

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2022

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des sciences appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**SAOUDI LYDIA**

**SOUM TINHINANE**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

**Thème :**

**Renforcement d'un bâtiment en R+6+sous sol situé à la wilaya de  
Boumerdés endommagé par le séisme du 21 mai 2003.**

**Devant le jury composé de :**

Mme. MOHAMADI. S  
Mme. AIT AHMED. F  
Mr. AOUARI. I

MAA  
MAA  
MCB

UAMOB  
UAMOB  
UAMOB

Président  
Promotrice  
Examineur

**Année Universitaire 2021-2022**

## **Remerciement**

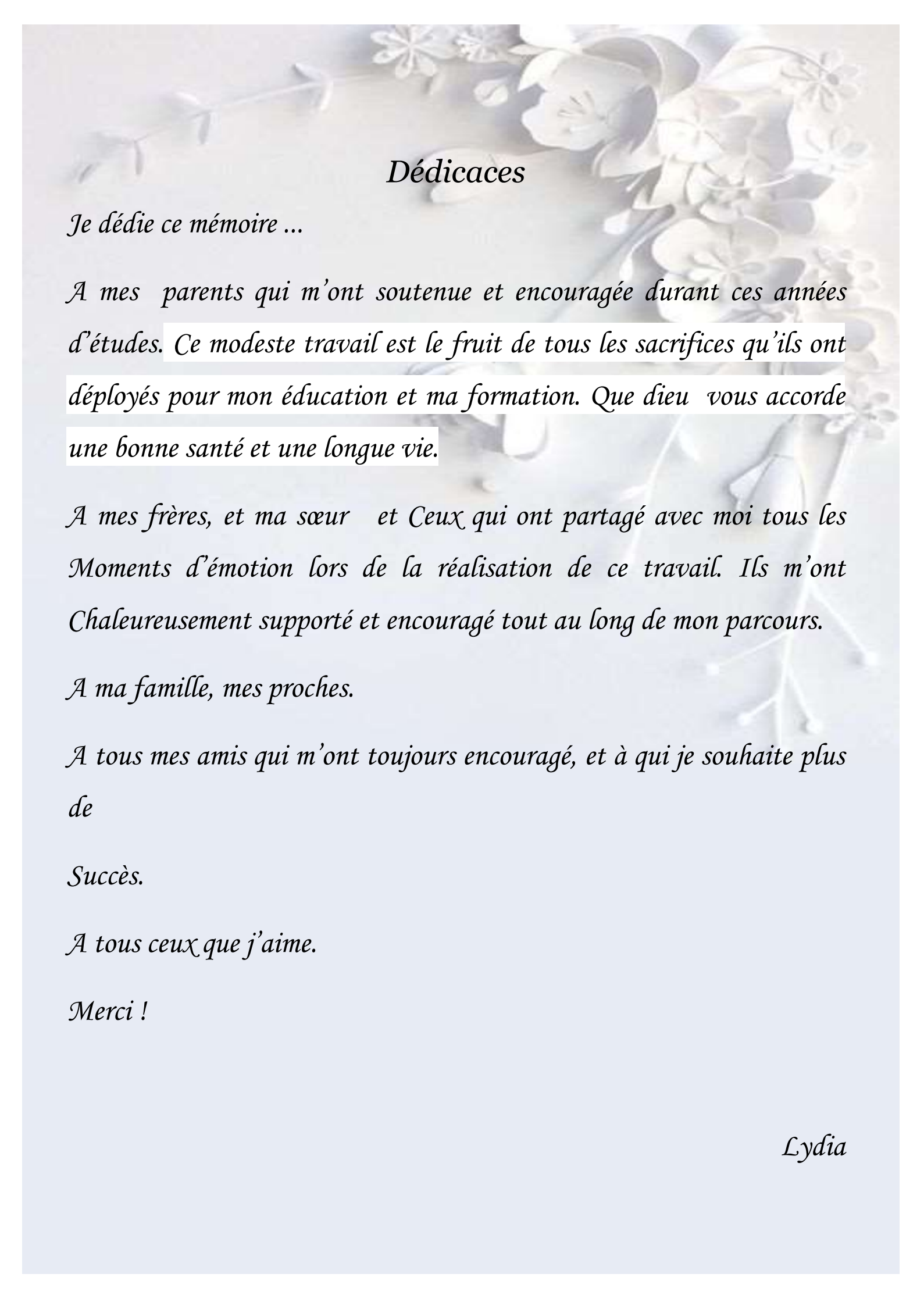
*Tous d'abord nous souhaitons avant tous remercier notre promotrice M<sup>me</sup>AIT AHMED.F de nous avoir donné le privilège d'encadré notre travail, elle nous a fait des suggestions et des critiques objectives durant cette période.*

*Aussi, nous tenons à présenter nos remerciements munis d'expression de reconnaissance et de considération à tous les professeurs et aux cadres administratifs du département du génie civil.*

*Notre gratitude sincère pour M r BOUSSA.B ingénieur au CTC de BOUMARDES pour son accueil et sa disponibilité et la documentation et tous les efforts qu'il a fait afin que nous puissions réaliser notre projet.*

*En fin, nos remerciements aux jurys qui ont acceptés de juger avec volonté notre travail.*





## Dédicaces

*Je dédie ce mémoire ...*

*A mes parents qui m'ont soutenue et encouragée durant ces années d'études. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices qu'ils ont déployés pour mon éducation et ma formation. Que dieu vous accorde une bonne santé et une longue vie.*

*A mes frères, et ma sœur et Ceux qui ont partagé avec moi tous les Moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont Chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.*

*A ma famille, mes proches.*

*A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de*

*Succès.*

*A tous ceux que j'aime.*

*Merci !*

*Lydia*



## Dédicaces

*C'est avec une profonde gratitude que je dédie ce modeste travail de fin d'étude à mes très chères parents qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite et nous éclairer le chemin par leur judicieux conseils.*

*Je dédie ce travail à mon frère Mohamed islam soum et mes sœurs Lydia et Asma soum qui mon soutenue, encouragé et surtout supporter à qui je souhaite beaucoup de succès*

*Je tiens aussi à remercier Monsieur Allik Ahmed, Monsieur Mougari Brahim, Monsieur tayane Farid,*

*Madame lafdel wahiba, Madame soum hiba sans oublié toute ma famille, mes oncles et mes tantes (maternelles et paternels) et mes amis et toutes les personnes qui m'ont soutenue durant mon parcours universitaire.*

*Tinhinan*

## Résumé

Le renforcement des ouvrages endommagés est une tâche difficile qui nécessite une étude approfondie afin de déterminer les techniques de renforcement à adoptées.

Dans ce mémoire on a étudié un cas de renforcement d'un bâtiment existant situé à Boumerdès , en utilisant le logiciel ETABS qui permet l'étude statique et dynamique de notre structure et la visualisation des déformées, les modes de vibrations, des efforts internes ...etc., en appliquant les règles RPA, CBA, BAEL dans toute tâche de notre travail .tout en cherchant sur la durabilité, la résistance , l'économie , et la sécurité

**Mots Clés :** Séisme, Renforcement, Le Chemisage.

## Abstract

The reinforcement of damaged structures is a difficult task that requires a thorough study in order to determine the reinforcement techniques adopted.

In this thesis we studied a case of reinforcement of an existing building located in Boumerdès, using the software ETABS which allows the static and dynamic study of our structure and the visualization of deformations, modes of vibration, internal forces ... etc., applying the rules RPA, CBA, BAEL in any task of our work. while seeking on the durability, resistance, economy, and safety

**Key Words:** Earthquake, Reinforcement, jacketing

## ملخص

تعزيز الهياكل المتضررة مهمة صعبة تتطلب دراسة شاملة من أجل تحديد تقنيات التعزيز المعتمدة. في هذه المذكرة ، درسنا حالة تعزيز مبنى موجود في بومرداس، باستخدام برنامج ETABS الذي يسمح بالدراسة الثابتة والديناميكية لهيكلنا وتصور التشوهات وأنماط الاهتزاز والقوى الداخلية وما إلى ذلك، من خلال تطبيق RPA ، CBA ، قواعد BAEL في أي مهمة من مهامنا. بينما ننظر إلى الاستدامة والمقاومة والاقتصاد والأمن.

**الكلمات الرئيسية:** زلزال، تعزيز، تدعيم.

# Sommaire

*Remerciement*

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des abréviations

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

## *Partie théorique*

### *Chapitre I:Le risque sismique*

I.1. Introduction ..... 2

I.2. Le séisme..... 2

    I.2.1. L'enregistrement des séismes ..... 2

    I.2.2. Les caractéristiques d'un séisme..... 4

    I.2.3. La propagation des ondes..... 5

    I.2.4. Les causes d'un séisme ..... 7

        I.2.4.1. Les différents mouvements des plaques ..... 8

    I.2.5 : Comportements des bâtiments face à un séisme ..... 9

I.3. L'événement du 21 mai 2003..... 11

    I.3.1. Les mouvements sismiques..... 14

    I.3.2. Les conséquences sur les personnes et les biens..... 17

I.4. La Pathologie..... 17

    I.4.1. Causes des Pathologie des structures ..... 17

    I.4.2. Le risque sismique ..... 20

    I.4.3. L'aléa sismique ..... 20

    I.4.4. La vulnérabilité sismique ..... 20

        I.4.4.1. Les objectifs des analyses de vulnérabilité sont essentiellement de trois natures 20

### *Chapitre II: Confortement des structures*

II. Réhabilitation..... 22

II.1. Stratégie du renforcement ..... 22

## **Sommaire**

---

|                                                                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.2. Définition Du Diagnostic .....                                                                            | 23 |
| II.2.1. Objectifs du diagnostic préalable au renforcement.....                                                  | 23 |
| II.2.2. Le diagnostic quantitatif .....                                                                         | 24 |
| II.2.3. Éléments non structuraux.....                                                                           | 27 |
| II.3. Les solutions de renforcement .....                                                                       | 29 |
| II.3.1. Liaison des fondations .....                                                                            | 29 |
| II.3.2. Renforcement des liaisons d'un plancher poutrelles blocs de béton existant (dalle en corps creux) ..... | 30 |
| II.3.3. Renforcement par ajout de chaînages .....                                                               | 31 |
| II.3.4. Chaînages verticaux .....                                                                               | 33 |
| II.3.5. Chaînages horizontaux.....                                                                              | 35 |
| II.3.6. Chaînage d'ouvertures .....                                                                             | 36 |

### ***Chapitre III: Technique de renforcement***

|                                          |    |
|------------------------------------------|----|
| III.1. Stratégie.....                    | 44 |
| III.1.1. Les choix recommandés .....     | 44 |
| III.2. Considération générale .....      | 45 |
| III.2.1. Introduction.....               | 46 |
| III.2.2. Adaptation au bâtiment.....     | 46 |
| III.2.3. Le choix d'une Solution .....   | 47 |
| III.3. Les méthodes de renforcement..... | 47 |
| III.3.1. Chemisage en béton armé.....    | 48 |
| III.3.2. Chemisage en acier .....        | 49 |
| III.3.3. Ajout des voiles .....          | 50 |
| III.3.4. Béton projeté.....              | 51 |
| III.4. Sol et fondation .....            | 57 |
| III.4.1. Impact du séisme .....          | 57 |

### ***Partie analyse sismique et étude de renforcement***

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

|                                                        |    |
|--------------------------------------------------------|----|
| IV.1. Présentation de l'ouvrage.....                   | 59 |
| IV.2. Caractéristiques géométriques de bâtiment: ..... | 59 |
| IV.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux.....   | 62 |
| IV.3.1. Le Béton .....                                 | 62 |
| IV.3.2. L'Acier .....                                  | 66 |

### ***Chapite V: Etude sismique***

|                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----|
| V.1. Analyse de bâtiment avant renforcement .....                                   | 68 |
| V.1.1. Introduction.....                                                            | 68 |
| V.1.2. La presentation de la vue en 3D avant renforcement .....                     | 68 |
| V.1.2.1. Introduction sur ETABS .....                                               | 68 |
| .....                                                                               | 68 |
| V.1.3. Analyse dynamique .....                                                      | 69 |
| V.1.3.1. Les Méthodes utilisables.....                                              | 69 |
| V.1.3.1.1. La méthode statique équivalente.....                                     | 69 |
| V.1.3.1.2. La méthode dynamique spectrale.....                                      | 69 |
| V.1.4. Vérification des exigences.....                                              | 70 |
| V.1.4.1. Mode de vibrations et taux de participation des masses .....               | 70 |
| V.1.4.2. Vérification de la période fondamentale.....                               | 73 |
| V.1.4.3. Vérification de l'excentricité .....                                       | 73 |
| V.1.4.3.1. Vérification L'effort tranchant a la base RPA V.2003 /Art 4.3.6) : ..... | 76 |
| V.1.4.4. Vérification des déplacements relatifs .....                               | 76 |
| V.1.4.5. Vérification vis -à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ) .....                    | 77 |
| V.1.4.6. Vérification de la stabilité au renversement.....                          | 78 |
| V.1.4.7. Vérification de l'effort normal réduit.....                                | 80 |
| V.2. Analyse de bâtiment après renforcement .....                                   | 81 |
| V.2.1. Introduction.....                                                            | 81 |
| V.2.2. Analyse Dynamique De La Structure Après Renforcement.....                    | 83 |
| V.2.3. Vérification des exigences.....                                              | 85 |
| V.2.3.1. Vérification de la période fondamentale.....                               | 85 |
| V.2.3.2. Vérification de l'excentricité .....                                       | 86 |
| V.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant .....                                   | 87 |
| V.2.3.4. Vérification L'effort tranchant a la base RPA V.2003 /Art 4.3.6).....      | 88 |
| V.2.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ) .....                     | 88 |
| V.2.3.6. Vérification de la stabilité au renversement.....                          | 89 |
| V.2.3.7. Vérification de l'effort normal réduit.....                                | 89 |
| V.3. Vérification du ferrailage des éléments principaux.....                        | 90 |
| V.3.1. Vérifications du Ferrailage des poteaux .....                                | 90 |

## *Sommaire*

---

|                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| V.3.2. Combinaison des charges .....                                        | 90  |
| V.3.3. Calcul des armatures longitudinales .....                            | 92  |
| V.3.4. Exemple de calcul.....                                               | 93  |
| V.3.5. Armature transversale.....                                           | 96  |
| V.3.6. Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL 91(Art7-4-3-1)..... | 97  |
| V.3.7. Vérification des contraintes .....                                   | 99  |
| V.3.8. Vérification au flambement .....                                     | 99  |
| V.4. Vérifications du ferrailage des poutres.....                           | 102 |
| V.4.1. Recommandation du RPA99/V03 en zone III .....                        | 102 |
| V.4.2. Calcul des armatures longitudinales .....                            | 103 |
| V.4.3. Armatures transversales.....                                         | 106 |
| V.5. Ferrailage des voiles ajoutés .....                                    | 110 |
| V.5.1. Recommandations de RPA .....                                         | 111 |
| Conclusion générale .....                                                   | 122 |
| Références bibliographiques                                                 |     |
| Annexes                                                                     |     |

### Liste des abréviations

- ✓ **E.L.U**: Etat limite ultime.
- ✓ **E.L.S**: Etat limite service.
- ✓ **RDC**: Rez-de-chaussée.
- ✓ **HA**: Aciers à haute adhérence.
- ✓ **Q**: Charge d'exploitation.
- ✓ **G**: Charge permanente.
- ✓ **Q<sub>0</sub>**: Charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ **E**: Charges accidentelle.
- ✓ **F**: Force concentrée.
- ✓ **M**: Moment, Masse.
- ✓ **N<sub>ser</sub>**: Effort normal pondéré aux états limites de service.
- ✓ **N<sub>u</sub>**: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- ✓ **M<sub>u</sub>**: Moment à l'état limite ultime.
- ✓ **M<sub>ser</sub>**: Moment à l'état limite de service.
- ✓ **M<sub>tu</sub>**: Moment en travée à l'état limite ultime.
- ✓ **M<sub>ts</sub>**: Moment en travée à l'état limite de service.
- ✓ **M<sub>au</sub>**: Moment sur appuis à l'état limite ultime.
- ✓ **M<sub>as</sub>**: Moment sur appuis à l'état limite de service.
- ✓ **T**: Effort tranchant, Période.
- ✓ **T<sub>u</sub>, V<sub>u</sub>**: Effort tranchant ultime.
- ✓ **W**: Poids total de la structure.
- ✓ **A**: Coefficient d'accélération de zone.
- ✓ **D**: Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ✓ **Q**: Facteur de qualité.
- ✓ **R**: Coefficient de comportement
- ✓ **ξ**: Le pourcentage d'amortissement critique.
- ✓ **K**: Nombre de modes retenues, coefficient de raideur du sol.
- ✓ **ρ**: poids volumique.
- ✓ **Θ**: Coefficient relatif à la durée d'application de la charge
- ✓ **f<sub>c28</sub>**: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- ✓ **f<sub>t28</sub>**: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

## *Liste des abréviations*

---

- ✓  $F_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- ✓  $E_{ij}$ : Module d'élasticité instantané.
- ✓  $E_{vj}$ : Module d'élasticité différé.
- ✓  $G$ : module d'élasticité transversale.
- ✓  $\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.
- ✓  $\bar{\sigma}$ : Contrainte de compression admissible du béton.
- ✓  $\bar{\sigma}$ : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- ✓  $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- ✓  $\tau$ : Contrainte tangentielle.
- ✓  $B_r$ : Aire d'une section de béton (brute).
- ✓  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité dans le béton.
- ✓  $\nu$ : Coefficient de poisson
- ✓  $g$ : Accélération de la pesanteur, Larguer de la marche.
- ✓  $\sigma_{sol}$ : Contrainte du sol.

**Liste des figures**

|                                                                                                                                                                                                                       |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I. 1: le sismographe. ....                                                                                                                                                                                     | 3  |
| Figure I. 2: Exemple d'un sismogramme. ....                                                                                                                                                                           | 4  |
| Figure I. 3: Les Caractéristiques D'un Séisme. ....                                                                                                                                                                   | 5  |
| Figure I.4: les ondes sismiques. ....                                                                                                                                                                                 | 7  |
| Figure I. 5: Modèle expliquant la tectonique des plaques (zone de subduction). ....                                                                                                                                   | 8  |
| Figure I.6: Région D'ALGER – BOUMARDES –DELLYS. ....                                                                                                                                                                  | 12 |
| Figure I.7: Carte des dommages des bâtiments de la Wilaya de BOUMERDES et Alger<br>contenant trois communes de l'est d'Alger occasionnés par le séisme de BOUMERDES 2003<br>basée sur les nombres des bâtiments. .... | 14 |
| Figure I. 8: L'accélérogramme de BOUMERDES. ....                                                                                                                                                                      | 15 |
| Figure I. 9: L'accélérogramme de KADARA 01. ....                                                                                                                                                                      | 15 |
| Figure I. 10: Accélérogramme de dar El Beida. ....                                                                                                                                                                    | 15 |
| Figure I.11: Représentation d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique. ....                                                                                                                            | 16 |
| Figure I.12: Construction d'un spectre de déplacement. ....                                                                                                                                                           | 16 |
| Figure I.13: Flambement des poteaux (source de la photo à droite : rapport AFPS). ....                                                                                                                                | 18 |
| Figure I.14: Décollement de l'enrobage. ....                                                                                                                                                                          | 19 |
| Figure I.15: Rupture de panneaux de maçonnerie intérieures et ceux des façades du RDC... ..                                                                                                                           | 19 |
| Figure II.1: Identifier les bordures des murs. ....                                                                                                                                                                   | 24 |
| Figure II.2: Identifier les armatures existantes. ....                                                                                                                                                                | 24 |
| Figure II.3: Identifier les armatures nécessaires. ....                                                                                                                                                               | 26 |
| Figure II.4: Confirmer les longueurs des murs de contreventement. ....                                                                                                                                                | 26 |
| Figure II.5: Mur en Maçonnerie Non Armée. ....                                                                                                                                                                        | 27 |
| Figure II.6: Liaisons des fondations. ....                                                                                                                                                                            | 30 |
| Figure II.7: Renforcement dans le cas d'un plancher poutrelles-blocs de béton avec Chaînage<br>existant. ....                                                                                                         | 31 |
| Figure II.8: Renforcement dans le cas d'un plancher poutrelles-blocs de béton avec Création<br>d'un chaînage. ....                                                                                                    | 31 |
| Figure II.9: Positionnement des chaînages verticaux, vue en plan. ....                                                                                                                                                | 32 |
| Figure II.10: Positionnement des chaînages verticaux, vue en élévation. ....                                                                                                                                          | 32 |
| Figure II.11: chaînage verticaux vue en 3D. ....                                                                                                                                                                      | 33 |
| Figure II.12: chaînage verticaux. ....                                                                                                                                                                                | 33 |
| Figure II.13: exemple de renforcement par chaînage verticaux(en bleu). ....                                                                                                                                           | 34 |
| Figure II.14: manque de chaînage. ....                                                                                                                                                                                | 34 |
| Figure II.15: Exemple de chaînages Verticaux réalisé. ....                                                                                                                                                            | 34 |
| Figure II.16: Connexions renforcées aux angles. ....                                                                                                                                                                  | 34 |
| Figure II.17: Un manque de chaînage bas Horizontal. ....                                                                                                                                                              | 35 |
| Figure II.18: Mise en place d'un chaînage intérieur horizontal (en rouge). ....                                                                                                                                       | 35 |
| Figure II.19: Mise en place d'un chaînage supérieur Horizontal. ....                                                                                                                                                  | 36 |
| Figure II.20: Un manque de chaînage horizontal. ....                                                                                                                                                                  | 36 |
| Figure II.21: Ferrailage d'un chaînage d'ouverture supérieure. ....                                                                                                                                                   | 37 |
| Figure II.22: chaînage mur. ....                                                                                                                                                                                      | 37 |

