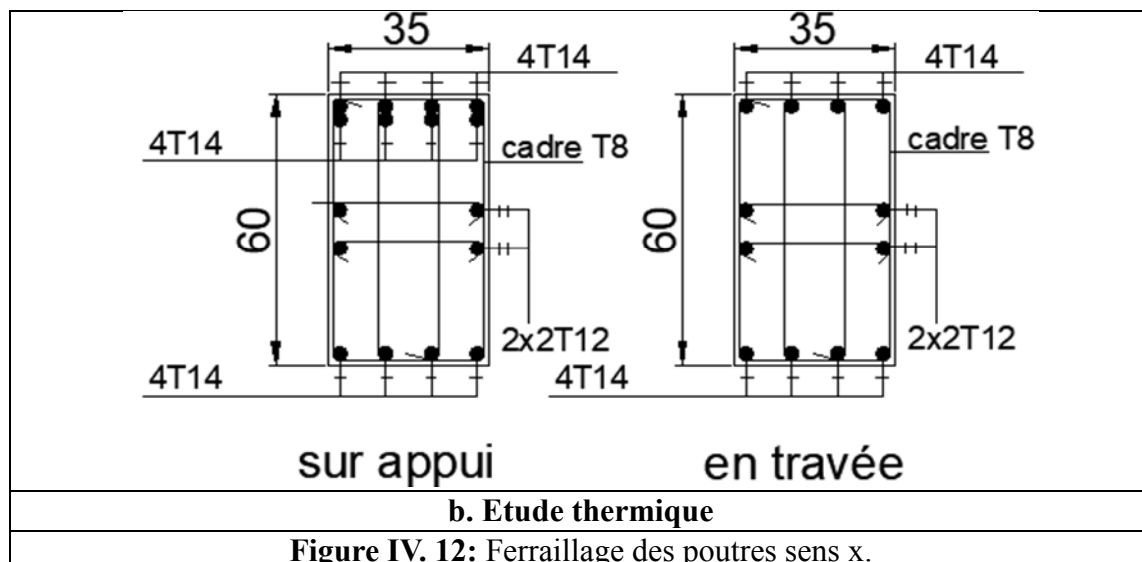
sur appui :  $A = 9,673 \text{ cm}^2$

en travée :  $A = 3,321 \text{ cm}^2$

choix :