## *Liste des figures*

|                                                                                                            |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure II.23: Chaînage colonne.....                                                                        | 37  |
| Figure II.24: Mode de disposition des panneaux de contreventement. ....                                    | 38  |
| Figure II.25: Ajout d'un mur de Contreventement, détail.....                                               | 38  |
| Figure II.26: Ajout d'un mur de Contreventement (élévation). ....                                          | 38  |
| Figure II.27: Renforcement d'un mur par treillis : élévation, coupe, plan.....                             | 39  |
| Figure II.28: Mise en place du treillis, élévation.....                                                    | 40  |
| Figure II.29: Exemple de treillis soudé, élévation. ....                                                   | 40  |
| Figure II.30: Remplissage d'ouvertures par blocs, élévation. ....                                          | 41  |
| Figure II.31: Remplissage d'une fenêtre par des claustras.....                                             | 41  |
| Figure II.32: Renforcement de balcons, d'encorbellements ou d'auvents. ....                                | 42  |
| Figure II.33: Mur de soutènement mixte.....                                                                | 42  |
| Figure II.34: Coupe horizontale sur un mur de soutènement en béton armé. ....                              | 43  |
| Figure III.1: Choix d'une stratégie de renforcement.....                                                   | 46  |
| Figure III.2: Chemisage par béton armé.....                                                                | 48  |
| Figure III.3: exemple de chemisage d'un poteau. ....                                                       | 49  |
| Figure III.4: Chemisage en acier. ....                                                                     | 50  |
| Figure III.5: a)- nouveau voile en façade ;b)- ferrailage linteau ;c)-voile fini ; Boumerdés<br>,2003..... | 51  |
| Figure III.6: Béton projeté.....                                                                           | 51  |
| Figure III.7: projection à voie sèche.....                                                                 | 52  |
| Figure III.8: Technique par voie mouillée. ....                                                            | 53  |
| Figure III.9: Opérateur de projection en voie mouillée.....                                                | 53  |
| Figure III.10: Le gainage métallique est ensuite recouvert d'un enduit au ciment.....                      | 54  |
| Figure III.11: Gainage en béton armé. ....                                                                 | 54  |
| Figure III.12: Processus de fabrication des fibres de carbone.....                                         | 56  |
| Figure III.13: exemple de renforcement de fondation.....                                                   | 58  |
| Figure V.1: vue en 3D de la structure avant renforcement. ....                                             | 68  |
| Figure V.2: spectre de réponse de la structure ....                                                        | 70  |
| Figure V.3: schéma de renforcement. ....                                                                   | 82  |
| Figure V.4: vue en 3D de la structure après renforcement.....                                              | 82  |
| Figure V. 5: chemisage des poteaux de différentes sections. ....                                           | 101 |
| Figure V. 6: schéma des poutres principales et secondaires. ....                                           | 103 |
| Figure V. 7: schéma de ferrailage de poutre secondaire. ....                                               | 109 |
| Figure V. 8: schéma de ferrailage de poutre principale. ....                                               | 109 |
| Figure V. 9: la vue en «3D». ....                                                                          | 110 |
| Figure V. 10: Disposition des armatures verticales dans le voile. ....                                     | 111 |
| Figure V. 11: diagramme des contraintes.....                                                               | 112 |
| Figure V. 12: schéma des voiles.....                                                                       | 113 |
| Figure V. 13: schéma de ferrailage des voiles. ....                                                        | 121 |

**Liste des tableaux**

|                                                                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau I. 1: Les différents échelle de séisme et leurs caractéristiques.[3] .....                                             | 5   |
| Tableau I. 2: Nombre des bâtiments endommagés enquêtés de la Wilaya d'Alger lors du séisme de BOUMERDES.....                   | 13  |
| Tableau I. 3: Nombre des bâtiments endommagés enquêtés de la Wilaya de BOUMERDES lors du séisme de BOUMERDES (un extrait)..... | 13  |
| Tableau V.1: Période mode et facteurs de participation massique. ....                                                          | 71  |
| Tableau V.2: Center de Mass et Rigidité. ....                                                                                  | 74  |
| Tableau V. 3: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure. ....                                               | 76  |
| Tableau V.4: déplacement inter étage dans le sens X-X.....                                                                     | 77  |
| Tableau V.5: déplacement inter étage dans le sens Y-Y.....                                                                     | 77  |
| Tableau V.6: vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X. ....                                                     | 78  |
| Tableau V.7: vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens Y-Y. ....                                                     | 78  |
| Tableau V.8: Vérification de stabilité au renversement le sens X-X. ....                                                       | 79  |
| Tableau V.9: Vérification de stabilité au renversement le sens Y-Y. ....                                                       | 80  |
| Tableau V.10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux. ....                                                         | 81  |
| Tableau V.11: Période mode et facteurs de participation massique. ....                                                         | 83  |
| Tableau V.13: déplacement inter étage Sens transversal. ....                                                                   | 86  |
| Tableau V.14: Center de Mass et Rigidité. ....                                                                                 | 86  |
| Tableau V.15: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure. ....                                               | 88  |
| Tableau V.16: vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X. ....                                                    | 88  |
| Tableau V.17: vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens Y-Y. ....                                                    | 88  |
| Tableau V.18:Vérification de stabilité au renversement le sens X-X. ....                                                       | 89  |
| Tableau V.19: Vérification de stabilité au renversement le sens Y-Y. ....                                                      | 89  |
| Tableau V.20: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux. ....                                                         | 89  |
| Tableau V. 21: comparaison des résultats sens X-X.....                                                                         | 90  |
| Tableau V. 22: comparaison des résultats sens Y-Y.....                                                                         | 90  |
| Tableau V. 23: valeur des contraintes. ....                                                                                    | 91  |
| Tableau V. 24: Les sollicitations obtenues par l'ETABS. ....                                                                   | 91  |
| Tableau V.25: Caractéristiques géométriques des poteaux.....                                                                   | 92  |
| Tableau V. 26: ferrailage maximale et minimale.....                                                                            | 93  |
| Tableau V.27: Les sollicitations obtenues par ETABS.....                                                                       | 96  |
| Tableau V. 28: Armature transversale (Zone courante). ....                                                                     | 98  |
| Tableau V.29: Armature transversale (zone nodale).....                                                                         | 98  |
| Tableau V. 30: Vérification des contraintes.....                                                                               | 99  |
| Tableau V.31: Ferrailage des poutres principales. ....                                                                         | 105 |
| Tableau V.32: Ferrailage des poutres secondaire. ....                                                                          | 106 |
| Tableau V.33: Vérification des contraintes.....                                                                                | 108 |
| Tableau V.34: Sollicitations et contraintes. ....                                                                              | 117 |
| Tableau V.35: Sollicitations et contraintes. ....                                                                              | 118 |
| Tableau V.36: sollicitation de la contrainte. ....                                                                             | 119 |
| Tableau V.37: Sollicitations et contraintes. ....                                                                              | 120 |
| Tableau V.38: Sollicitations et contraintes. ....                                                                              | 121 |

# ***Introduction générale***

### **Introduction générale**

L'humanité a subi de nombreuses catastrophes naturelles, tel que les séismes ou bien les tremblements de terre, ce qui est l'un des risques les plus catastrophiques, il est aussi parmi les premiers dans les pertes matérielles et humaines.

Dans ce travail nous ferons d'abord un rappel de définition et les caractéristiques d'un séisme, l'événement du 21 mai 2003 ainsi que la pathologie des constructions afin de bien comprendre ce phénomène. Dans une deuxième étape on a le confortement des structures qui englobe le diagnostic des bâtiments, son objectif ainsi que les solutions de renforcement proposées. La troisième étape c'est un résumé des différentes techniques de renforcement utilisées, explication de Chaque opération de renforcement, dans la quatrième étape c'est une présentation de notre ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux, pour la dernière étape qui présente une analyse dynamique de la structure avant et après renforcement à l'aide de logiciel ETABS et vérification des exigences. Le but de ce travail est d'étudier un bâtiment en R+6+ss implanté à la wilaya de Boumerdes endommagé par le séisme du 21 mai 2003, classé selon les règles parasismiques algérienne RPA99/2003 comme zone III, Le choix de technique de renforcement correspondante. Cette étude comporte deux parties :

- ✓ La première partie qui présente une étude bibliographique sur le renforcement des bâtiments qui se divise en 3 chapitres
  - Le premier chapitre : le risque sismique.
  - Le deuxième chapitre : le confortement des structures.
  - Le troisième chapitre : les techniques de renforcement
- ✓ La deuxième partie qui est la partie analyse sismique et étude de renforcement d'un bâtiment en R+6+ss implanté à la wilaya de Boumerdes qui contient deux chapitres :
  - Le quatrième chapitre : présentation de l'ouvrage.
  - Le cinquième chapitre : étude sismique.

## ***Partie théorique***

# ***Chapitre I : Le risque sismique***

### **I.1. Introduction**

**Les tremblements de terre ou séismes** sont les catastrophes naturelles les plus dangereuses et imprévisibles. Il est aussi le premier facteur dans les pertes matérielles et humaines et de perturbations socio-économiques, ainsi que l'environnement. Ce phénomène se traduit en surface par des vibrations du sol. Le séisme était l'objet d'études depuis plusieurs années mais il est encore sans doute-prévoir ou empêcher les séismes, mais par contre nous pouvons limiter le maximum des dégâts. Cette démarche consiste à bien connaître l'action sismique, la formation et la propagation des ondes, la représentativité des accélérogrammes et des spectres associés. Le résultat de toutes ces connaissances nous permettront certainement à une construction parasismique et résistante.

### **I.2. Le séisme**

Est un frémissement du sol transmis aux constructions, causé par le déplacement instantané qui se produit lorsque les efforts créés par les mouvements des plaques tectoniques deviennent supérieurs aux efforts résistants admissibles par les matériaux constituant les plaques tectoniques. L'activité sismique est concentrée le long de failles, généralement à proximité des frontières entre ces plaques. Quand les frottements au niveau d'une de ces failles sont importants, le mouvement entre les deux plaques est bloqué, l'énergie est alors stockée le long de la faille. La libération brutale de cette énergie permet de rattraper le retard du mouvement des plaques. Le déplacement instantané qui en résulte est la cause des séismes. Après la secousse principale, il y a des répliques, parfois meurtrières, qui correspondent à des petits réajustements des blocs au voisinage de la faille.

Ce phénomène est généralement caractérisé par sa magnitude et son intensité. Il occasionne de nombreuses conséquences d'un point de vue humain, économique et environnemental.

#### **I.2.1. L'enregistrement des séismes**

Le séisme se manifeste à la surface du sol par une série de vibrations. Elles peuvent être enregistrées au moyen d'un appareil appelé sismomètre qui permet de restituer une « image » du séisme en termes d'amplitude de la vibration. Cet appareil est appelé (sismogramme).

Pour un même séisme, les différents sismogrammes obtenus, au niveau de toutes les stations sismologiques, permettent de localiser l'épicentre du séisme, par lecture des délais d'arrivée des ondes et méthode des cercles.

#### **❖ Le Sismographe**

Un sismographe est un appareil qui enregistre et mesure les tremblements de terre. Au

cours d'un séisme, les vibrations provoquées par la cassure de la croûte terrestre se transmettent à

Partir du point de rupture. L'appareil qui enregistre et mesure les tremblements de terre s'appelle un sismographe.

Les sismographes captent et enregistrent ces vibrations, qui sont ensuite étudiées. L'enregistrement visuel produit par les sismographes s'appelle un sismogramme. Le sismomètre et l'amplificateur du sismographe peuvent être placés à distance et reliés à l'appareil enregistreur par radio ou par téléphone. On dit alors du signal sismique qu'il est "télémesure". Les signaux provenant de réseaux de stations isolées peuvent être télémesures aux fins d'enregistrement et d'analyse simultanés en un lieu central.[2]

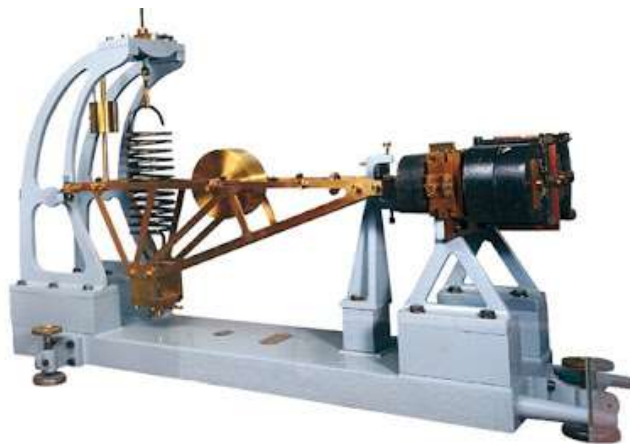


Figure I. 1: le sismographe.

- ❖ **Un sismogramme** est un enregistrement en fonction du temps des ondes sismiques qui se propagent lors d'un séisme, généralement réalisé au moyen d'un sismographe.

L'abscisse du graphique représente le temps alors que l'ordonnée représente l'amplitude du déplacement, de la vitesse ou de l'accélération de l'onde sismique selon un ou des axes donnés (x, y, ou z). Dans le cas d'un enregistrement en accélération, on parle plus spécifiquement d'accélérogramme.

La forme générale de la courbe est celle d'un oscillateur harmonique amorti. En effet le sismogramme matérialise le déplacement, la vitesse ou l'accélération d'une particule du terrain soumise à la traversée de l'onde sismique sinusoïdale.

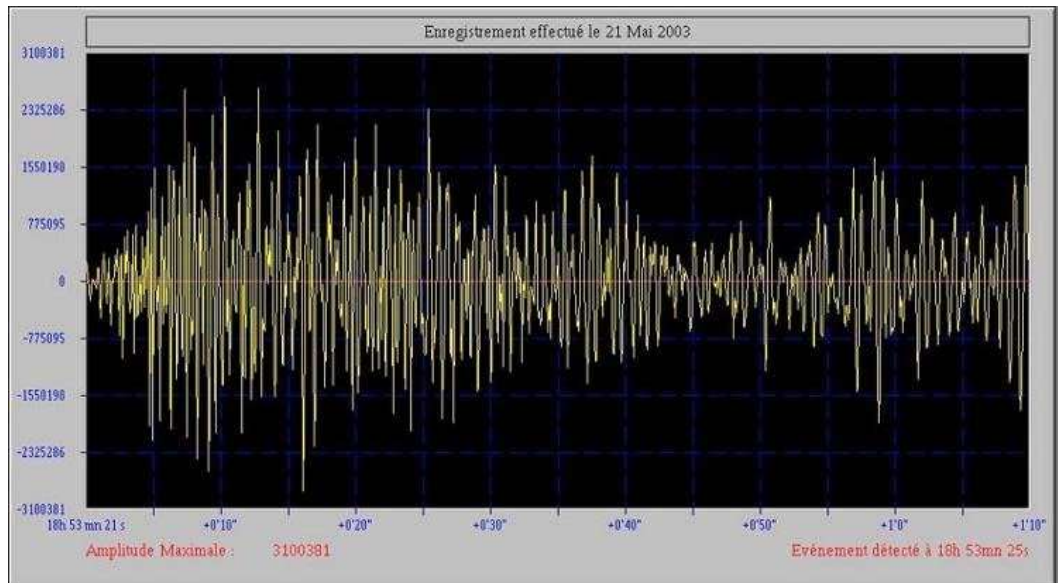


Figure I. 2: Exemple d'un sismogramme.

### I.2.2. Les caractéristiques d'un séisme

- ✓ l'hypocentre) : c'est le lieu de la faille où commence la rupture et d'où se lancent les premières ondes sismiques.
- ✓ L'épicentre : un point qui se trouve à la surface terrestre à la verticale du foyer On a trois classes de séismes, en fonction de la profondeur du foyer :

**Superficiels** : les plaques lithosphériques ont une épaisseur moyenne d'environ 70Km, la majorité des séismes sont superficiels c'est à dire leurs foyers ne dépassent pas une profondeur de quelques dizaines de kilomètres (0-70Km). Cette catégorie de séismes constitue la majorité des séismes destructeurs.

**Intermédiaires**: ce sont des ébranlements dont la profondeur des foyers est comprise entre 70 et 300 ou 350 Km, ils constituent environ 25% de la totalité des séismes.

**Profonds**: ils sont plus rare que les deux catégories précédentes et ne représentent qu'environ 5%. Ils ont des foyers qui se situent entre 300 et 700 Km. On les distingue des autres types de séismes du fait qu'ils produisent des dégâts sur de grandes surfaces.

- ✓ La magnitude : elle traduit l'énergie libérée par le séisme. Elle s'obtient par la mesure de l'amplitude des ondes enregistrées par un sismomètre. Selon l'échelle de Richter, classification est composée de 9 degrés, même si des phénomènes peuvent être mesurés au-delà. L'intensité : permet de mesurer les effets et dommages du séisme en un lieu donné. Il s'agit d'une estimation qualitative, variable. De la manière dont le séisme se traduit en surface. Pour ne pas la confondre avec la magnitude, elle est généralement notée en chiffres romains.

Tableau I. 1: Les différents échelle de séisme et leurs caractéristiques.[3]

| Magnitude    |              |                                                                                    | Intensité |                                              |
|--------------|--------------|------------------------------------------------------------------------------------|-----------|----------------------------------------------|
| MAGNITUDE    | DESCRIPTION  | EFFETS CONSTATÉS                                                                   |           |                                              |
| moins de 2,0 | Micro        | Microséisme, non ressenti.                                                         | I         | Secousse non perceptible                     |
| 2,0 à 2,9    | Très mineur  | Généralement non ressenti, mais détecté par les sismographes.                      | II        | Secousse à peine perceptible                 |
| 3,0 à 3,9    | Mineur       | Souvent ressenti, causant très peu de dommages.                                    | III       | Secousse faible ressentie de façon partielle |
| 4,0 à 4,9    | Léger        | Objets secoués à l'intérieur des maisons, bruits de chocs, quelques dommages.      | IV        | Secousse largement ressentie                 |
| 5,0 à 5,9    | Modéré       | Dommages légers à majeurs selon les habitations.                                   | V         | Réveil des dormeurs                          |
| 6,0 à 6,9    | Fort         | Destructeur dans des zones jusqu'à environ 180 kilomètres de l'épicentre.          | VI        | Frayer                                       |
| 7,0 à 7,9    | Majeur       | Dommages sévères dans des zones plus vastes.                                       | VII       | Dommages aux constructions                   |
| 8,0 à 8,9    | Important    | Dommages sérieux dans des zones à des centaines de kilomètres de l'épicentre.      | VIII      | Destructions des bâtiments                   |
| 9,0 et plus  | Exceptionnel | Dommages très sérieux dans des zones à des centaines de kilomètres de l'épicentre. | IX        | Dommages généralisés aux constructions       |
|              |              |                                                                                    | X         | Destruction générale des bâtiments           |
|              |              |                                                                                    | XI        | Catastrophe                                  |
|              |              |                                                                                    | XII       | Changement de paysage                        |

- ✓ La fréquence et la durée des vibrations : ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.
- ✓ La faille activée (verticale ou inclinée) : Une faille active est définie comme une fracture plane ou légèrement gauche de l'écorce terrestre, le long de laquelle des déplacements tectoniques peuvent se produire.

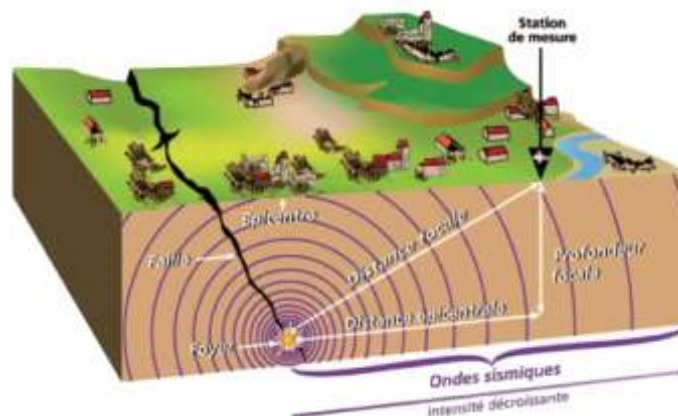


Figure I. 3: Les Caractéristiques D'un Séisme.

### I.2.3. La propagation des ondes

Lorsqu'un séisme se déclenche, un ensemble d'onde sismique se propage dans la croûte terrestre dans toutes les directions.

Il existe deux types principaux d'ondes sismiques : de surface ou de volume. Celles de surface se propagent, comme leur nom l'indique, à la surface de la Terre et les ondes de volume se propagent à l'intérieur de la planète, à une vitesse qui est intimement selon la nature du milieu traversé.