➤ sur appui : **4T14 + 4T14**      En travée : **4T14**





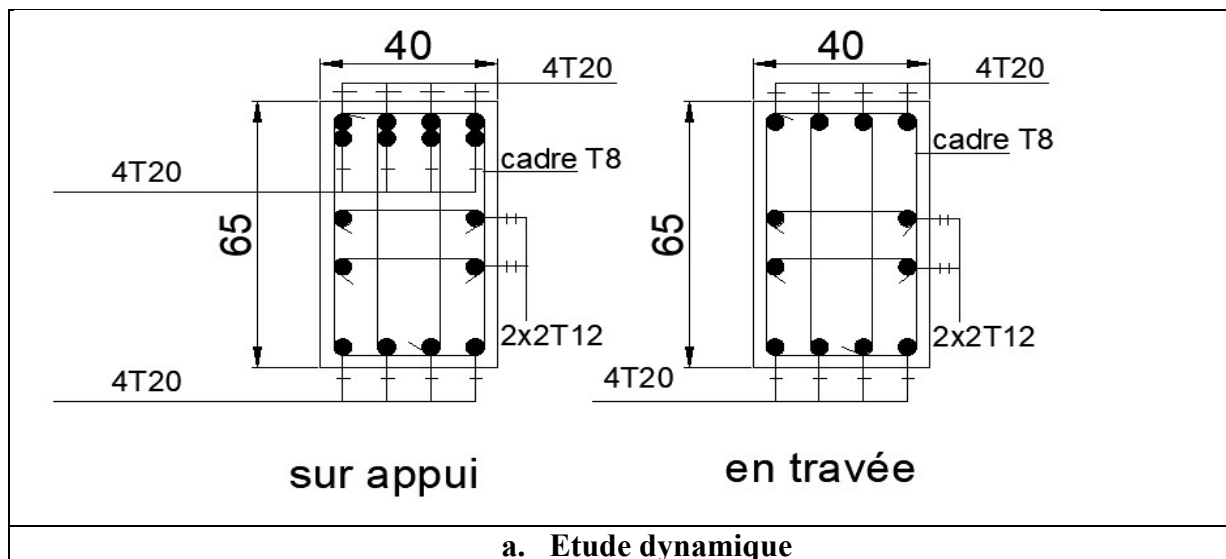
**b. Poutre sens y**

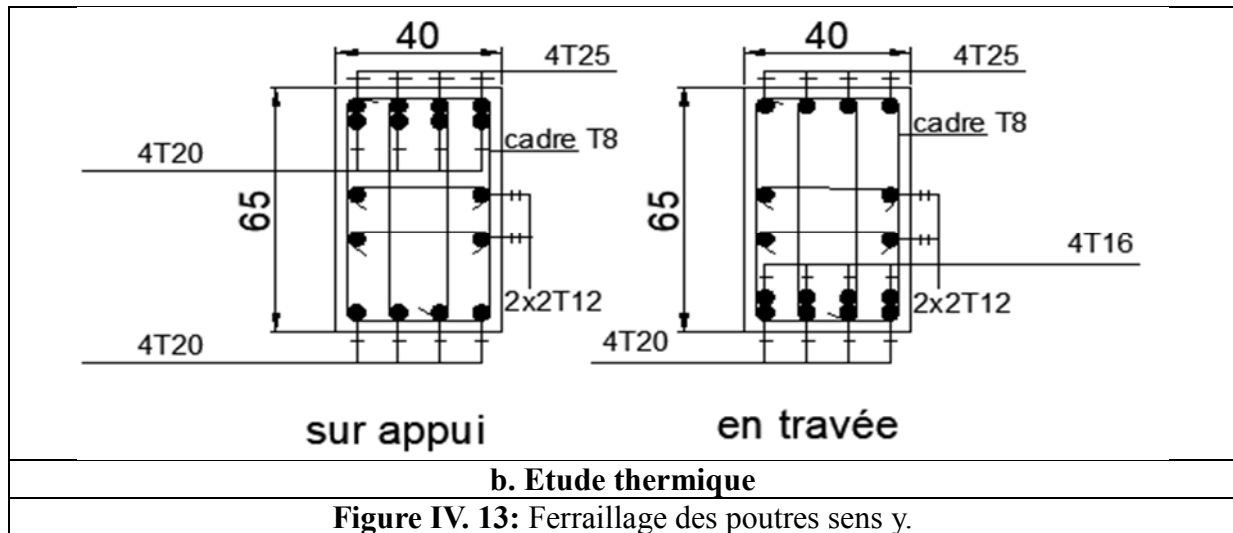
$$M_a = 553,079 \text{ KN.m} ; M_t = 199,804 \text{ KN.m} ; v_u = 750,166 \text{ KN}$$

- sur appui :  $A = 25,29 \text{ cm}^2$       en travée :  $A = 9,136 \text{ cm}^2$