❖ **Les ondes de volume**

- ✓ Les ondes P (primaires) sont des ondes de compression , car elles compressent puis dilatent successivement le sol, dans la même direction de leur propagation. Elles sont les premiers signaux capté par les sismographes, car ce sont des ondes rapides ;
- ✓ Les ondes S (secondaires) ce sont des ondes de cisaillement ou transversales, les vibrations s'effectuent perpendiculairement au sens de la propagation de l'onde . Par ailleurs, elles ne se propagent pas dans les milieux liquides, ces ondes S sont plus lentes par rapport aux ondes P.

❖ **Les ondes de surface**

Les ondes L sont des ondes de surface. On parle d'ondes guidées, à l'image des oscillations se propageant à la surface de l'eau. Ce sont elles qui transmettent la plus grande partie de l'énergie relâchée durant un séisme. Elles ne se propagent que le long de la surface de la Terre. Leur amplitude est généralement forte mais décroît rapidement avec la distance. On distingue les ondes de Love, qui sont des ondes de cisaillement polarisées horizontalement. Du fait de leur puissance et de ce mouvement horizontal, ces ondes sont particulièrement destructrices pour les constructions non parasismiques. Les ondes de Rayleigh, quant à elles, ont un mouvement complexe en forme d'ellipse. Les ondes de surface se propagent à environ 4 km/s.

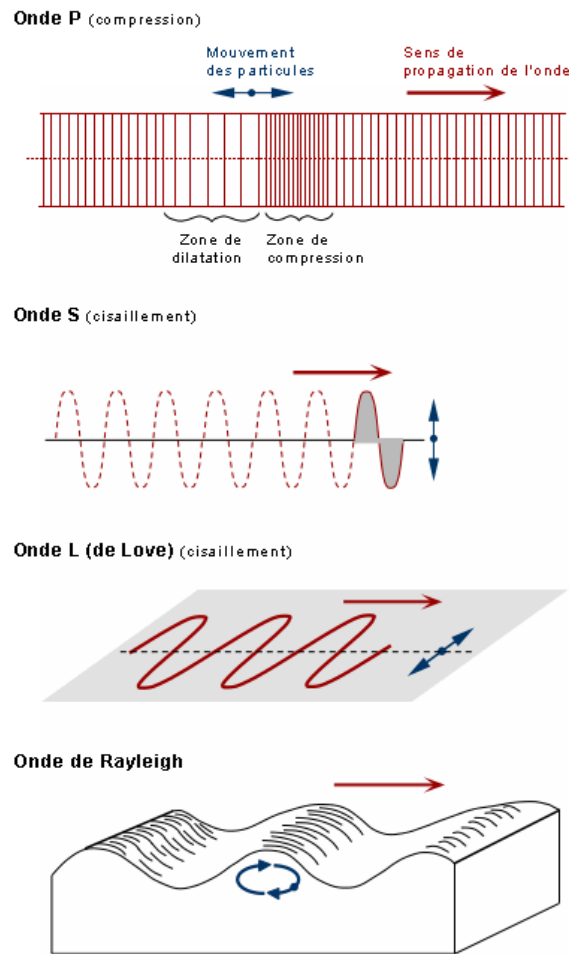


Figure I.4: les ondes sismiques.

#### I.2.4. Les causes d'un séisme

L'écorce terrestre n'est pas composée d'un seul tenant mais d'une douzaine de plaques plus ou moins rigides qui dérive à la surface et qui se frotte les unes contre les autres. Ces plaques ont une épaisseur d'environ 100 km, emboîtées les une dans les autres à la manière d'un puzzle, elles forment l'enveloppe superficielle de la Terre, la lithosphère. Ces mouvements proviennent d'un phénomène de convection qui se produit à l'intérieur du manteau sous l'effet de flux de chaleur, produit par la désintégration radioactive de certains éléments chimiques se situant à l'intérieur du globe terrestre, cette zone est appelé zone de subduction.

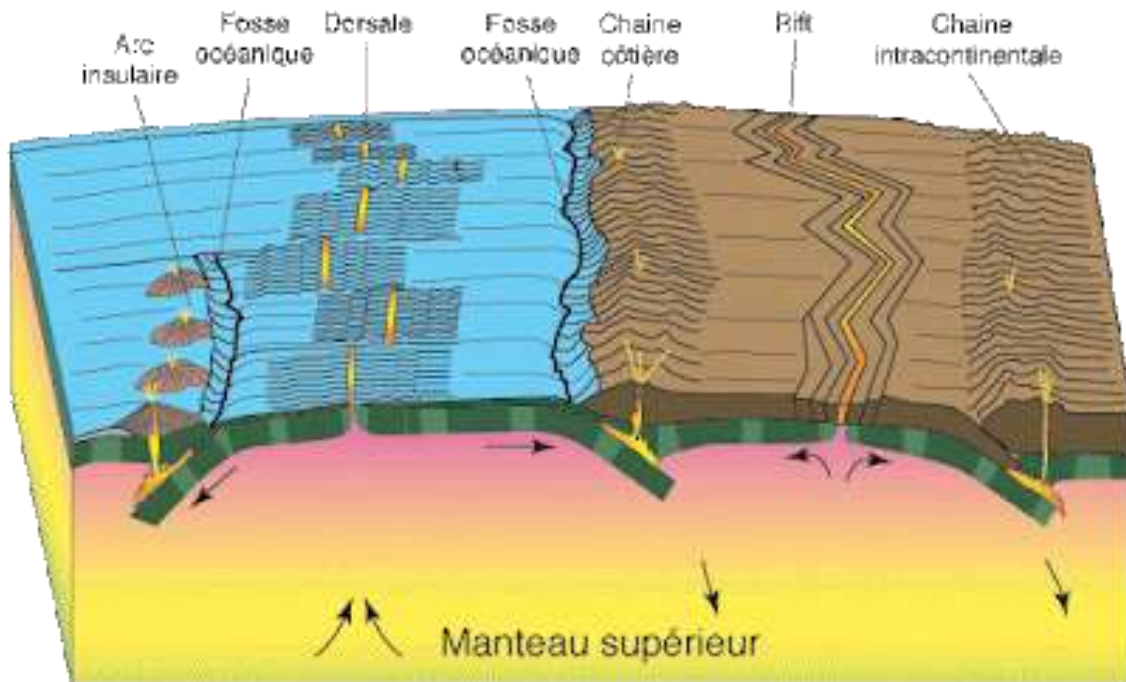


Figure I. 5: Modèle expliquant la tectonique des plaques (zone de subduction).

Le déplacement de ces plaques engendre à leurs frontières des mouvements de convergence, de divergence ou de coulissage horizontal se traduisant par des tremblements de terre. C'est pour cela que la majorité des séismes est localisée le long des limites des plaques. Mais des séismes peuvent aussi se former à l'intérieur des plaques, ils sont appelés séisme intra plaques (Mongolie).

#### **I.2.4.1. Les différents mouvements des plaques**

##### **❖ Les frontières divergentes (faille normale)**

A cause de ces mouvements de convections, il y a concentration de chaleur qui conduit à une fusion partielle du manteau, qui elle même va produire du magma. Cette divergence fait apparaître des failles appelées "faille normale" qui est le résultat d'un étirement de blocs.

##### **❖ Les frontières de convergentes (faille inverse)**

Phénomène qui résulte d'un mouvement de deux plaque dont l'une s'enfonce sous l'autre (plaque océanique qui s'enfonce sous la plaque continentale plus légère), comme on peut l'observer au niveau des zones subduction. Ce phénomène entraîne plus souvent la naissance de séisme ou de montagne. Cette convergence fait apparaitre des failles appelée (faille inverse) résultant d'un mouvement de compression entre deux blocs.

**❖ Les frontières coulissantes (faille décrochant)**

Phénomène du a un glissement de deux plaque, il s'agit d'un déplacement latéral d'une plaque contre une autre contrairement aux deux autres mouvements qui eux traduisaient

D'un mouvement vertical .comme la convergence, le coulissage traduit une forte sismicité.

Ce phénomène est à l' origine de faille appelée faille (décrochant) qui résulte comme leurs noms l'indiquent d'un décrochement de deux plaque.

**I.2.5 : Comportements des bâtiments face à un séisme****❖ Capacité d'une structure à se déformer et à s'étirer**

Durant un séisme, les bâtiments subissent une déformation de leur structure, en particulier les immeubles de plusieurs étages. Les ondes sismiques entraînent des forces latérales au sol, occasionnant les déformations des bâtiments.

Des forces latérales fortes comme lors de puissants séismes peuvent abîmer, voire briser, des éléments fixés à la charpente d'un bâtiment. Dans des cas encore plus dramatiques, elles peuvent endommager la structure même de l'immeuble. Si jamais cette structure est trop endommagée, cela peut provoquer l'effondrement pur et simple du bâtiment.

Évidemment, si un bâtiment est vétuste dans un territoire fortement sismique, son assemblage ne pourra pas résister à la pression des forces latérales.

La rigidité des composantes d'un immeuble est un facteur déterminant du risque d'effondrement d'un immeuble. Les matériaux d'un immeuble sont donc les éléments qui détermineront si celui-ci peut résister ou pas à un séisme.

Pour résister aux forces d'un ou de plusieurs séismes qui se suivent, les matériaux qui composent les immeubles doivent avoir des capacités de déformation, ainsi que des capacités élastiques ou d'étirement. Cette capacité pour les matériaux est appelée : « ductilité »

Quand les matériaux d'un bâtiment ne sont pas ductiles, ils se disloquent violemment en provoquant une forte libération d'énergie avec pour conséquence la chute du bâtiment.

Cependant, résister à un séisme ne suffit pas. Les bâtiments doivent pouvoir résister à plusieurs phases de séismes dans un temps limité. En effet, des bâtiments sont capables de résister à une première phase de secousses mais, ensuite, ils peuvent céder aux répliques suivantes. C'est donc pour cela que la ductilité des matériaux doit également durer dans le temps.

Il est important de tester la ductilité de chacun des matériaux d'un immeuble.

Pour cela, plusieurs types de tests existent :

- ✓ L'essai résilience « Charpy » (mesure de la résistance des matériaux à un certain niveau d'énergie)
- ✓ L'essai de traction (mesure de l'allongement maximale ou l'élasticité maximale que peut supporter une structure avant la rupture) .

❖ **La déformation**

Durant un séisme, les constituants d'un bâtiment réagissent différemment selon leur ductilité, comme nous venons de le voir, selon leur masse et selon les liaisons qui les relient aux autres constituants d'une structure. Ainsi, les sismologues peuvent, grâce aux caractéristiques des matériaux, évaluer l'impact des déformations qu'aurait un séisme. Quand un séisme puissant se déclare, les constituants subissent des déformations pouvant conduire à l'instabilité d'un immeuble voire à son effondrement.

Cependant tous les bâtiments ne réagissent pas tous de la même façon aux mouvements du sol. Par exemple, les petites maisons avec un étage réagissent de façon solidaire et identique, à la différence des grands immeubles.

Il existe 4 types de réactions pour les immeubles :

- ✓ La réaction de traction (lorsque les matériaux d'un bâtiment subissent l'action de deux forces ayant un sens opposé, cela entraîne un étirement des matériaux).
- ✓ La réaction de compression (lorsque les matériaux d'un bâtiment subissent l'action de deux forces ayant un sens opposé, cela entraîne l'écrasement des matériaux qui compose le bâtiment exposé).
- ✓ La réaction de flambage (lorsque les matériaux d'un bâtiment subissent une compression dans leur partie inférieure tandis que leur parties supérieures subissent une traction, cela a pour conséquence de créer un porte-à-faux dans les extrémités des matériaux).
- ✓ La réaction de cisaillement (lorsque les matériaux d'un bâtiment subissent l'action de deux forces ayant un sens opposé, cette réaction est la plus répandue, elle crée une rupture violente entre les différents matériaux).

❖ **Calcul sismique et modélisation**

Les mouvements sismiques provoquent obligatoirement une réponse des bâtiments. Cette réaction intéresse les sismologues. En effet, ils essaient de déterminer, avec des calculs, la réponse qu'aura un bâtiment à une secousse sismique. Dans certains pays très exposés comme le Japon, les constructeurs ont l'obligation de faire analyser ces réactions.

Cependant, les mouvements des séismes étant très difficilement prévisibles, cela rends les calculs sismiques très aléatoires et moyennement fiables. On peut donc dire que ce n'est pas des calculs exacts qui sont réalisés mais plutôt des probabilités. Ces calculs, appelés calculs sismiques, permettent de prévoir la réaction générale des bâtiments face à un séisme. Il existe plusieurs méthodes pour calculer ces probabilités :

- ✓ L'analyse statique réalisée grâce à la structure du bâtiment permet d'imaginer la réaction de celle-ci face à un séisme.
- ✓ L'analyse modale permet de prévoir les réactions mécaniques d'un bâtiment touché par un séisme.

#### ❖ **Déplacement prévisible des bâtiments**

Après les secousses d'un séisme, les immeubles et, même parfois, les maisons oscillent et tangent. Au début, les oscillations sont imposées par le sol en mouvement mais, une fois les secousses terminées, les immeubles bougent encore. Cette réaction est naturelle. En effet, il s'agit du moment où les immeubles se rééquilibrent. Ces mouvements appelés « mise en résonance » peuvent-être estimés par des experts. Les mouvements d'oscillation augmentent lorsque la masse en mouvement augmente.

Avant de construire un bâtiment dans une zone sismique, on calcule à partir de quelle intensité sismique les matériaux d'un bâtiment ne seront plus capables de résister aux forces sismiques. Dès lors, les constructeurs devront adapter leurs matériaux pour éviter l'effondrement du bâtiment. Bien entendu, le risque « zéro » n'existe pas. Là encore, ce ne sont pas des calculs exacts mais plutôt des probabilités.

### **I.3. L'événement du 21 mai 2003**

Le séisme de BOUMARDES du 21 mai 2003, de magnitude 6.8 à l'échelle de Richter a secoué la région centre de l'Algérie ou plusieurs wilayas ont été touchées ALGER, BOUMARDES, TIZI-OUZOU, BOUIRA et BLIDA, dans une zone allant principalement de Blida à Delly, a été particulièrement violent, la population a été fortement traumatisée par la secousse principale et les répliques dont la composante verticale était importante. il a causé des pertes considérables en vies humaines et a touché considérablement l'économie du pays, La zone touchée comprend 3 à 4 millions d'habitants. Son épicentre physique a été situé en mer, en face des villes de ZEMMOURI et BOUMERDES. [4]

Selon BELAZOUGUI, Farsi et REMAS, environ 7400 constructions ont été détruites et 7000 autres fortement endommagées. Presque 8500 appartements ont été perdus et 20 000

autres hautement détériorés. En outre, selon les chiffres officiels, on déplore 2278 morts et plus de 10000 blessés et environ 180000 sans- abri.[1]



Figure I.6: Région D'ALGER – BOUMARDES –DELLYS.

Durant le séisme du BOUMARDES, les bâtiments sont soumis à la déformation de leur structure, en particulier les immeubles d'habitations collectives en béton armé de trois à cinq niveaux et individuelles. Les ondes sismiques entraînent des forces latérales au sol occasionnant les déformations des bâtiments.

Dans les zones touchées par le tremblement de terre, on retrouve plusieurs types de constructions utilisant différents systèmes de contreventement, est un principe constructif servant à stabiliser et rigidifier une structure. L'objectif des voiles de contreventement est améliorer le comportement des structures, certaines constructions de la résistance vis-à-vis des forces sismique.

Tableau I. 2: Nombre des bâtiments endommagés enquêtés de la Wilaya d'Alger lors du séisme de BOUMERDES.

| No. Code Commune        | Type de Structure | Niveaux de dommages structurels |     |     |     |     |     | Total |
|-------------------------|-------------------|---------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-------|
|                         |                   | 1                               | 2   | 3   | 4   | 5   | 4+5 |       |
| Bab Ezzouar<br>1621     | Maçonnerie        | 9                               | 25  | 22  | 18  | 30  | 48  | 104   |
|                         | BA portiques      | 18                              | 111 | 80  | 55  | 6   | 61  | 270   |
|                         | BA voiles         | 144                             | 118 | 135 | 36  | 0   | 36  | 433   |
|                         | Acier             | 1                               | 1   | 1   | 0   | 0   | 0   | 3     |
|                         | Autres            | 0                               | 0   | 1   | 0   | 13  | 13  | 14    |
| Total                   |                   | 172                             | 255 | 239 | 109 | 49  | 158 | 824   |
| Bordj El Kiffan<br>1630 | Maçonnerie        | 137                             | 63  | 91  | 33  | 127 | 160 | 451   |
|                         | BA portiques      | 995                             | 257 | 189 | 144 | 250 | 394 | 1 835 |
|                         | BA voiles         | 7                               | 127 | 50  | 4   | 2   | 6   | 190   |
|                         | Acier             | 2                               | 42  | 3   | 1   | 2   | 3   | 50    |
|                         | Autres            | 1                               | 0   | 0   | 0   | 3   | 3   | 4     |
| Total                   |                   | 1 142                           | 489 | 333 | 182 | 384 | 566 | 2,530 |
| Bordj El Bahri<br>1639  | Maçonnerie        | 247                             | 63  | 28  | 20  | 19  | 39  | 377   |
|                         | BA portiques      | 567                             | 75  | 47  | 68  | 143 | 211 | 900   |
|                         | BA voiles         | 3                               | 34  | 15  | 8   | 0   | 8   | 60    |
|                         | Acier             | 3                               | 1   | 0   | 1   | 1   | 2   | 6     |
|                         | Autres            | 2                               | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | 2     |
| Total                   |                   | 822                             | 173 | 90  | 97  | 163 | 260 | 1 345 |

Tableau I. 3: Nombre des bâtiments endommagés enquêtés de la Wilaya de BOUMERDES lors du séisme de BOUMERDES (un extrait).

| No. Code Commune | Type de Structure | I Niveaux de dommages structurels |     |     |     |     |     | Total |
|------------------|-------------------|-----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-------|
|                  |                   | 1                                 | 2   | 3   | 4   | 5   | 4+5 |       |
| Boumerdes        | Maçonnerie        | 0                                 | 156 | 103 | 100 | 51  | 151 | 410   |
|                  | BA portiques      | 1                                 | 214 | 200 | 257 | 107 | 364 | 779   |
|                  | BA voiles         | 0                                 | 60  | 32  | 18  | 8   | 26  | 118   |
|                  | Acier             | 0                                 | 0   | 2   | 3   | 5   | 8   | 10    |
|                  | Autres            | 0                                 | 16  | 6   | 3   | 5   | 8   | 30    |
| Total            |                   | 1                                 | 446 | 343 | 381 | 176 | 557 | 1,347 |
| Zemmouri         | Maçonnerie        | 0                                 | 143 | 118 | 66  | 23  | 89  | 350   |
|                  | BA portiques      | 2                                 | 380 | 140 | 63  | 22  | 85  | 607   |
|                  | BA voiles         | 0                                 | 6   | 6   | 2   | 0   | 2   | 14    |
|                  | Acier             | 0                                 | 0   | 1   | 0   | 0   | 0   | 1     |
|                  | Autres            | 0                                 | 1   | 3   | 2   | 3   | 5   | 9     |
| Total            |                   | 2                                 | 530 | 268 | 133 | 48  | 181 | 981   |

La carte des dommages des bâtiments des Wilayat d'Alger et de BOUMERDES sur la base des logements est montée à la **Figure II.8**.

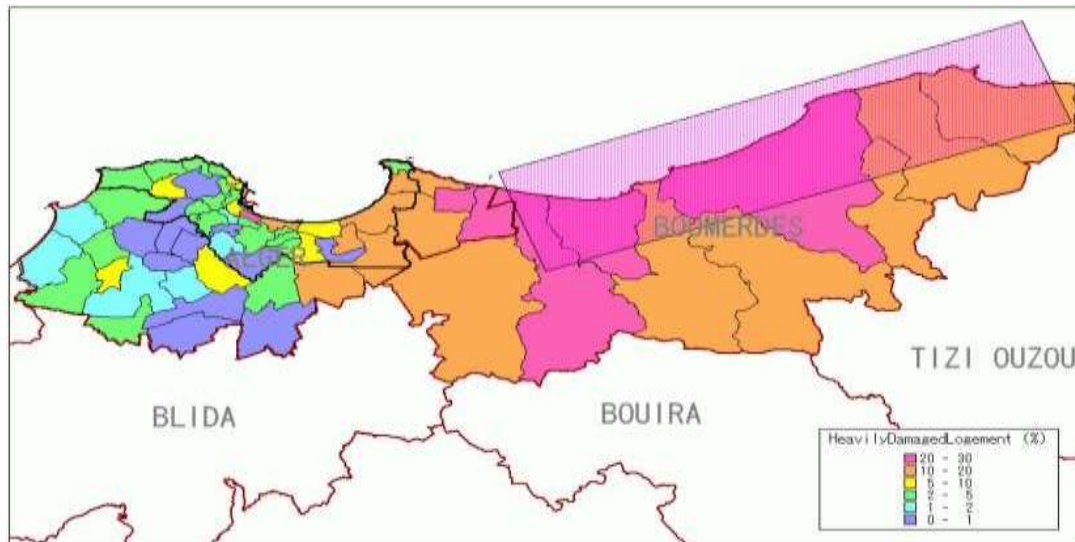


Figure I.7: Carte des dommages des bâtiments de la Wilaya de BOUMERDES et Alger contenant trois communes de l'est d'Alger occasionnés par le séisme de BOUMERDES 2003 basée sur les nombres des bâtiments.

### I.3.1. Les mouvements sismiques

#### ❖ Accélérographe

Les mouvements sismiques enregistrés avec accélérographe sont classés en 4 types de mouvements : forts, modérés, faibles et très faibles, selon l'accélération maximale au sol (AMP) (tableau 5.2), alors que le mouvement sismique enregistré avec des sismographes est considéré comme très faible et sera par la suite appelé sismogramme».

#### ❖ L'accélérogramme de BOUMERDES

Les accélérogramme sont des signaux représentant l'accélération en fonction du temps et Permettent de définir le mouvement d'un point du sol, ils sont nécessaires dans les calculs

Les événements sismiques transitoires pour lesquels des renseignements sur le temps sont requis.

Les trois données les plus importantes d'un accélérogramme sont : Amplitude, Fréquence, Durée[5]

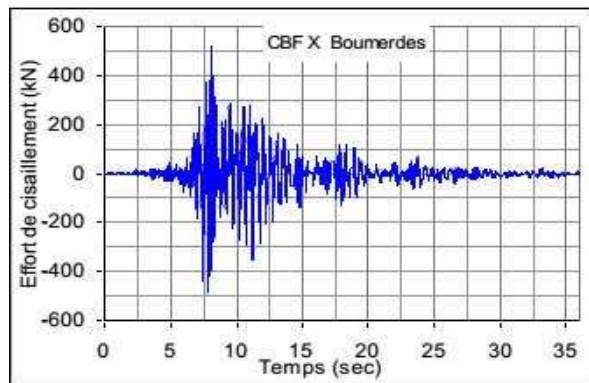


Figure I. 8: L'accélérogramme de BOUMERDES.

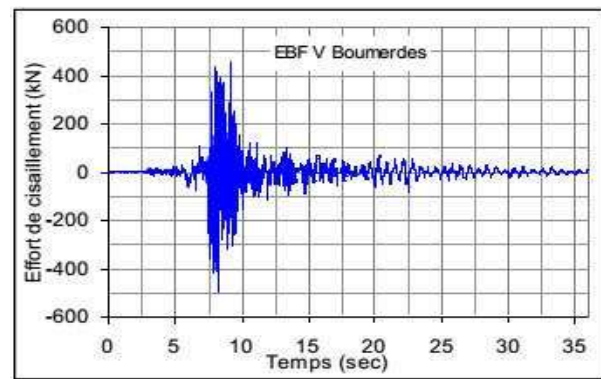


Figure I. 9: L'accélérogramme de KADARA 01.

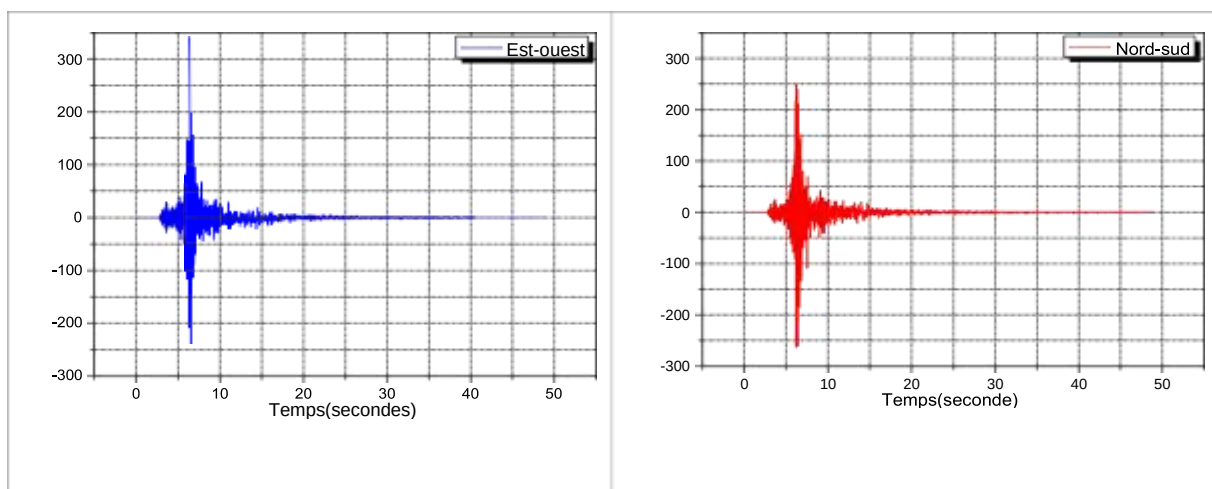


Figure I. 10: Accélérogramme de dar El Beida.

#### ❖ Le spectre de repense

**Le spectre de réponse :** L'objectif du spectre de réponse en accélération, vitesse ou déplacement est de caractériser un séisme en fonction de la réponse d'une structure. Par définition, un spectre de réponse d'accélération est la courbe donnant l'accélération maximale d'un seul oscillateur à un degré de liberté variable et sa propre fréquence

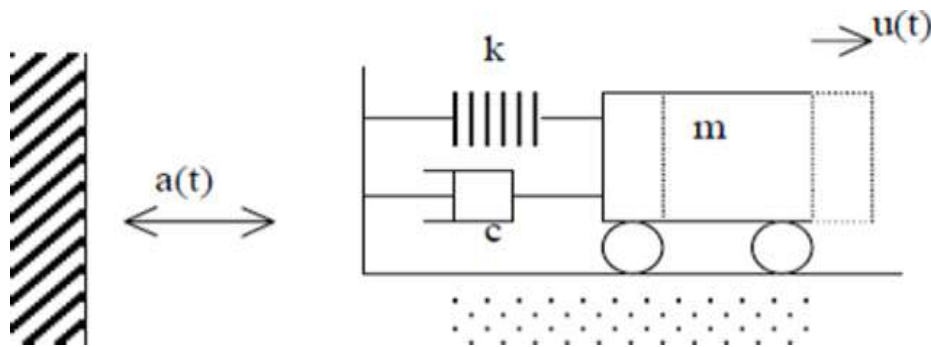


Figure I.11: Représentation d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique.

### ❖ Construction d'un spectre de déplacement

- a-Accélérogramme enregistré.
- b-Choix d'oscillateurs simples avec un amortissement  $\zeta$  et une période  $T$  connue.
- c-Réponses en déplacement des oscillateurs choisis.
- d-Spectre de réponse en déplacement pour diverse valeurs d'amortissement.

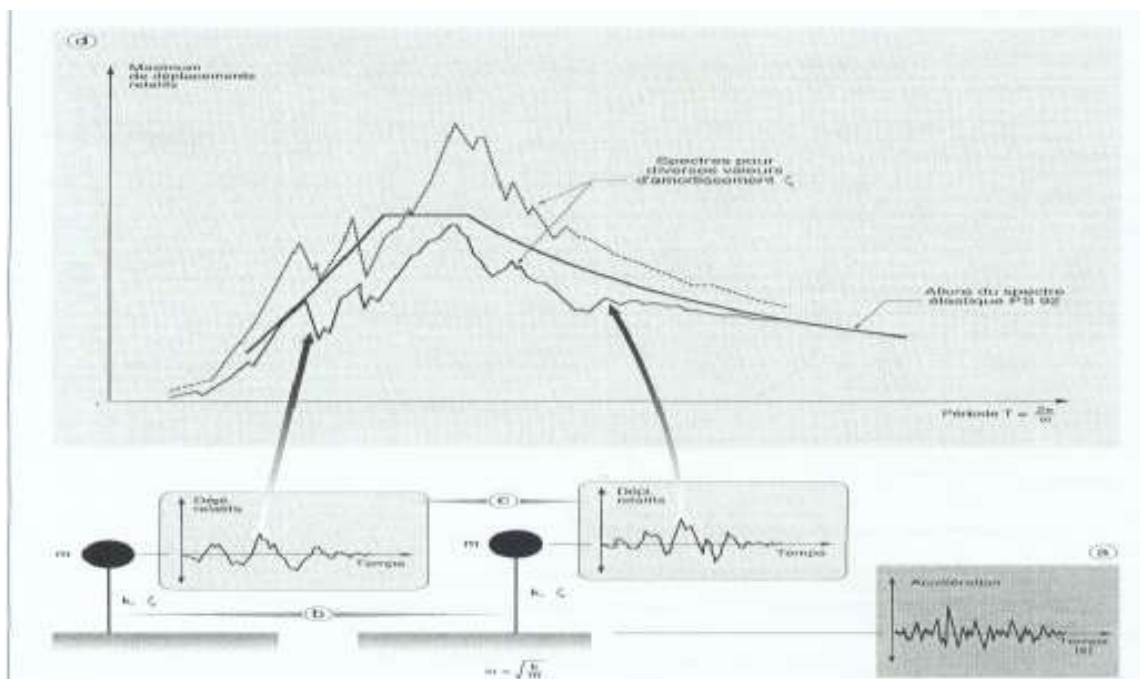


Figure I.12: Construction d'un spectre de déplacement.

**I.3.2. Les conséquences sur les personnes et les biens**

D'une manière générale les séismes peuvent avoir des conséquences sur la vie humaine, l'économie et l'environnement.

- ✓ Les conséquences sur l'homme : Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, tant par ses effets directs (chutes d'objets, effondrements de bâtiments) que par les phénomènes qu'il peut engendrer (mouvements de terrain, raz-de-marée, etc.). De plus, outre les victimes possibles, un très grand nombre de personnes peuvent se retrouver blessées, déplacées ou sans abri.
- ✓ Les conséquences économiques : Un séisme et ses éventuels phénomènes annexes peuvent engendrer la destruction, la détérioration ou l'endommagement des habitations, des usines, des ouvrages (ponts, routes, voies ferrées, etc.), ainsi que la rupture des conduites de gaz qui peut provoquer des incendies ou des explosions. Ce phénomène est la plus grave des conséquences indirectes d'un séisme.
- ✓ Les conséquences environnementales : Un séisme peut se traduire en surface par des modifications du paysage, généralement modérées mais qui peuvent dans les cas extrêmes occasionner un changement total de paysage

**I.4. La Pathologie**

- ✓ **Définition De Pathologie :** c'est l'étude des troubles qui peuvent effondre le comportement d'un ouvrage, ces troubles peuvent entraîner des dommages due par plusieurs causes en général qui sont : en premier lieux un défaut de conception, par la suite on trouve une erreur de mise en œuvre, peut être aussi un composant non conforme ou inadapté, en derniers un phénomène extérieur (tempête ou inondation etc.).
- ✓ **La Pathologie des Structures :** dans le domaine de génie civile, les constructions sont exposées par des agressions (climatiques, physicochimiques, sismiques, etc.) engage la durabilité des structures, Ces dégradations peuvent être causées par l'homme (mauvaises études, mauvaise réalisation ou bien mauvais usage). Comme elles peuvent être causées par des processus naturels : dégradations mécaniques (séismes, tassements, etc.), chimiques (agents agressifs, corrosion des armatures, etc.) et physiques (érosion).

**I.4.1. Causes des Pathologie des structures****❖ Erreurs de conception, erreurs ou fautes de calcul**

- ✓ Insuffisance des calculs de dimensionnement et insuffisance de la vérification

- ✓ Absence de dispositions prenant en compte les variations dimensionnelles
- ✓ dispositions constructives inadaptées à la transmission des efforts (zones d'effort concentrées, poussée au vide, zone de reprise de bétonnage,...)
- ✓ acceptation de déformations excessives - non-respect des règles de l'art,....
- ✓ Maçonneries non chaînées
- ✓ Bâtiments avec vide sanitaire sur poteaux courts.



Figure I.13: Flambement des poteaux (source de la photo à droite : rapport AFPS).

- ✓ Déficiences du contrôle de qualité.
- ✓ qualité insuffisante ou défectueuse des matériaux
- ✓ insuffisance ou absence de contrôle (entrepreneur et maître d'œuvre) à la mise en œuvre des aciers et des bétons
- ✓ non-respect des prescriptions technologiques (adjuvants, gel, eaux, décoffrages,...)
- ✓ non-respect des règles de l'art, fausses manœuvres, mauvaise qualification du personnel
- ✓ Erreurs de matérielles : Erreurs de dessin, Faute de calcul, Erreurs de transcription

Erreurs sur le choix des matériaux, Erreurs d'échantillonnage, Au chantier, Erreurs au sens du montage d'un élément et de réalisation en général

#### ❖ **Les dommages de conception structurale**

- ✓ Basculement de certains bâtiments.

- ✓ Eclatement du béton d'enrobage au niveau des zones nodales de certains poteaux avec apparition des armatures dans un état de corrosion avancé.
- ✓ Eclatement du béton du deuxième volet de la cage d'escaliers avec apparition du ferrailage des deux nappes de la paillasse
- ✓ La maçonnerie se fissure en diagonale reportant brutalement les efforts sur les poteaux
- ✓ Expliquerait l'écrasement du béton et le flambement des armatures verticales
- ✓ Flambement des poteaux en béton armé[6]



Figure I.14: Décollement de l'enrobage.



Figure I.15: Rupture de panneaux de maçonnerie intérieures et ceux des façades du RDC.

**I.4.2. Le risque sismique**

Le risque sismique lié à l'impact sur les constructions définit l'importance et le coût des dégâts que peut faire un séisme d'un niveau donné dans une construction donnée. Ce « risque sismique » est d'autant plus grand que l'aléa sismique et la vulnérabilité sont grands et on a : De manière plus générale, on parle des risques sismiques, parce que lors d'un tremblement de terre, les conséquences ne se calculent pas uniquement en termes de dégâts aux constructions. Les enjeux concernent également l'impact en termes de vies humaines et du nombre de personnes blessées, du coût économique lié à la perturbation ou l'arrêt de l'activité de certaines entreprises, du coût social résultant des populations ayant perdu leurs logements.

Le risque sismique se définit comme la multiplication entre l'aléa sismique et la vulnérabilité des biens exposés à ce dernier.

**I.4.3. L'aléa sismique**

En un lieu donné dépend des caractéristiques de la sismicité dépendent : de la périodicité du séisme, de la localisation de l'épicentre, de la profondeur du foyer, du type de mouvement, et de l'énergie développée, qui sont connues grâce à l'étude des séismes et de la géologie. Il permet d'évaluer la probabilité pour une région ou un site donné de subir un séisme et d'estimer le niveau de danger pour les populations et les infrastructures.

**I.4.4. La vulnérabilité sismique**

La vulnérabilité d'une construction définit la sensibilité d'une construction à l'action sismique; on la caractérise par un indice lié à la géométrie (dimensions, hauteur, forme en plan, caractéristiques architecturales) et aux matériaux de la construction. Cette notion de vulnérabilité inclut l'importance des bâtiments en termes de coût, mais aussi en termes de valeur immatérielle et de vies humaines menacées.

**I.4.4.1. Les objectifs des analyses de vulnérabilité sont essentiellement de trois natures :**

- ✓ Estimer les dommages prévisibles : aux personnes et aux biens juste après le séisme pour se présenter les dommages sismiques à l'échelle d'une ville ou pour décider des moyens de secours à mettre en place.
- ✓ Identifier les bâtiments les plus vulnérables : aux séisme de façon à planifier et organiser une politique de renforcement du bâti existant.
- ✓ Une troisième objectif indirect, consiste également à profiter de travaux de transformation générale d'un bâtiment (par exemple, accessibilité, aménagement

thermique réhabilitation .....) pour établir une analyse de vulnérabilité et intégrer le sismique dans le projet de transformation.

On distingue deux types de vulnérabilité sismique :

1. **Vulnérabilité Collective** : Elle aborde la vulnérabilité à l'aide de méthodes statistiques, voire probabilistes. L'objectif de cette analyse est de représenter la vulnérabilité sous forme statistique, c'est-à-dire pour un ensemble de bâtiments regroupés par zone urbaine, par parcs immobiliers ou par fonction de bâtiments. Elles sont en général destinées à informer et représenter l'impact potentiel d'un séisme ou à classer de façon relative un élément (quartier, groupe de bâtiments...) par rapport à un autre.
2. **Vulnérabilité Individuelle** : Elle est souvent basée sur des évaluations détaillées, proches des méthodes de diagnostic intégrant des notions de calcul. Elles sont en général proposées afin de connaître la stabilité sismique d'une structure pour une sollicitation sismique de référence et elles conduisent à proposer des solutions de renforcement. Dans certains cas, certaines pratiques individuelles utilisent la même approche que celle de la vulnérabilité collective, au moins dans une première phase globale permettant une première classification sommaire du bâti. Pour cette raison, nous parlons plutôt d'inventaire sismique, c'est-à-dire un recensement des constructions en récupérant des informations structurales utiles à l'analyse sismique.

**Principe Des Méthodes Collectives** : Les méthodes empiriques d'évaluation de la vulnérabilité suivent à peu près toutes la même démarche:

1. Définition d'une typologie. ! Collecte des informations structurales caractérisant les bâtiments.
2. Application d'une fonction d'endommagement.

Représentation des dommages. D'autre part, elles s'organisent en différents niveaux d'analyse, depuis des évaluations très sommaires jusqu'à des évaluations plus détaillées.[7]

## ***Chapitre II : Confortement des structures***

**II. Réhabilitation**

Une «Stratégie de réhabilitation» ou «Technique de réhabilitation» désigne toute possibilité d'augmenter la résistance, la rigidité et/ou la ductilité des éléments ou de l'ensemble du bâtiment. Pour un seul bâtiment, il peut exister plusieurs stratégies de réhabilitation qui pourraient être choisies compte tenu d'un «schéma de réhabilitation» spécifique. Le choix des stratégies de réhabilitation dépend de la disponibilité des techniques d'expertise et du savoir faire de leurs utilisations, des problèmes liés à la réalisation.

**II.1.Stratégie du renforcement**

La stratégie consiste à trouver, parmi une gamme de solutions possibles, le renforcement optimal qui tient compte du coût, de la durée des travaux, de la gêne apportée aux occupants (délogés ou non). Un choix peut être fait entre deux méthodes :

- ✓ soit renforcer la structure existante, souvent par l'intérieur du bâtiment, avec la gêne qu'elle représente;
- ✓ soit concevoir une nouvelle structure, souvent à l'extérieur du bâtiment si possible, et qui résiste seule à l'action totale du séisme provenant de sa masse et de la masse du bâtiment ancien, à laquelle il revient d'assurer uniquement sa descente de charge, compte tenu du déplacement horizontal. Cette variante est souvent optimale.

**❖ Réparation**

La réparation d'une structure est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu, la baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de répétition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévues), les accidents et sinistres (incendies, choc ,séisme, ...).[8]

**❖ Renforcement**

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service d'une structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations. Un renforcement peut être associé à une réparation.

Le renforcement de structure en béton est généralement consécutif à une modification d'ordre structurel qui peut être soit liée à un changement de destination de l'ouvrage (augmentation des charges d'exploitation) soit à un affaiblissement de la structure (création de trémie ou incendie). Il peut être réalisé par la technique du béton projeté par voie sèche ou par la mise en œuvre de matériaux composites de dernière génération.[9]

**II.2.Définition Du Diagnostic**

Le diagnostic est une étape importante de la connaissance du bâtiment sur lequel on projette d'intervenir. De manière générale, la phase du diagnostic comporte l'investigation de plusieurs domaines (social, historique, architectural, etc.) en vue de parvenir à une connaissance approfondie de l'objet d'étude. Pour les besoins de ce guide, la question du diagnostic sera abordée uniquement du point de vue du domaine constructif, et ce, à travers l'investigation du système constructif de l'édifice étudié et des pathologies qui l'affectent. Le processus de diagnostic, qui se déroule généralement en trois phases, permet de

- ✓ Déterminer les causes qui sont à l'origine des lésions et déficits constatés sur un bâtiment.
- ✓ Formuler les premières hypothèses explicatives des effets induits et procéder à leur vérification.
- ✓ Et enfin de proposer des recommandations de traitement qui seront intégrées dans l'approche de restauration ou de réhabilitation du bâtiment.[10]

**II.2.1. Objectifs du diagnostic préalable au renforcement**

- ✓ Diagnostic Qualitatif : Répertoire les défauts structurels ( Les défauts du comportement d'une construction lors d'un séisme ).
- ✓ Diagnostic Quantitatif : Décrire, analyser et quantifier des éléments structurels du bâtiment tel que décrit dans la section «Le diagnostic quantitatif».
- ✓ Proposition de solutions de renforcement
- ✓ Evaluation des coûts de renforcement :
  - Coûts de renforcement acceptable : élaboration du projet de renforcement.
  - Coûts de renforcement non acceptable : la démolition est conseillée.

### II.2.2. Le diagnostic quantitatif

#### ❖ Identifier et quantifier les bordures des murs

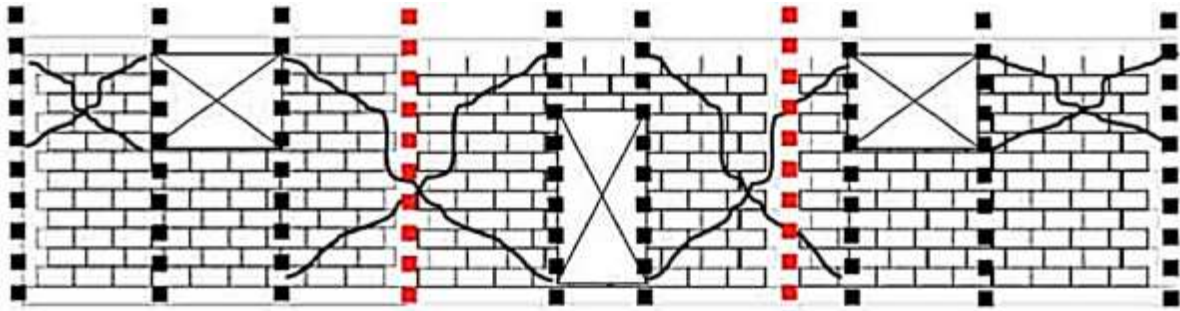


Figure II.1: Identifier les bordures des murs.