**Choix:**

- sur appui : **4T25 + 4T20**      En travée : **4T20 + 4T16**





**c. Poteau**

$$M_{max} = 211,106 \text{ kN.m} \quad P_{cors} = 603,806 \text{ kN.m}$$

➤ ferrailage poteau :  $A = 21,55 \text{ cm}^2$

**choix : 4T20 + 8T16**

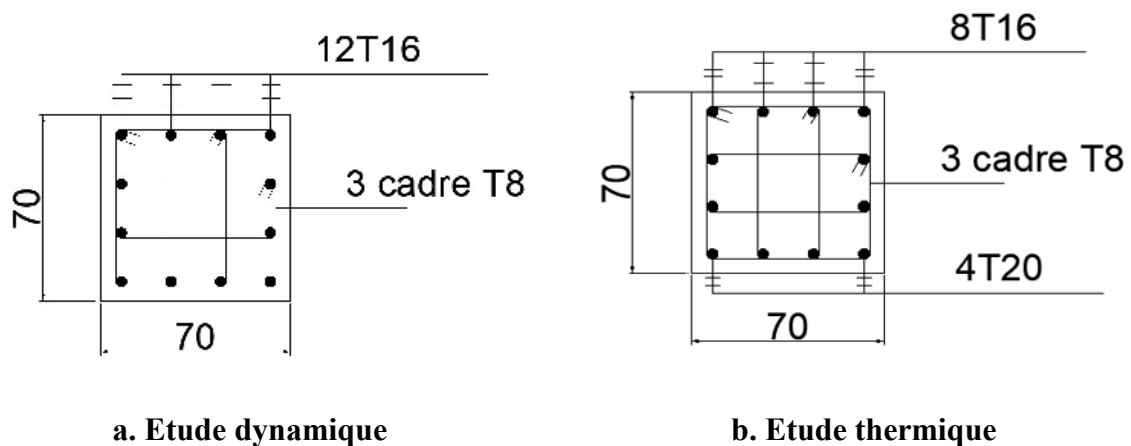


**Figure IV. 14: Ferrailage des poteaux.**

**d. Voile**

$$0,8G \pm E + 0,8T \begin{cases} M_u = 9458,04 \\ N_u = 2534,008 \\ V_u = 1438,72 \end{cases}$$

$$G + Q \pm E + 0,8T \begin{cases} M_u = 9630,867 \\ N_u = 3090,498 \end{cases}$$