Identifier les bordures des murs :

- ✓ À l'extérieur du bâtiment.
- ✓ Autour des couloirs, portes et ouvertures de plus d'un mètre de large

Aux intersections du mur (ligne discontinue en noir)

- ✓ À partir des murs placés dans la direction opposée (ligne discontinue en rouge)

#### ❖ Identifier les armatures existantes

Procéder à des investigations d'usages afin de localiser les armatures présentes dans les murs

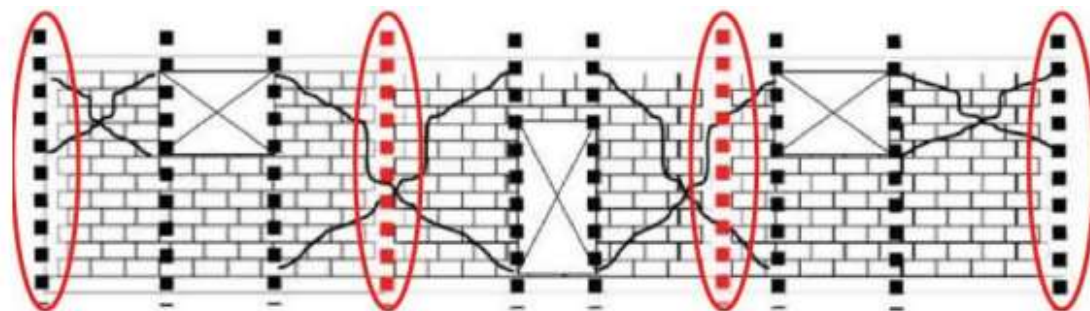


Figure II.2: Identifier les armatures existantes.

Identifier les chaînages verticaux placés aux extrémités (4 barres) et les tiges d'armatures additionnelles (1 ou 2 barres)

## ❖ Identifier les armatures nécessaires

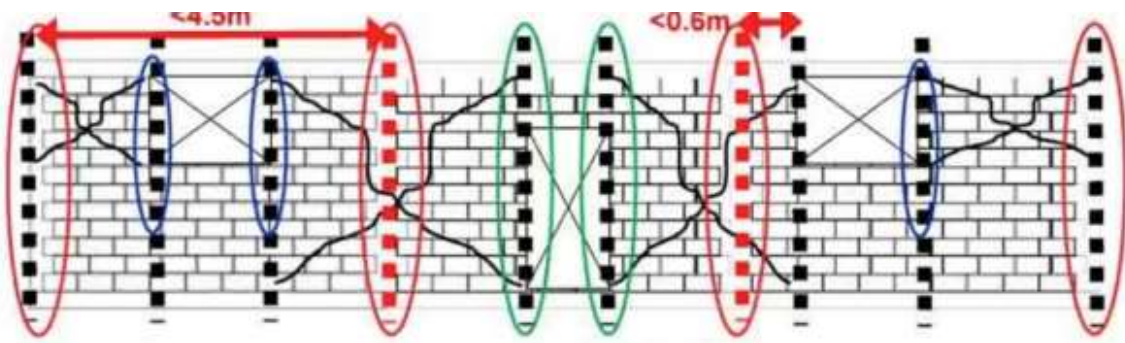


Figure II.3: Identifier les armatures nécessaires.

## ❖ Les murs en maçonnerie chaînée

Doivent avoir des armatures à moins de 0.6 m de toutes les bordures :

- ✓ 2 barres aux extrémités du bâtiment, couloirs et portes (cercles en vert).
- ✓ 1 ou 2 barres au niveau des fenêtres (cercles en bleu).
- ✓ Les chaînages verticaux renforcés par 4 barres ne doivent pas être distants de plus de 4.5 m.
- ✓ Il doit y avoir des armatures :
- ✓ Au niveau des poutres ou dans les murs en maçonnerie situés au-dessus.
- ✓ En-dessous des fenêtres ou dans les fondations.

## ❖ Confirmer les longueurs des murs de contreventement :

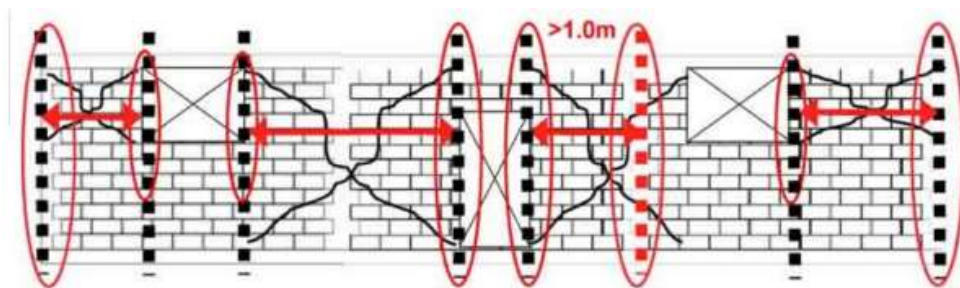


Figure II.4: Confirmer les longueurs des murs de contreventement.

## ❖ Déterminer les longueurs des murs de contreventement

- ✓ Armatures requises pour la maçonnerie chaînée (les cercles en rouge).
- ✓ La longueur minimale des murs pour assurer la résistance latérale est de 1.0 m.
- ✓ La distance entre deux chaînages verticaux ne doit pas dépasser 4.5 m.
- ✓ Ignorer les petites ouvertures représentant moins de 10% de la longueur entre les deux chaînages.

❖ **Par défaut, évaluer le mur comme étant en MNA (Maçonnerie Non Armée)**

**Les murs en MNA** (la flèche en rouge)

Longueur minimale requise  $L = 0.6$  m.

Ou au moins 1.0 m pour la résistance latérale.[10]

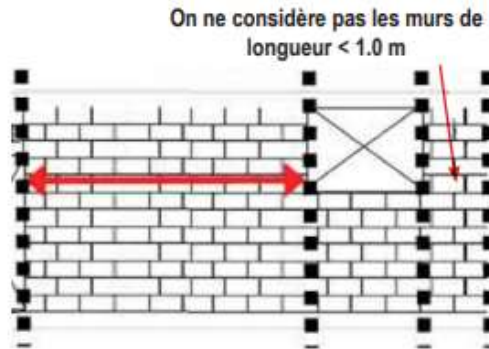


Figure II.5: Mur en Maçonnerie Non Armée.

### II.2.3. Éléments non structuraux

Chaque fois que, en plus des exigences fonctionnelles, le comportement sismique des éléments non structuraux peut mettre en danger la vie des habitants ou affecter la valeur des biens meubles, des décisions concernant la réparation ou le renforcement de ces éléments doivent aussi être prises. Dans ces cas, il convient d'éviter l'effondrement partiel ou total de ces éléments par les moyens suivants :

- ✓ Liaisons appropriées avec les éléments de structure
- ✓ Augmentation de la résistance des éléments non structuraux
- ✓ Mesures d'ancrage destinées à prévenir les chutes possibles de parties de ces éléments.

Il y a lieu de tenir compte des conséquences possibles de ces dispositions sur le comportement des éléments structuraux.[11]

❖ **Limite pour une intervention de renforcement**

En général, la résistance au séisme d'un bâtiment ancien est inférieure à celle requise par les nouveaux codes. Il est recommandé de renforcer un bâtiment si sa capacité en résistance parasismique est inférieure à 70% de celle requise par le code actuel.

Pour les bâtiments stratégiques tels que les hôpitaux, les casernes de la protection civile, les centraux téléphoniques, les centrales électriques, groupes scolaires, etc. Leur capacité devrait être rehaussée à 100%.

Pour les bâtiments courants, leur renforcement pourrait être décidé en fonction de leur durée d'utilisation restante comparée à leur durée projetée initialement.

❖ **Le but d'un renforcement parasismique**

Le but d'un renforcement parasismique se réfère à des mesures qualitatives résumées comme suit:

1. Augmenter la résistance et la rigidité latérale du bâtiment.
2. Augmenter la ductilité dans le comportement du bâtiment. Cette initiative vise à éviter des modes de ruptures fragiles.
3. Augmenter l'action intégrale et la continuité des éléments du bâtiment.
4. Eliminer ou réduire les effets des irrégularités.
5. Améliorer la redondance dans le système de résistance aux charges latérales. Cette initiative vise à éliminer les possibilités d'effondrement progressif.
6. Assurer une stabilité adéquate contre le renversement et le glissement.

❖ **Les objectifs du renforcement parasismique**

Dans ce contexte il ya lieu de distinguer entre les termes buts et objectifs.

Les objectifs d'un renforcement parasismiques sont des expressions quantitatives permettant d'atteindre les buts fixés pour le renforcement.

Pour un bâtiment existant ayant fait l'objet de calcul lors de sa conception originelle, les objectifs sont basés sur l'estimation de certaines quantités qui doivent être définies avant la conception du renforcement. Les éléments structuraux d'un bâtiment, sont calculés traditionnellement en se basant sur l'analyse élastique linéaire, et sont conçus à partir des sollicitations internes (moment fléchissant, effort tranchant, effort normal) résultant des combinaisons défavorables d'actions de gravité et sismiques dites de « calcul » (la demande). Un élément de structure devrait être conçu pour avoir une résistance (capacité) égale ou supérieure à la demande.

Par ailleurs le bâtiment ne doit pas s'écrouler au cours d'un tremblement de terre (assurer sa stabilité globale).

Pour satisfaire les exigences de rigidité, les déformations inter-étages sont limitées à certaines valeurs données par les codes en vigueur.

Pour améliorer la ductilité et l'action intégrale, on prévoit des dispositions constructives et des liaisons (zones nodales en particulier) adéquates.

Les objectifs basés sur la méthode de conception parasismique traditionnelle sont désignés comme objectifs conventionnels.

Par ailleurs de nouvelles approches basées sur la quantification de la Performance des bâtiments, deviennent de plus en plus populaires. Elles permettent l'aide au choix des stratégies de renforcement qui peuvent être multiples, et à la prise de décision.

### **II.3. Les solutions de renforcement**

#### **II.3.1. Liaison des fondations**

On doit réaliser des longrines pour lier les têtes de fondations pour un ancrage supérieur à 0,50 m. Si les semelles de fondations sont situées à moins de 0,50 m, le rôle des longrines est alors assuré par un chaînage bas des murs.

##### **❖ Procédure**

- ✓ Découper le parquet et /ou le dallage.
- ✓ Creuser une tranchée sous la future longrine au niveau des fondations.
- ✓ Percer les fondations à l'emplacement des armatures de liaisons.
- ✓ Mettre le ferrailage de la longrine.
- ✓ Sceller les armatures de la longrine dans les fondations.
- ✓ Coffrer la longrine.
- ✓ Couler le béton de la longrine jusqu'au niveau supérieur de la longrine.

##### **❖ Dimensionnement minimal de la longrine**

Les longrines, ou chaînages de fondations, doivent être de dimensions courantes :

1. Section minimale de coffrage des longrines : 20 cm × 20 cm.
2. Section minimales des armatures longitudinales : 1.25% de la section de béton. Ou quatre HA 1/2
3. Section des armatures transversales et leurs espacements : HA1/4 ou HA3/8 tous les 10 à 15 cm.
4. Recouvrement minimal des barres longitudinales : 60 diamètres

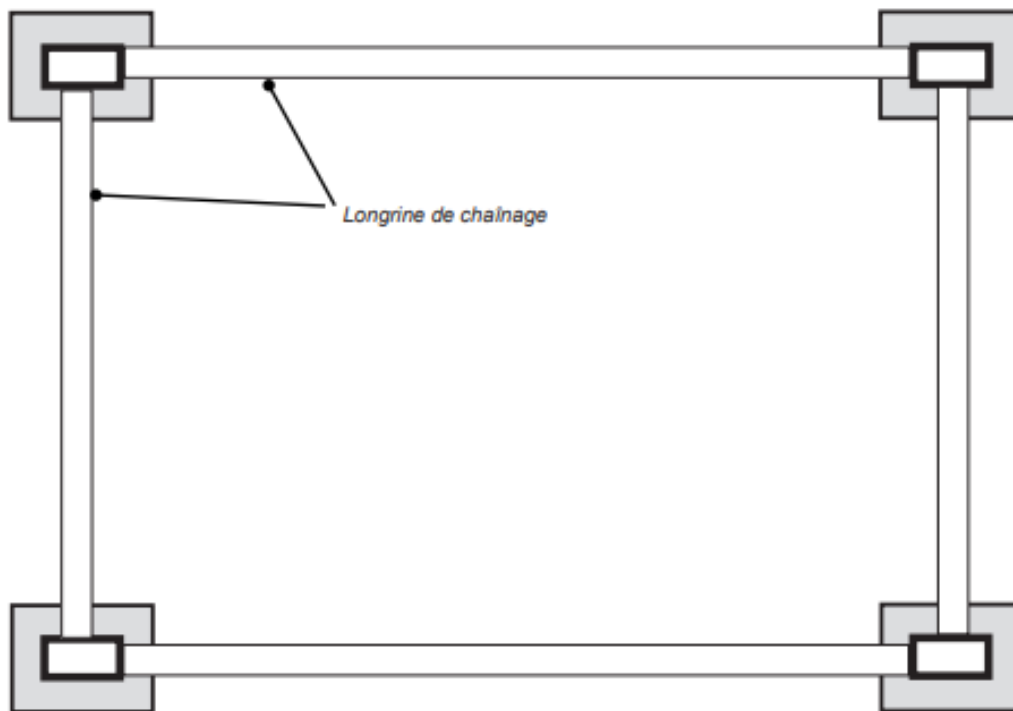


Figure II.6: Liaisons des fondations.

### II.3.2. Renforcement des liaisons d'un plancher poutrelles blocs de béton existant (dalle en corps creux)

La dalle est constituée de poutrelles en béton armé régulièrement espacées avec des corps creux (blocs de béton creux) entre les poutrelles et une chape de béton de 5cm minimum. Il s'agit d'améliorer la transmission des efforts horizontaux à la structure par la mise en place de liaisons de ce plancher avec les contreventements ainsi que l'ajout d'une chape de répartition de 5 cm.

Soit il faut alors recréer un chaînage, soit utiliser le chaînage existant.

#### ❖ Mise en œuvre pratique

1)- Préparation : Dégager ces corps creux en dégarnissant le plancher de son revêtement et de la chape. A l'interface avec le mur, dans le sens transversal, détruire le dernier bloc de béton de chaque trame. Réaliser les trous de scellement dans le chaînage sur tout le pourtour du plancher et sceller les armatures de liaison. Boucher les alvéoles des corps creux en rive de plancher (sens transversal). Coffrer les rives dégagées. Mettre en place le ferrailage de la dalle.

2)- Coulage et finitions : Couler la dalle de répartition et les extrémités de plancher. Après séchage, enlever les étais et procéder aux finitions.

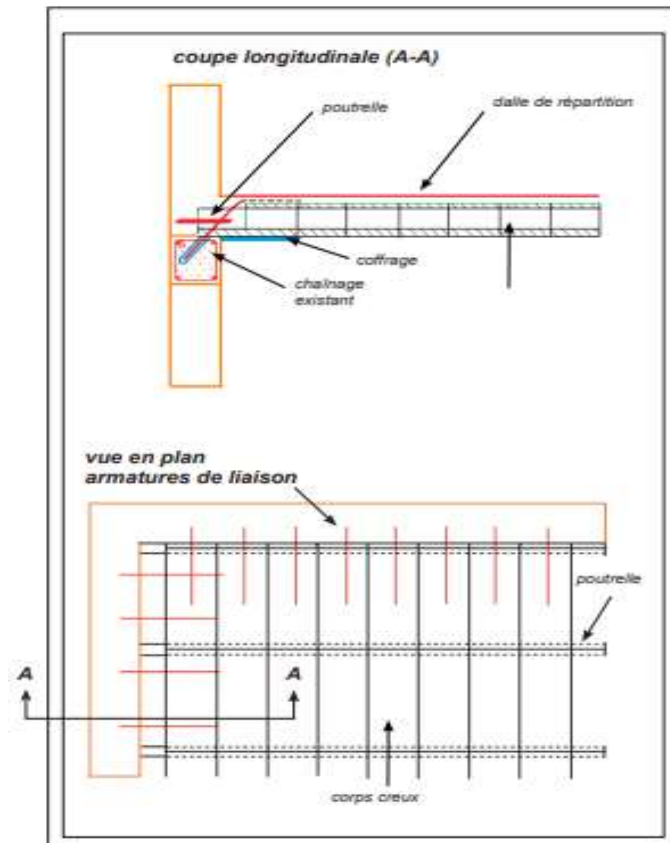


Figure II.7: Renforcement dans le cas d'un plancher poutrelles-blocs de béton avec Chaînage existant.

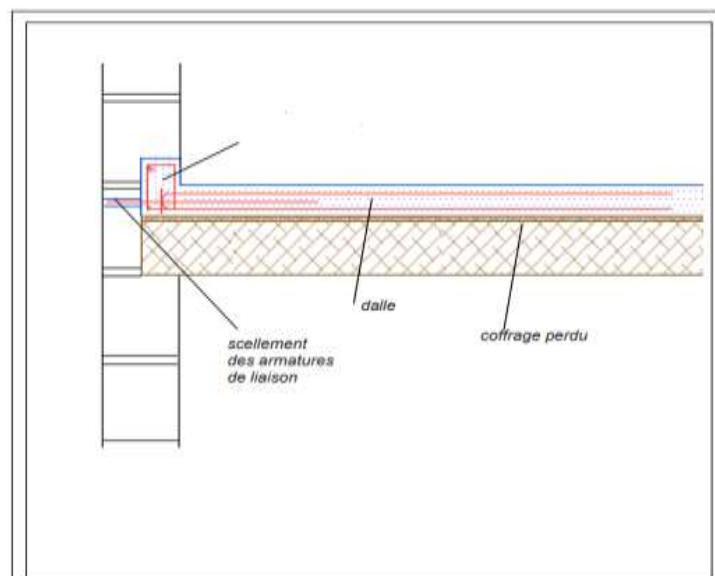


Figure II.8: Renforcement dans le cas d'un plancher poutrelles-blocs de béton avec Création d'un chaînage.

### II.3.3. Renforcement par ajout de chaînages

#### ❖ Positionnement des chaînages

On distingue : les chaînages périphériques, situés à la périphérie du bâtiment et les chaînages intérieurs disposés à l'intérieur du bâtiment. Il est rappelé les prescriptions

suivantes qui relèvent des règles de l'art : les chaînages horizontaux sont liaisonnés aux chaînages verticaux en leurs points de croisement, les chaînages périphériques sont rendus continus dans leurs angles, par recouvrement des armatures, les chaînages intérieurs sont prolongés jusqu'aux chaînages périphériques, dans lesquels ils sont ancrés.

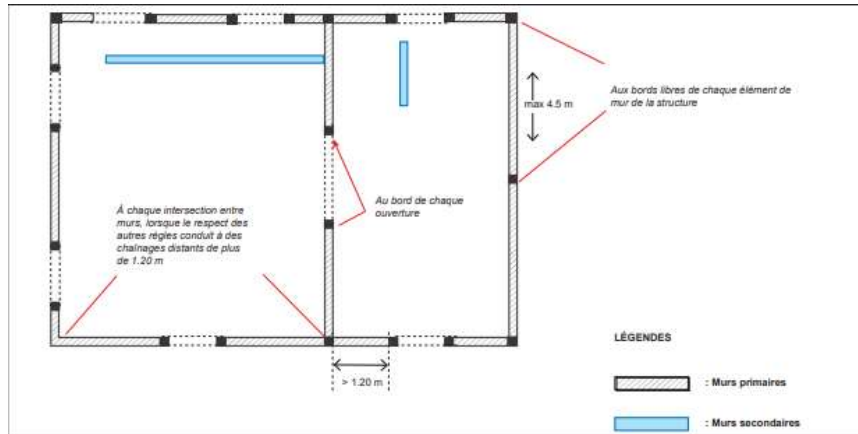


Figure II.9: Positionnement des chaînages verticaux, vue en plan.

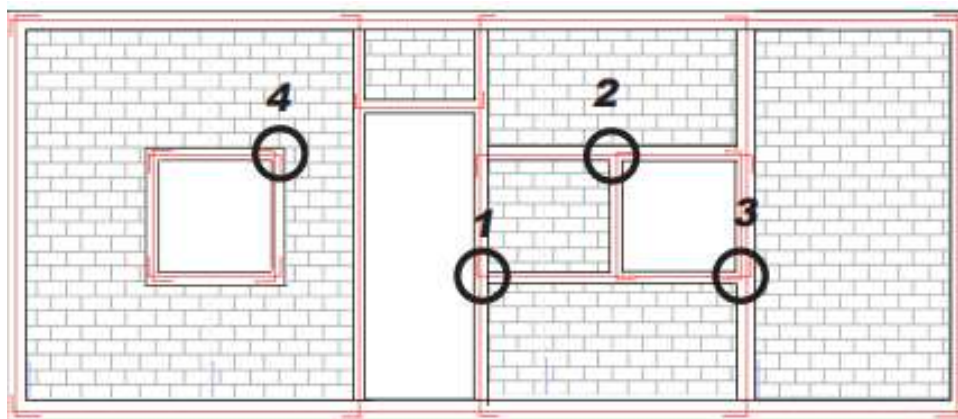


Figure II.10: Positionnement des chaînages verticaux, vue en élévation.

### ❖ Dimensionnement des chaînages

Les chaînages horizontaux, verticaux et d'ouvertures doivent être liés entre eux et couturés aux éléments de maçonnerie existants par des épingles de 30 cm de longueur, repliées de 10 cm à une extrémité, en aciers de diamètre HA6 (1/4), dans chaque lit de maçonnerie existante, et ceci tous les 20 cm.

Dimensionnement courant des chaînages horizontaux et verticaux :

- ✓ Section droite du béton des chaînages : au moins un carré de 15 x 15 cm.
- ✓ Section des armatures de chaînage en acier : # 3 ou # 4. Pour tous les chaînages horizontaux en béton armé, la section minimale d'acier est de 3 cm<sup>2</sup>.
- ✓ Section des cadres et leurs espacements : # 2 tous les 10 cm.

- ✓ Règle de recouvrement des aciers : 60 diamètres soit 60 cm pour des barres HA10 (3/8) et 72 cm pour des barres HA12 (1/2)

#### II.3.4. Chaînages verticaux

##### ❖ Solution n° 1

Il convient de placer les chaînages verticaux aux bords libres de chaque élément de mur de la structure : si nécessaire à l'intérieur du mur pour que l'espacement entre les chaînages ne dépasse pas 4.5 m et à chaque intersection entre les murs de la structure, lorsque les chaînages sont distants de plus de 1,20 m. Les chaînages verticaux sont armés par 4 barres filantes HA10 (3/8) pour les maisons à simple rez-de-chaussée (R+0) et 4 HA12 (1/2) pour celles d'un étage (R+1). Dans tous les cas, les 4 barres filantes sont maintenues par des cadres HA6 (1/4) espacés de 10 cm. Des coutures par des épingles en aciers HA6 (1/4), recourbées de 10 cm à une extrémité, seront mises en place entre les murs existants et les chaînages, tous les 20 cm et à chaque joint de lit de la maçonnerie existante

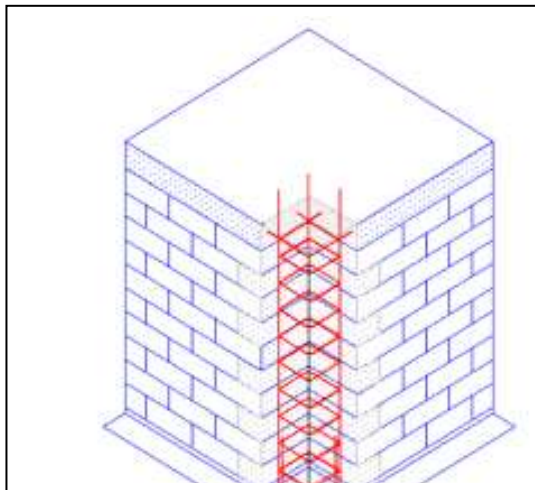


Figure II.11: chainage vertical vue en 3D.

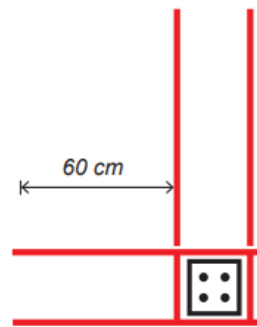


Figure II.12: chainage vertical.

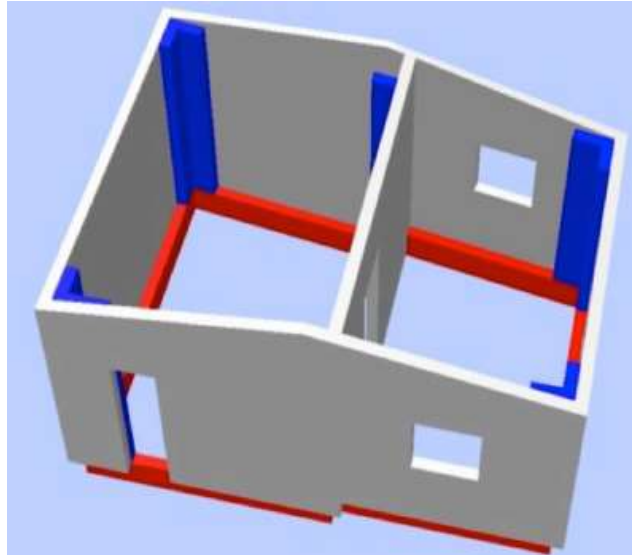


Figure II.13: exemple de renforcement par chaînage verticaux(en bleu).



Figure II.14: manque de chaînage.



Figure II.15: Exemple de chaînages Verticaux réalisé.

### ❖ Solution n° 2

Il est aussi possible de créer une meilleure connexion entre les murs de façon à assurer cette fonction de chaînage vertical.

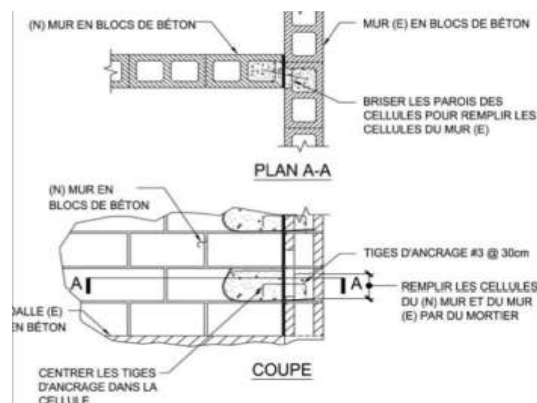


Figure II.16: Connexions renforcées aux angles.

**II.3.5. Chaînages horizontaux**

Les chaînages horizontaux doivent être placés dans le plan du mur, au niveau de chaque plancher, au niveau du couronnement des combles, au niveau des fondations, et au niveau de l'appui d'une charpente en tête de mur, lorsqu'il n'y a pas de plancher à ce niveau. En aucun cas, leur espacement vertical ne doit être supérieur à 3 m. Des coutures par des épingles en aciers HA6 (1/4), recourbées de 10 cm à une extrémité, seront mises en place entre les murs existants et les chaînages tous les 20 cm et à chaque joint de lit de la maçonnerie existante.

Un chaînage horizontal périphérique continu d'un minimum de 3 cm<sup>2</sup> soit 4 HA10 (3/8) doit exister au niveau de chaque plancher. Un chaînage horizontal d'un minimum de 1,5 cm<sup>2</sup> d'acier soit 2 HA10 (3/8) doit exister à chaque intersection d'un panneau de contreventement avec le planche.



Figure II.17: Un manque de chaînage bas Horizontal.

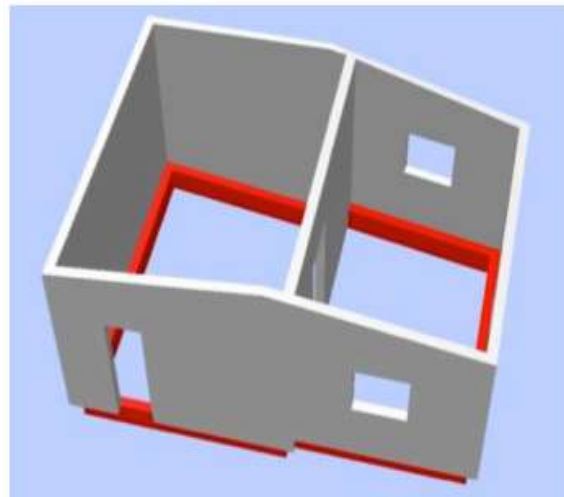


Figure II.18: Mise en place d'un chaînage intérieur horizontal (en rouge).



Figure II.19: Mise en place d'un chaînage supérieur Horizontal.

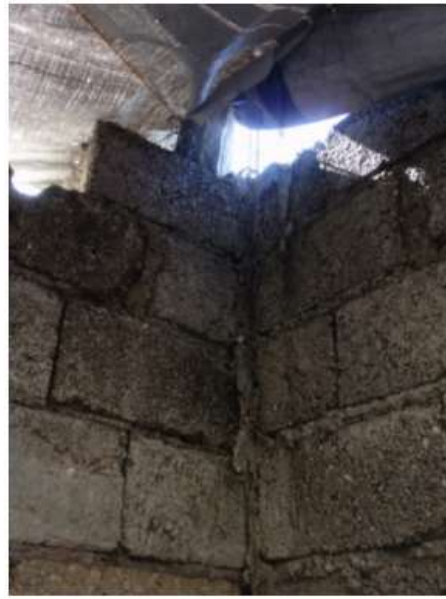


Figure II.20: Un manque de chaînage horizontal.

#### II.3.6. Chaînage d'ouvertures

L'encadrement a seulement un rôle de solidarisation des blocs. On peut alors exécuter l'encadrement en une seule fois :

1. Préparer le ferrailage au complet.
2. Élargir l'ouverture de 10 cm sur son périmètre.
3. Placer les armatures.
4. Coffrer et couler le béton

Pour assurer une bonne liaison en partie supérieure, boucher éventuellement l'espace entre le linteau et la maçonnerie avec du mortier après que le béton a effectué son retrait.

- ✓ Section droite du béton des chaînages : au moins un rectangle de 15 x 10 cm.
- ✓ Section des armatures de chaînage en acier : 2 HA6 (1/4) mine.
- ✓ Section des épingles et leurs espacements : HA6 (1/4) tous les 15 cm.



Figure II.21: Ferrailage d'un chaînage d'ouverture supérieure.

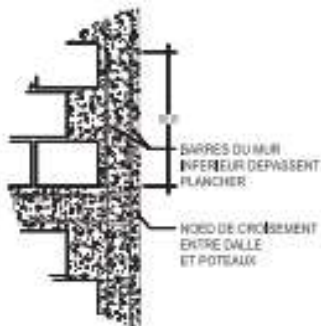


Figure II.22: chaînage mur.

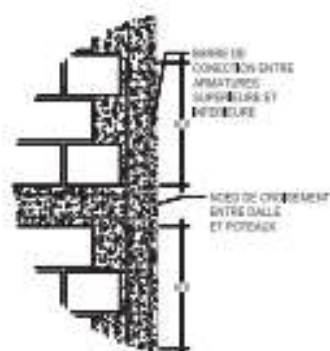


Figure II.23: Chaînage colonne.

### ❖ Renforcement par ajout ou renforcement de murs de contreventement

Les murs de contreventement sont des éléments structuraux qui résistent aux efforts latéraux, on les appelle des éléments primaires. Il faut éviter le plus possible les ouvertures dans un mur de contreventement. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des sections des panneaux de contreventement.

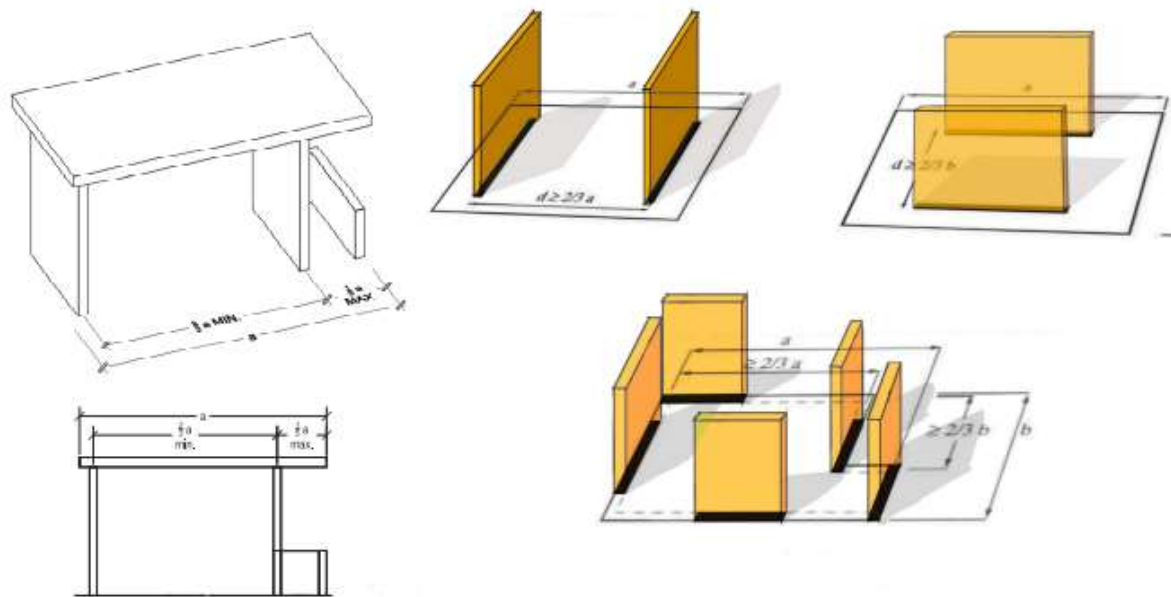


Figure II.24: Mode de disposition des panneaux de contreventement.

#### ❖ Le renforcement par ajout de murs de contreventement en voiles béton

Il s'agit d'ajouter des voiles en béton armé à tout bâtiment insuffisamment contreventé. Cette technique fonctionne par la reprise des efforts horizontaux, l'augmentation de la raideur d'ensemble du bâtiment et la diminution de l'effet de torsion. Cependant les défauts de cette méthode sont de modifier les espaces intérieurs; de reporter les charges sur les zones plus faibles et de risquer de créer des irrégularités en élévation. C'est de plus une intervention lourde dans un bâtiment. Les effets de surcharge, notamment sur les fondations, doivent être pris en compte. Les liaisons avec la structure existante doivent être très soignées. Il faut sceller des barres de liaison, régulièrement espacées, dans la structure existante et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts, en traitant au mortier sans retrait les interfaces entre nouvelle et ancienne structure.

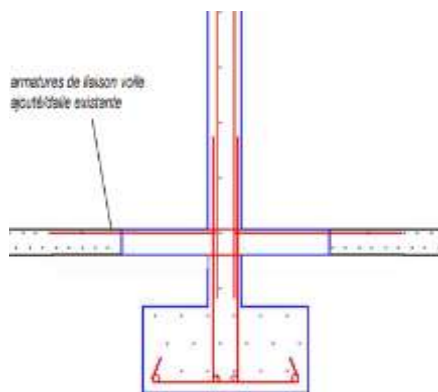


Figure II.25: Ajout d'un mur de Contreventement, détail.

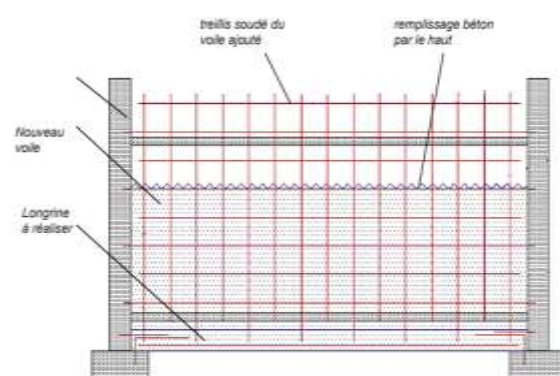


Figure II.26: Ajout d'un mur de Contreventement (élévation).

### ❖ Contreventement par renforcement d'un mur par treillis ou lit d'armatures

Les treillis sont fixés sur l'élément à renforcer. Cette méthode est utilisée pour les poutres des structures poteaux-poutres (à portiques) et pour les murs de tous les bâtiments. Elle

Fonctionne par l'augmentation de la résistance de cette structure en flexion dans le sens longitudinal et au cisaillement dans le sens transversal. Un enduit ciment est ensuite projeté sur le treillis ou le lit d'armatures.

Le treillis doit être constitué d'une armature ayant pour section minimale #2 barre d'acier à 15 cm (horizontale et vertical).

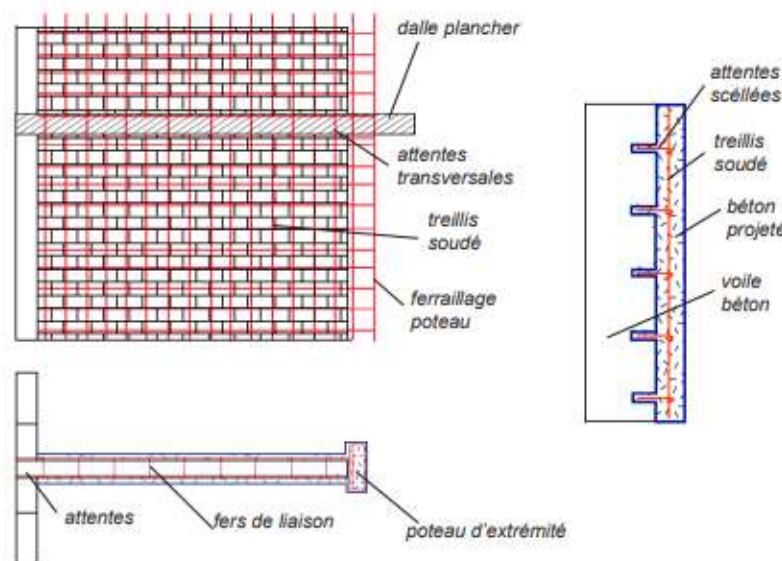


Figure II.27: Renforcement d'un mur par treillis : élévation, coupe, plan.

### ❖ Contreventement par remplissage d'un portique en voile de béton armé :

Cette solution est utilisée pour les poutres des structures poteaux-poutres (à portiques). Cette technique fonctionne par la reprise des efforts horizontaux, l'augmentation de la raideur d'ensemble du bâtiment et la diminution de l'effet de torsion. C'est une intervention lourde dans le bâtiment qui doit être prise en compte notamment par ses effets sur les fondations. Le remplissage par voile en béton armé peut être éventuellement appliqué aussi au bouchage d'ouvertures afin de donner une fonction de contreventement à un mur, de façade par exemple. Méthode : sceller les armatures de continuité et les barres de liaison. Mettre en place le ferrailage du voile (treillis soudé). Coffrer en laissant suffisamment de place pour couler le béton. Couler le béton et vibrer par l'extérieur. Veiller à assurer la meilleure liaison possible entre la poutre et le voile.

Ces panneaux ou «voiles» doivent présenter une épaisseur de 15 cm et une longueur minimale  $L_{min} \geq \max(4e ; 0,40h)$  avec  $e$  = épaisseur du panneau et  $h$  = hauteur de l'étage. Si

cette condition de longueur minimale n'est pas respectée, l'élément est considéré comme une colonne.

Ils doivent disposer d'une armature ayant pour section minimale barre d'acier #4 à 75 cm (horizontale et verticale).

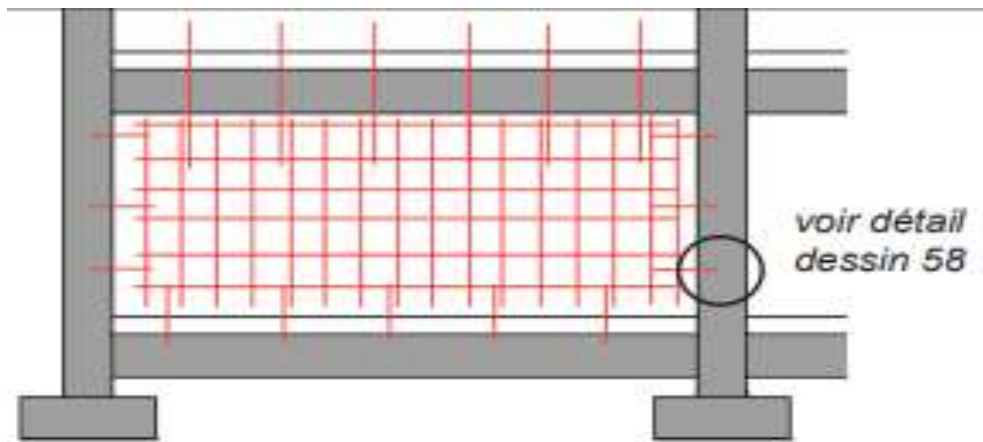


Figure II.28: Mise en place du treillis, élévation.

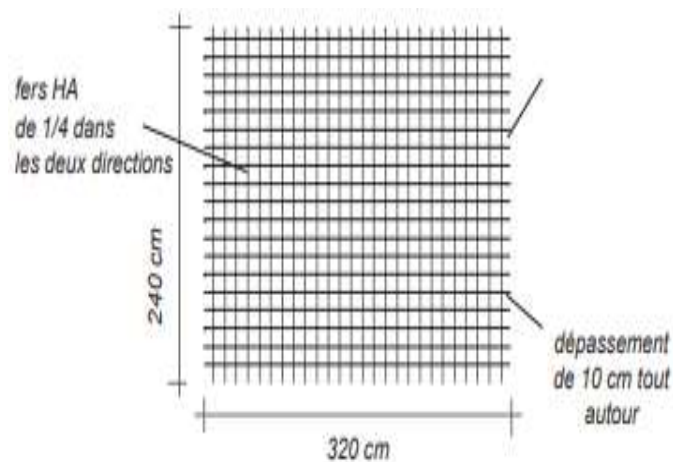


Figure II.29: Exemple de treillis soudé, élévation.