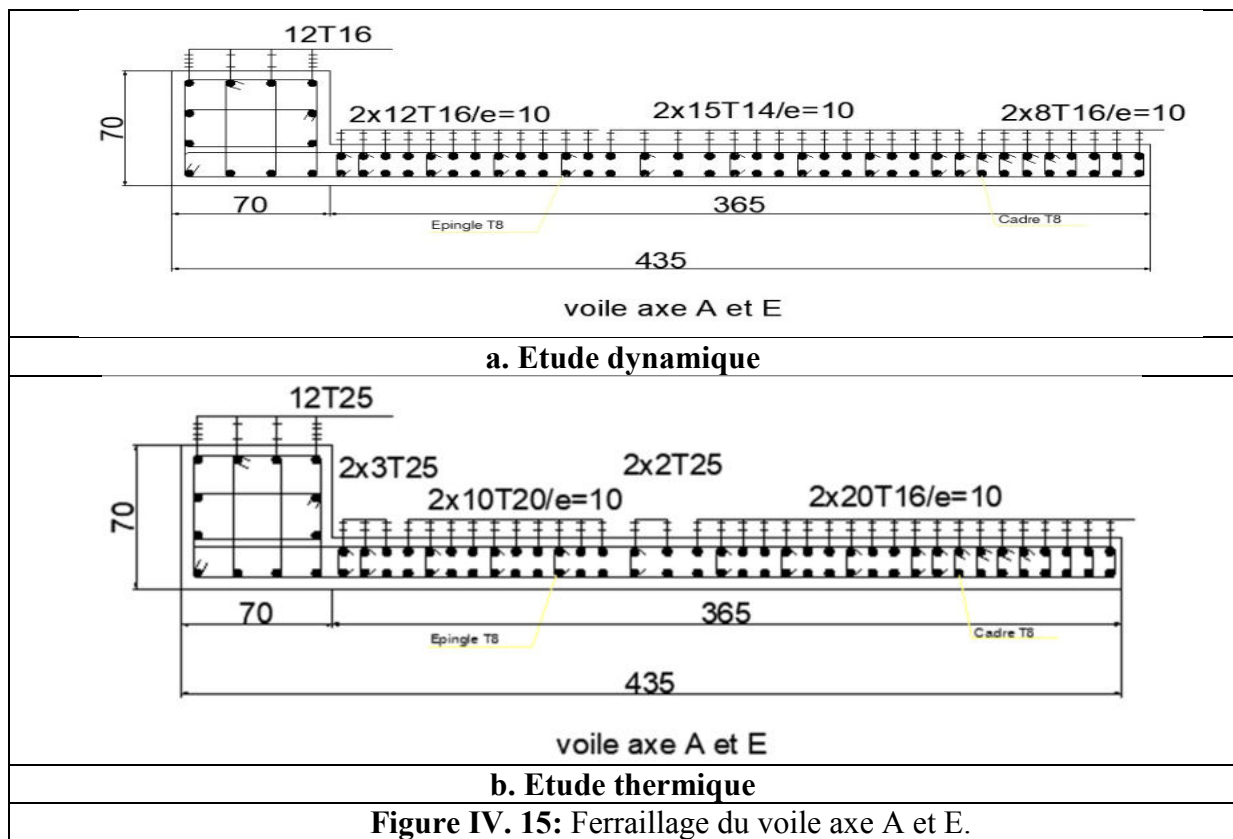
➤ ferrailage voile

✓ Côté v :  $L_t = 2,099 \text{ m}$  ;  $A = 129,27 \text{ cm}^2$

$$L_c = 0,152 \text{ m} ; A = 14,025 \text{ cm}^2$$

✓ Côté v' :  $L_t = 2,099 \text{ m}$  ;  $A = 77,99 \text{ cm}^2$

**Choix:** 2T25 + 2x3T25 + 2x10T20 + 2x2T25 + 2x20T16



Les figures IV. 12, IV. 13, IV. 14 et IV. 15 schématisent une comparaison des ferraillements des poutres sens x et sens y, le ferrailage des poteaux et le ferrailage des voiles pour une étude dynamique et une étude thermique de la structure étudiée. Les figures présentent une augmentation du ferrailage avec l'étude thermique due à l'augmentation des efforts internes introduits avec cette étude.

## IV. 9. CONCLUSION

Dans ce chapitre, le travail divisé en deux parties. Dans la première une analyse modale a été effectuée pour traiter l'influence de la température sur quelques paramètres à savoir: la longueur et la hauteur du bâtiment et la disposition du voile dans les variantes des portiques en béton armé choisis. La modélisation et l'analyse dynamique modale spectrale de différentes variantes ont été réalisées en utilisant le logiciel ETABS V9 [25]. Et dans la deuxième partie une application de l'effort thermique sur l'ensemble du bâtiment et sur l'enveloppe du bâtiment étudiée. Les résultats partiels d'analyse obtenus dans ce travail sont les suivantes:

- ✓ La température a une influence sur les bâtiments lorsqu'elles dépassent la limite admissible recommandée dans le CBA93 [22] dans les bâtiments en béton armé.
- ✓ La température n'a aucune influence sur les efforts internes enregistrés avec étude thermique et dynamique dans la même hauteur du portique (quelle que soit la hauteur d'élévation du bâtiment).
- ✓ L'effort interne présenté par étude thermique augmente avec augmentation de la hauteur du bâtiment.
- ✓ La disposition du voile présente une influence sur l'effort interne due à l'étude thermique.
- ✓ La disposition du voile au milieu (variante V3ML) influe sur la température et présente une diminution dans les efforts internes.
- ✓ La disposition du voile à l'extrémité (V1EXT) présente une grande augmentation dans les voiles avec l'étude thermique.
- ✓ L'application de la température sur l'enveloppe du bâtiment enregistre une augmentation dans les efforts internes.
- ✓ L'application de la température sur l'ensemble du bâtiment enregistre une diminution dans les efforts internes.
- ✓ L'étude thermique présente une augmentation du ferrailage des éléments résistants de la structure (poteau, poutre et voile) due à l'augmentation dans les efforts internes.

# *CONCLUSION GENERALE*

## **CONCLUSION GENERALE**

À l'issue de cette étude, il est apparu que l'impact de la température sur les bâtiments en béton armé est fondamental pour garantir leur stabilité et leur durabilité. Les variations thermiques peuvent causer des contraintes et des déformations, compromettant ainsi l'intégrité de la structure. Pour gérer ces effets de manière efficace, il est crucial de sélectionner des matériaux appropriés et d'adopter des pratiques de construction adéquates. Les normes de construction et les codes du bâtiment sont essentiels pour la mise en place de ces mesures. Prévoir et atténuer les impacts thermiques assure la sécurité structurelle et prolongent la durée de vie des bâtiments en béton armé. En résumé, une approche réfléchie vis-à-vis de l'effet de la température est indispensable à toutes les phases de conception et de construction pour créer des structures durables et résilientes.

Le travail réalisé dans ces chapitres a permis de détailler les caractéristiques des matériaux utilisés, le pré-dimensionnement des éléments porteurs et la définition des éléments secondaires de la structure contreventée par voile-portique dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). L'analyse dynamique de la structure en béton armé a été vérifiée par rapport aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 [24], confirmant que les réponses structurelles respectent les limites imposées. Les efforts internes nécessaires pour le ferrailage des éléments résistants ont été déterminés, et les dimensions des sections en béton ainsi que le ferrailage respecte les recommandations du règlement parasismique.