### ❖ Remplissage d'ouvertures

Lorsque les ouvertures ne sont pas alignées ou si elles ne sont pas indispensables, on peut remédier à cela en remplissant certaines ouvertures.

## ❖ Remplissages par blocs de béton

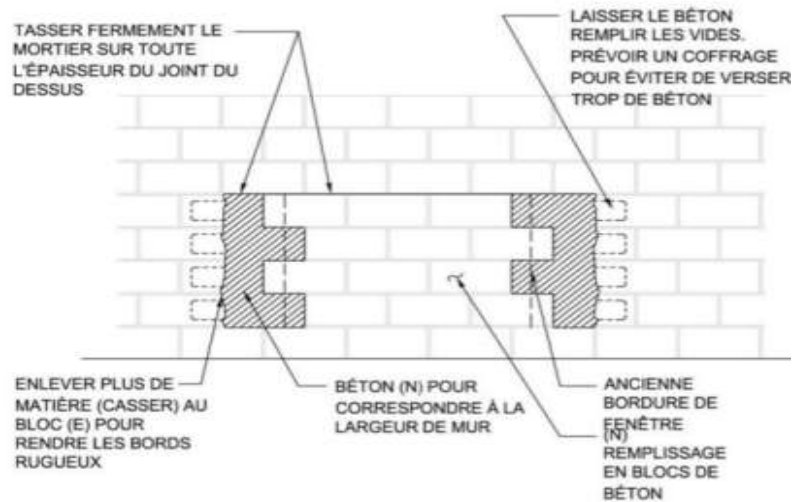


Figure II.30: Remplissage d'ouvertures par blocs, élévation.

## ❖ Remplissages par claustras de béton

Ces claustras, posés avec des armatures reliées aux murs existants, résistent au cyclone, laissent passer la lumière et participent à la sécurité et à l'étanchéité de la maison.

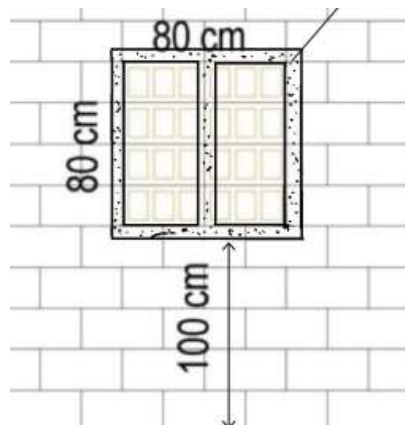


Figure II.31: Remplissage d'une fenêtre par des claustras.

## ❖ Renforcements de balcons, d'encorbellements ou d'auvents :

Il est possible soit de renforcer ces parties comme décrits ci-dessous, soit d'en réduire la portée, soit de les démolir. Ces dispositions de renforcement sont générales, elles peuvent être utilisées pour tout renforcement nécessaire de balcon, d'auvent ou d'encorbellement [10]

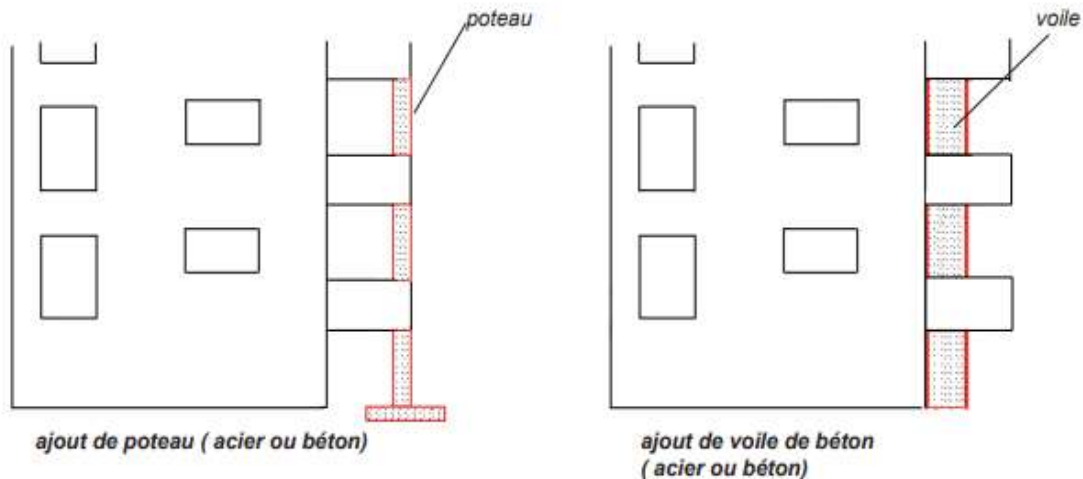


Figure II.32: Renforcement de balcons, d'encorbellements ou d'auvents.

### ❖ Les murs de soutènement

On distingue plusieurs types de murs de soutènement : ils peuvent être en maçonnerie de moellons, en voile de béton armé ou mixte en maçonnerie de moellons et chaînages en béton armé. Le mur de soutènement devra être convenablement drainé.

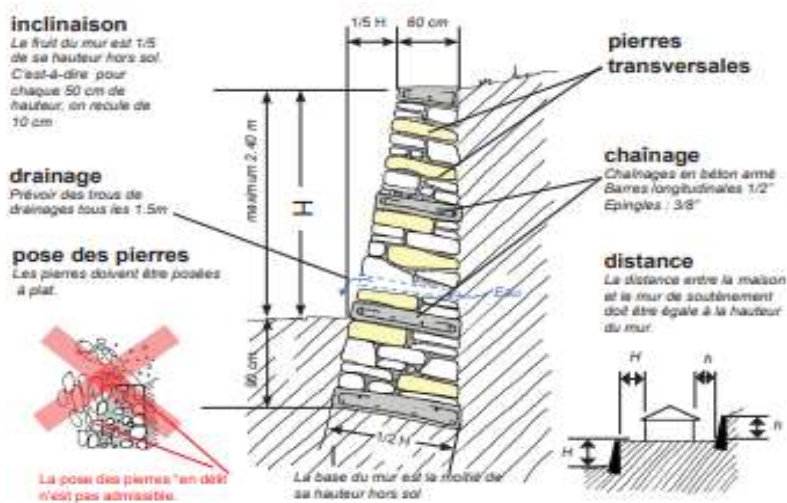


Figure II.33: Mur de soutènement mixte.

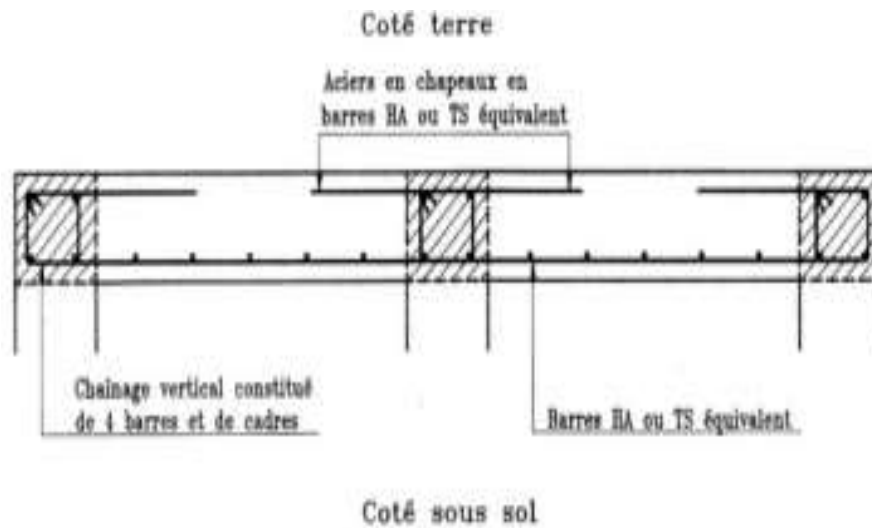


Figure II.34: Coupe horizontale sur un mur de soutènement en béton armé.

# ***Chapitre III : Techniques de renforcement***

**III.1. Stratégie**

Le renforcement d'un bâtiment peut être envisagé à trois niveaux : le renforcement isolé d'un bâtiment particulier, le renforcement d'un groupe de bâtiments (quartier, parc immobilier privé) et le renforcement à un niveau global.

Le coût des travaux de renforcement se varie selon le choix de technique voulant adopter. Le coût de l'intervention est élevé lorsque l'ensemble est occupé. préférentiellement l'adaptations techniques légères ou pouvant être opérées ponctuellement et échelonnées dans le temps.

Enfin certaines techniques peuvent être plus avantageuses pour les grandes opérations, alors que d'autres le sont pour des interventions ponctuelles.

Le budget renforcement et les délais, sont des données axiales pour définir, ou opter pour une stratégie de renforcement, selon l'importance du bâtiment

Le cas des immobile vétustes ou à faible résistance sismique il est inutile de chercher à le renforcer, mais le détruit et reconstruire un nouveau conformément aux normes requises

**III.1.1. Les choix recommandés****❖ Amélioration de la régularité du bâtiment**

Il y a des cas où les bâtiments sont jugés vulnérables en raison de leur forme ou de la distribution des contreventements, le cas des bâtiments au sol translucides ou existants, un écart de masse excessif. Avant d'envisager un renforcement local devrait essayer de réduire cette faiblesse générale

D'autre part, une meilleure répartition de l'entretoise entraîne une diminution de la torsion ou de la répartition des forces et, par conséquent, réduit le taux de contrainte des éléments structurels et, pour cette raison, il est très important d'étudier attentivement les possibilités d'améliorer la régularité des bâtiments

**❖ Limitation des masses**

Une solution pour réduire les contraintes sismique dynamique consiste à limiter la masse des bâtiments ce résultat peut être obtenu en limite les plancher mais les restrictions d'utilisation que cela implique ne sont généralement pas acceptées si l'on peut réduire la masse de bâtiment. il se peut que le renforcement ne se justifie plus.

Elle peut parfois être réduite en diminuant la charge d'exploitation et en allégeant la structure : suppression de cloisons lourdes ou allègement de planchers non structuraux) par exemple. Il est aussi parfois possible de réduire la masse des toitures ou des terrasses. Cependant, dans de nombreux cas, les opérations de réhabilitation et de renforcement ont

tendance à alourdir la structure, simplement parce que des éléments ont été ajoutés pour améliorer la résistance du bâtiment.

❖ **Isolation parasismique**

L'avantage de l'isolation sismique Cette technique consiste à isoler le bâtiment du sol sur lequel il repose en y ajoutant des éléments amortisseurs. Cette technique de renforcement vise à protéger la vie humaine et le bâtiment avec tous ces éléments. é cette technique est réservée à des cas très exceptionnels (par exemple des bâtiments situés dans des zones de forte sismicité).

❖ **Rendre le bâtiment non fragile**

Rupture La fragilité mesure l'état d'un élément ou d'une structure qui échoue brusquement avec peu de dissipation de puissance. La fragilité d'un élément particulier est due soit à son matériau, soit à sa conception. Certains matériaux ont un grand champ plastique (ils sont ductiles), comme l'acier, tandis que d'autres ont un champ plastique limité (ils sont fragiles).

Certaines techniques de maintien des pièces peuvent affaiblir l'assemblage La fragilité est la cause de la ruine précoce et empêche toute évacuation du bâtiment en bon état.

❖ **Améliorer la ductilité des zones critiques**

La ductilité de l'élément est caractérisée par sa capacité à résister à des déformations importantes. Il est possible d'améliorer la ductilité de flexion de certains éléments sans augmenter leur résistance. Par exemple, en confinant un élément de béton armé avec un matériau ayant une limite élastique élevée (ou même fragile), il peut résister à des déplacements beaucoup plus importants qu'il ne peut le faire seul. Ce type de renforcement local est principalement utilisé pour renforcer les poutres, les poteaux ou les murs

### **III.2. Considération générale**

Compte tenu des différentes possibilités évoquées ci-dessus l'élaboration d'une stratégie de renforcement permet de définir l'action à entreprendre. Le choix d'une stratégie par le maître d'ouvrage est lié au contexte dans lequel il entreprend un tel renforcement tels que

- ✓ Amélioration du comportement d'ensemble.
- ✓ Amélioration de la capacité de la structure à résister au séisme.

❖ **Une stratégie est représentée par le chemin**

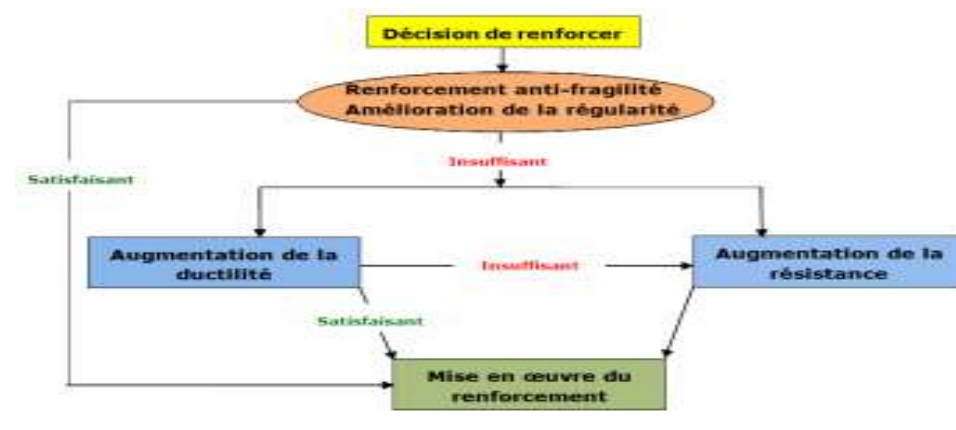


Figure III.1: Choix d'une stratégie de renforcement.

### III.2.1. Introduction

Il faut cumuler toutes les actions le long du chemin pour définir la stratégie complète, la suffisance est déterminée par le niveau de renforcement à atteindre. il serait réducteur de comprendre le terme satisfaisant comme simplement « donnant un niveau de sécurité satisfaisant », car il faut préciser par rapport à quels critères ce niveau est satisfaisant : séisme « réglementaire », budget, délai, objectifs, etc.

On note l'importance de la stratégie « de premier niveau » (renforcement anti fragilité et amélioration de la régularité), qui est mise en œuvre dans tous les cas, et complétée le cas échéant par des dispositions de second niveau (amélioration de la résistance et /ou la ductilités ). En outre, il ne faudrait pas voir l'élaboration d'une stratégie comme un processus linéaire. Les actions proposées ne sont pas des étapes successives, mais un recensement des types de renforcement à envisager. Ainsi par exemple, si la stratégie de premier niveau est insuffisante, on peut essayer d'augmenter les ductilités mais dans de nombreux cas, il faut prendre des mesures visant tous les objectifs à la fois.[12]

### III.2.2. Adaptation au bâtiment

Pour limiter le risque de perturbations locales, le décideur a guidé le choix de techniques particulières en fonction : de contraintes architecturales, de contraintes d'exploitation.

#### ❖ La contrainte architecturale

Certains renforts sont visibles de l'extérieur, comme les structures métalliques extérieures ou l'ajout de panneaux de contreventement. Le traitement architectural astucieux peut les rendre acceptables. Les renforts réalisés à l'intérieur (remplissage du portique,

contreventement transversal) sont souvent plus discrets mais aboutissent à une mise en œuvre qui peut être délicate.

❖ **Contraintes d'exploitation**

Elles dépendent de l'utilisation du bâtiment renforcé. Certaines mesures ont un impact direct sur la façon dont un bâtiment peut être utilisé. Par exemple, si la masse participante en cas de séisme a été réduite, des spécifications strictes doivent être respectées pour éviter le risque de surcharge

❖ **Favoriser un comportement harmonieux de la structure**

L'expérience de l'ingénieur est nécessaire pour atteindre cet objectif dans chaque cas pratique. Les principes de base sont :

- ✓ éviter les armatures dont les conséquences auraient une incidence négative sur le comportement global de la structure (concentration des contraintes, report des charges, déformations inhibées ou incompatibles), Promouvoir autant que possible un système constructif homogène permettant une bonne redistribution des efforts (robustesse, hyper staticité)

**III.2.3. Le choix d'une Solution**

Planification de projet se fait par le choix de la nature des renforts et les types des matériaux, le choix de renforcement dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ Le choix de la technique de et du niveau de renforcement, il s'agit de prendre en considération le coût de renforcement de la structure doit être évalué
- ✓ Changements dans le comportement d'un bâtiment (fonctionnalité et esthétique) de certaines structures, il peut être difficile de choisir un renfort qui améliorera leur comportement sismique, de sorte qu'il peut réduire le temps requis pour les travaux
- ✓ Le comportement d'un bâtiment existant et la faisabilité des travaux, l'état des travaux, l'état de ces éléments est important pour prendre le choix des utilisations de la méthode, l'espace disponible pour considérer l'ajout de la structure supplémentaire, Cette étape conduit à la validation des analyses qualitatives de l'avant-projet

**III.3. Les méthodes de renforcement**

Les techniques de renforcement utilisées dans la réparation de l'élément structurel, consiste à ajouter des éléments additionnels pour améliorer les caractéristiques, il y a plusieurs techniques de renforcement :

- ✓ Renforcement par ajout de nouveaux éléments de construction verticaux et horizontaux : chainage...
- ✓ Amélioration de la résistance de section des éléments structuraux (ajoute des sections transversales pour améliorer la résistance à la traction)
- ✓ Renforcement par précontrainte)
- ✓ Réparation (injection de fissures)

### **III.3.1. Chemisage en béton armé**

Le chemisage en béton a entraîné une augmentation de la section transversale de la colonne par la mise en œuvre d'une armature supplémentaire à l'élément existant et d'un nouveau béton,

Cette technique s'applique sur les périmètres des poteaux selon les exigences suivantes:

- ✓ Augmentation de la portance
- ✓ Augmentation de la résistance à la flexion et au cisaillement
- ✓ Augmentation de la capacité de déformation
- ✓ Amélioration de la résistance des joints de chevauchement défectueux

La préparation de la surface de l'élément en béton est nécessaire pour effectuer le déboursement dans le béton pour améliorer la transmission des contraintes pour traiter les surfaces, s'il s'agit d'un renforcement avec des armatures, ce renfort doit être installé et bétonné par écoulement ou pompage.

Dans le cas de chemisage béton arme il y a des cas où il ne peut pas être fait béton armé complet, doit être réalisé autre méthode : renforcement par des plaques de métal ou l'épaississement de l'élément de béton sur deux côtés opposés.



Figure III.2: Chemisage par béton armé.

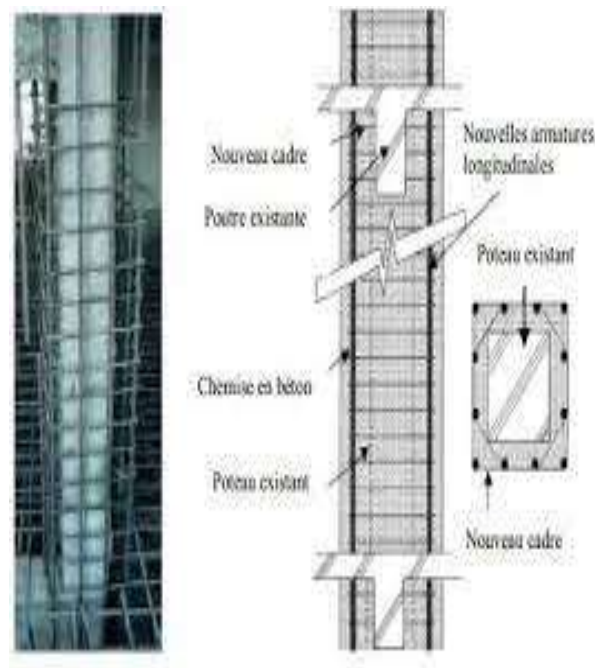


Figure III.3: exemple de chemisage d'un poteau.

❖ **Avantages et inconvénients du chemisage en béton armé**

| Avantages                                              | Inconvénients                                                                                                    |
|--------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Main-d'œuvre non qualifiée                             | Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.                                            |
| Technique peu couteuse de fait des matériaux utilisent | Les éléments sont moins volumineux et esthétique.                                                                |
|                                                        | Nécessité de mettre hors service le travail à renforcer pendant la durée du travail qui est généralement longue. |
|                                                        | Transport des matériaux.                                                                                         |
|                                                        | Souvent difficile à mettre en œuvre.                                                                             |

**III.3.2. Chemisage en acier**

C'est la technique la plus utile pour augmenter la résistance sismique des poteaux de la section déférente, rectangulaire ou circulaire.

Cette technique est couteuse et exigeante en main-d'œuvre. les revêtements en acier peuvent être utilisés dans les installations industrielles, dans le cas des bâtiments il y a plusieurs types de poteaux à renforcer, cette technique est trop couteuse.

Dans la doublure en acier des sections rectangulaires est faite par la doublure rectangulaire ou elliptique, Cependant, les résultats de la recherche ont montré que les

chemises rectangulaires sont moins efficaces que les chemises elliptiques. Des doublures rectangulaires en acier pour renforcer les poteaux rectangulaires améliorent également la résistance et la ductilité des poteaux.