Ensuite, nous avons procédé à une analyse approfondie de l'effet de la température sur divers paramètres tels que la longueur, la hauteur du bâtiment et la disposition des voiles en utilisant le logiciel ETABS V9 [25]. Les résultats montrent que la température influence significativement les bâtiments en béton armé lorsque les limites admissibles sont dépassées. La disposition des voiles et la hauteur du bâtiment jouent également un rôle crucial dans la distribution des efforts internes. L'étude thermique a révélé une augmentation du ferrailage des éléments résistants due à l'augmentation des efforts internes causée par les variations thermiques.

Cette étude souligne l'importance de prendre en compte les effets thermiques dans la conception et la construction des structures en béton armé. Une gestion efficace de ces effets est essentielle pour garantir la sécurité, la durabilité et la résilience des bâtiments face aux variations climatiques.

Enfin, ce projet de fin d'études nous a permis d'appréhender de nouveaux aspects du génie civil que nous utiliserons inévitablement dans notre vie professionnelle.

*RÉFÉRENCES*  
*BIBLIOGRAPHIQUES*

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] <https://123dok.net/article/action-thermique-l-eurocode-l-effet-temperature.8yd73dey>
- [2] Frédéry Lavoye, Françoise Thellier., 2008. “Le confort thermique dans les bâtiments”. hal-02180957 <https://hal.science/hal-02180957/document> .
- [3] <https://squeegeesquad.com/how-does-temperature-affect-building-structure/>.
- [4] BONNEL, D.G.R., HARPER, F.C., 1951. “The thermal Expansion of concrete, Building ‘’. Research Station, Paper n°7 .
- [5] MEYERS, S.L., 1950. “Thermal Expansion Characteristics of Hardened Cement paste and of Concrete”. Proc. Highway Board, vol. 30, 193-203.
- [6] Nabil Bouzoubaa., 1991. “Coefficient de dilatation thermique du béton : influence de la nature des granulats”. Sherbrooke ( Québec ), Canada.
- [7] Luc Tremblay., 2016. “La dilatation thermique”. Collège Merici – Québec.
- [8] OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE. Climat en Algérie – Wikipedia.
- [9] BOREL J., 1962. “Application du règlement de la construction en Algérie”. Définition des zones climatiques. Cahier du CSTB N° 57. Paris.
- [10] <https://i2.wp.com/image.slidesharecdn.com/expose-130502083249-phpapp02/95/expose-5-638.jpg?cb=1367483611>.
- [11] <https://www.infobatr.fr/les-differents-types-de-joints-en-construction-de-batiment/>.
- [12] <https://www.civilmania.com/topic/28966-le-joint-de-rupture/> .
- [13] <https://www.lamy-expertise.fr/fissures-consequences-absence-joints-dilatation> .
- [14] [https://www.fabexcavation.com/wp-content/uploads/2013/09/640\\_Fissure\\_4.jpg](https://www.fabexcavation.com/wp-content/uploads/2013/09/640_Fissure_4.jpg) .
- [15] <https://www.adesol-groupe.com/blog/absence-joints-dilatation-fissures> .
- [16] <https://qualiteconstruction.com/wp-content/uploads/2019/09/d72.jpg> .
- [17] <https://www.lamy-expertise.fr/fissures-consequences-absence-joints-dilatation> .
- [18] Eurocode 2: “Design of concrete structures” - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [19] <https://www.researchgate.net/profile/RafikTaleb/publication/319088190> .
- [20] Les Voiles en B.A (PDF) - Cours BTP. <https://www.btp-cours.com/les-voiles-en-b-a/>.
- [21] <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2017/03/CHAPITRE3-CONTREVENEMENTS-2016.pdf>
- [22] CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [23] L'EN 1991-1-5 : Eurocode 1 : actions sur les structures –Parties 1-5 : actions générale – Actions thermique.

- [24] RPA 99 / V 2003 : Règles parasismiques Algériennes 1999 version 2003.
- [25] CSI,2010. "Computer and structure Inc" **ETABS/V9.7.0**". Analysis and Design of structures. Berkeley.
- [26] BAEL91 : Béton armé aux états limites 1991 modifié1999.