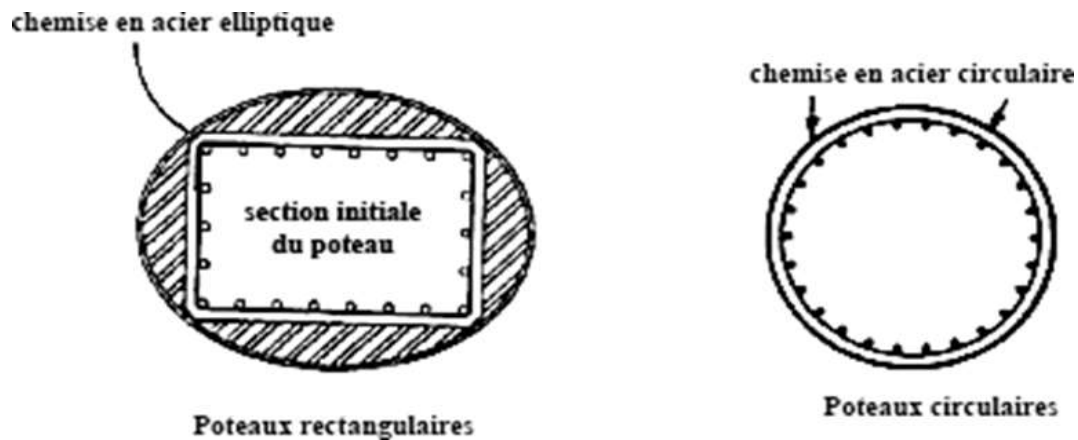


Figure III.4: Chemisage en acier.

### III.3.3. Ajout des voiles

Les éléments latéraux sont appelés éléments de base. Il faut éviter autant que possible les ouvertures dans le mur de contreventement. Le bâtiment doit avoir une configuration largement symétrique par rapport aux sections de la plaque de support.

Cela comprend l'ajout de murs en béton armé à tout bâtiment qui n'est pas suffisamment renforcé. Cette technologie fonctionne en prenant des forces horizontales, augmentant la rigidité globale du bâtiment et diminuant l'effet de torsion. Cependant, les inconvénients de cette méthode sont la modification des espaces intérieurs; Déplacer les charges à des zones plus faibles et risque de créer des irrégularités de hauteur. En outre, il s'agit d'une forte interférence dans un bâtiment. Les effets de la surcharge, en particulier sur l'échouement, doivent être pris en compte. Les connexions avec la structure existante doivent être très propres. Il est nécessaire de fermer les bielles, espacées régulièrement, dans la structure existante.

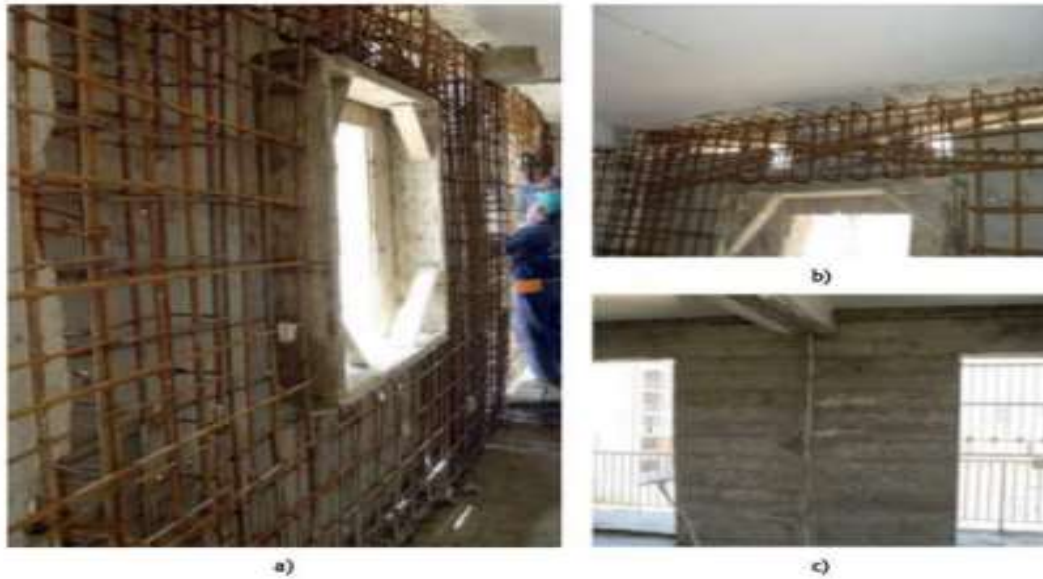


Figure III.5: a)- nouveau voile en façade ;b)- ferrailage linteau ;c)-voile fini ; Boumerdès ,2003.

#### III.3.4. Béton projeté

Cette technique est également une solution idéale pour la réparation ou renforcement des structures

Le béton projeté est un mélange constitué des granulats eau, ciment et parfois des adjuvants.il est Transporte dans un tuyau accélère par un jet d'air comprimé souffle dans un tuyau et dans un mur. Cette technique de réparation était couramment utilisée parce qu'elle était particulièrement adaptée à la réparation de voûtes et de tunnels ou de murs en béton armé



Figure III.6: Béton projeté.

Les étapes importantes avant la pulvérisation du béton sont la préparation du support (sablage, brossage des armatures, etc.), le placement et l'ancrage des armatures ajoutées et enfin l'installation du coffrage

Il existe deux techniques de projection, qui se distinguent essentiellement par le moment de l'introduction de l'eau de mélange

- ✓ Technique par voie sèche: introduction lors de la pulvérisation du béton
- ✓ Technique par voie mouillée : introduction lors du mélange dans une usine à béton.

La différence entre les deux techniques est liée à la façon dont les eaux usées de béton sont introduites pendant la fabrication du béton ou pendant l'application du béton

✓ **Technique par voie sèche**

Dans le cas du béton coule a sec le mélange sec (agréats, ciments et éventuellement accélérateurs et adjuvants) fabrique dans un sas ou une machine a rotor est propulse par de l'aire comprime le long d'un tuyau vers la lance de pulvérisation .l'eau arrive séparément a la lance en qualité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange juste au moment de la projection sur le mur.

• **Domaines d'utilisations**

Travaux de réparation et de renforcement (forte résistance, grande adhérence et retrait réduit Rejointoiement des murs en maçonnerie à joint large (faible débit et grande adhérence)

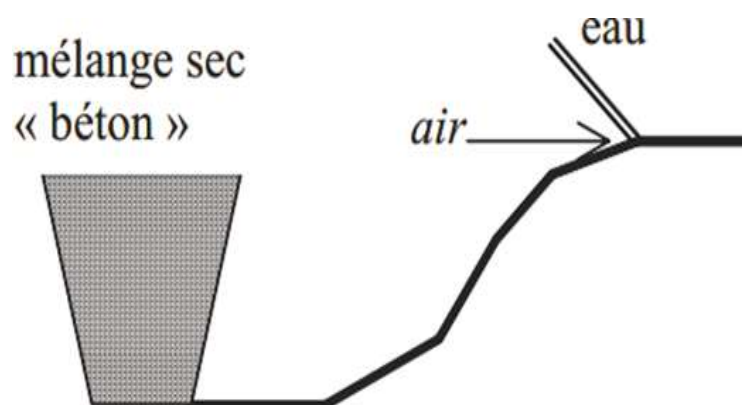


Figure III.7: projection à voie sèche.

✓ **Technique par voie mouillée**

Le béton mouillé est fabriqué et pétri dans une centrale électrique et stocké dans une trémie. Il est ensuite pompé à la lance de projection. La projection est assurée par l'air comprimé éventuellement associé à des additifs liquides. La vitesse de transport et de projection est inférieure à 1m/s, notamment plus faible

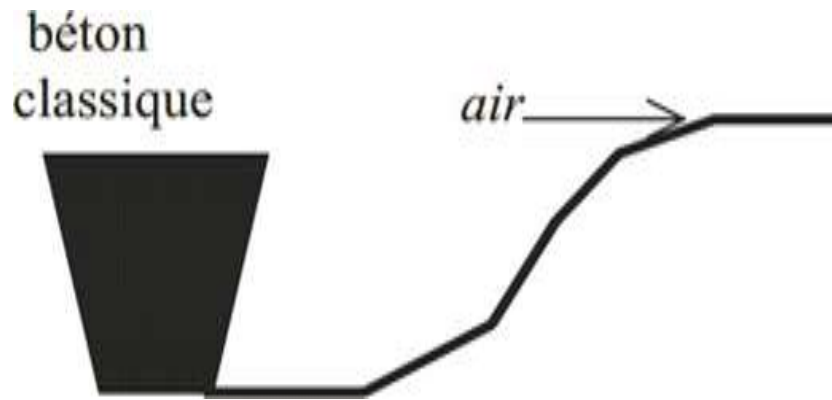


Figure III.8: Technique par voie mouillée.



Figure III.9: Opérateur de projection en voie mouillée.

### ❖ Gainage

Il s'agit d'une technique qui consiste à augmenter la résistance à la compression d'un poteau en le revêtant de béton ou d'acier.

Cette technique vise d'abord à restituer au pôle sa résistance initiale (résistance à la compression, homogénéité, résistance à la force de coupe, etc.)

Leur objectif d'augmenter la résistance de l'élément structurel et de renforcer et aussi de protéger le béton contre les intempéries.

#### ✓ Le gainage métallique

Cette technique est utilisée dans le cas de l'enrobage, avec des coffrages métalliques renforcés par des corniers en forme de L et des fers plats.

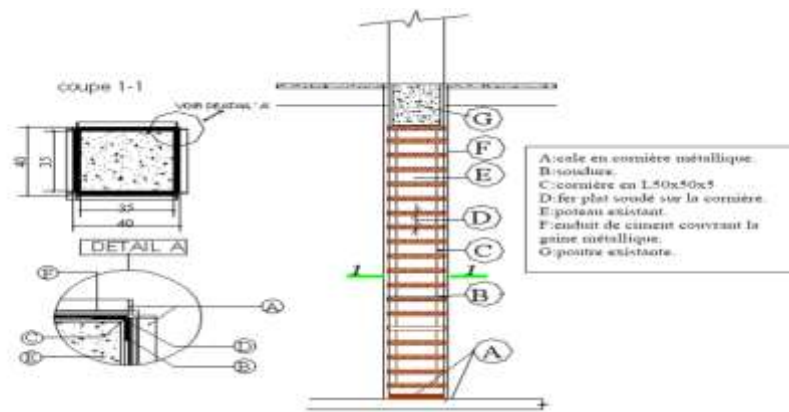


Figure III.10: Le gainage métallique est ensuite recouvert d'un enduit au ciment.

✓ **Gainage en béton armé**

Dans ce cas la gaine est réalisée en béton armé avec un ferrailage approprié et une granulométrie étudiée.[13]

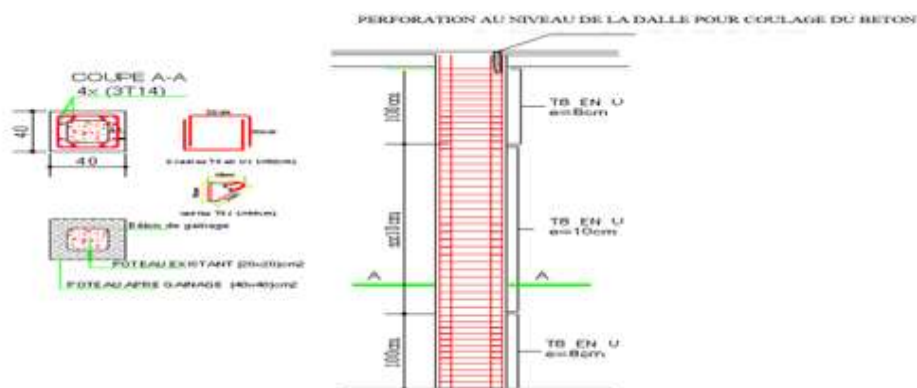


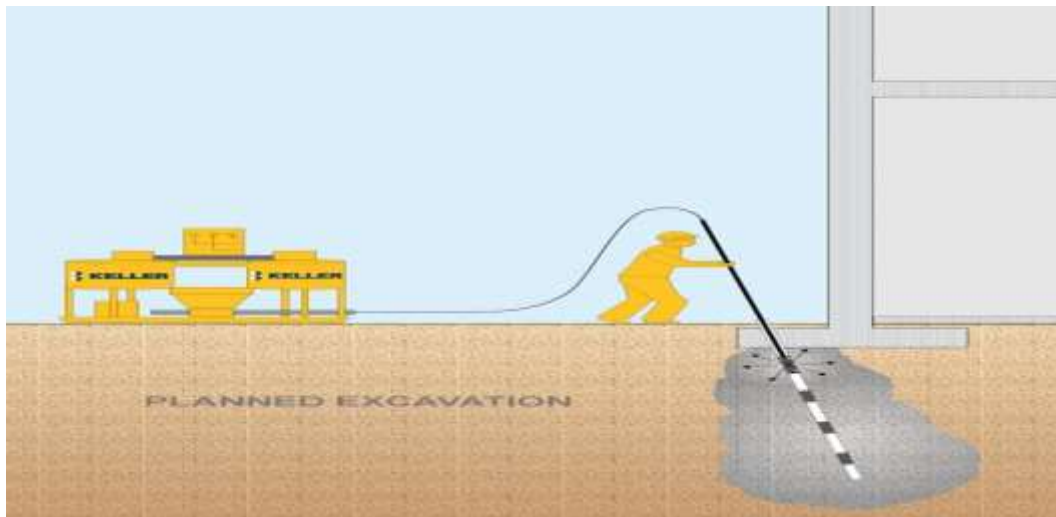
Figure III.11: Gainage en béton armé.

### ❖ Le renforcement par injection

C'est une opération d'injection pour réparer les vides (les pores dans le sol meuble, et les fissures, les vides et les joints de discontinuité dans la roche). Effectue une amélioration de la résistance

L'injection sous fondation est concentrée dans la zone du sol sollicitée par les tensions induites par la descente de charge du bâtiment pour une efficacité maximale

Cette technique permet d'obtenir une fondation et une excavation confort et stabilité et de renforcer les sols granulaires



### ❖ Renforcement par les fibres

Les fibres ont des caractéristiques différentes, tant géométriques que mécaniques, selon leur nature, chacun a une influence particulière sur les lois du comportement mécanique du béton, qui se traduit par des applications adaptées et spécifiques. Leur rôle dans l'amélioration la résistance mécaniques des éléments et la rigidité dans matériaux (ductilité, résistance à la flexion, résistance aux chocs. [14]

Parmi les fibres qui sont utilisé dans le renfort des structures sont : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importante à la fatigue), le verre (Résistances moyennes, très utilisée en câble de hautes performances

#### ✓ Fibres de carbone

La fibre de carbone est caractérisée par sa faible densité (1.7 a1.9) mais a ayant un module d'élasticité élevé se déformera très peu, sont composés de fibres fines, leur diamètre d'environ cinq à dix micromètres de sa résistance à la traction et la compression.

Les fibres contenu un module d'élasticité plus modéré auront une plus grande résistance à la rupture, elle peut donner au matériau composite une meilleure résistance à la rupture mais une plus grande déformabilité

La fibre de carbone n'absorbe pas l'eau, et il a plusieurs solutions chimiques avec une excellente résistance à la fatigue sont utilisés pour la réparation et le renforcement de la structure pour améliorer la résistance mécanique des éléments (dalles poutres)

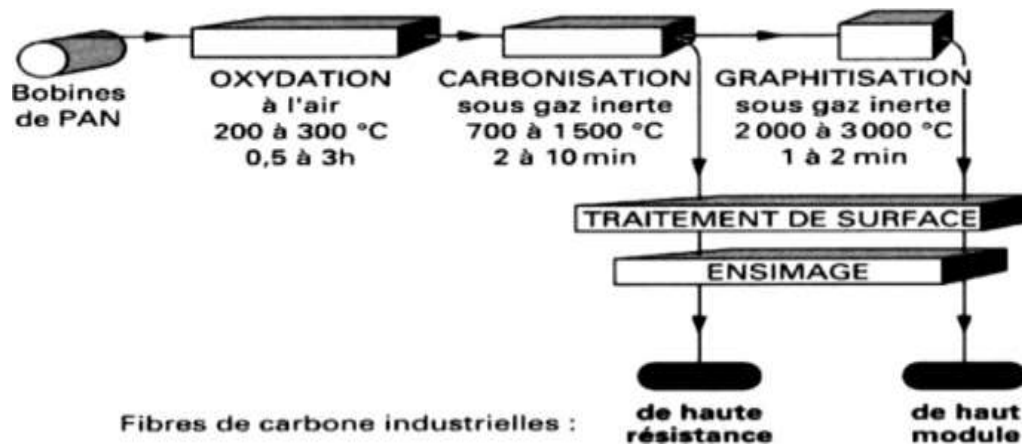


Figure III.12: Processus de fabrication des fibres de carbone.

### ✓ Les fibres de verre

La fibre de verre est assez courte et le diamètre moyen d'une fibre est de quelques microns. Elle a une excellente résistance au feu. Elle est également sensible à l'humidité. Les fibres sont protégées par l'utilisation de la matrice.

Elles sont caractérisées par leur module d'élasticité, leur densité et leur résistance. . Les fibres de verre sont fragiles et leur rupture brutale est sans déformation plastique. Elles souffrent également d'un module de Young faible et d'une densité plus élevée que celle d'autres fibres

Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone et les fibres d'aramide. En conséquence, les composites en fibre de verre sont devenus la solution la plus utilisée dans de nombreuses applications, telles que le génie civil, l'industrie nautique et automobile.

### ✓ Les fibres d'aramide

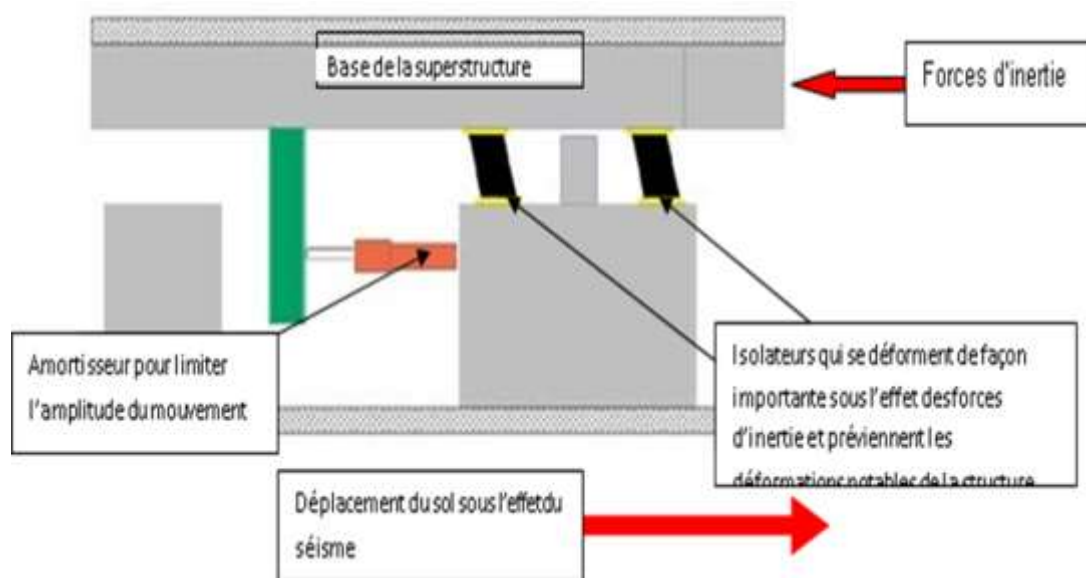
Ayant une très bonne propriété mécanique spécifique à la traction et à la déformation par fluage faible. Le renfort aramide est sensible à l'humidité, aux températures élevées et au rayonnement « ultraviolet » et, par conséquent, ces fibres ne sont pas largement utilisées en génie civil. En outre, les fibres aramides ont une bonne résistance à la fatigue et aux chocs, mais des problèmes de corrosion

### ❖ Renforcement par isolateur

L'isolation parasismique c'est une technique utilisée pour les hôpitaux, les casernes les pompiers..., le but de cette méthode de renforcement est de protéger la vie humaine et le bâtiment avec tous ces éléments.

C'est un dispositif placé entre la fondation et la superstructure permet de découpler l'infrastructure, qui se déplace avec le sol sans déformation découplé l'infrastructure qui se déplace avec le sol sans déformation (déplacements horizontaux), de la superstructure, qui réagit à l'action du sol et se déforme sous l'effet des forces d'inertie. Dans ces cas, ce sont les isolateurs, «infiniment »plus flexibles, qui se déforment et non le bâtiment

Dans ce cas, la déformation se concentre sur les isolateurs qui sont conçus pour y résister sans dommage. L'isolation est généralement combinée avec des amortisseurs qui limitent l'amplitude de mouvement de la structure sur ses supports. Elle a comme avantage d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage.



Déformation des isolateurs dont l'amplitude est limitée par l'amortisseur fixé entre le massif de soubassement qui se déplace avec le sol et une poutre de fixation à la superstructure [15]

### III.4. Sol et fondation

#### III.4.1. Impact du séisme

Parmi les catastrophes qui se produisent l'impact sismique sur les structures, aussi les propriétés du sol de fondation et des terrains voisins, le sol est un facteur important lors de la construction d'un bâtiment résistant aux séismes.

Les fondation jouent un rôle essentiel dans la construction d'un bâtiment, assurent la répartition

De la charge sur le sol, les systèmes de fondation sont également soumis à des contraintes sismique impact et sont endommagés avec des conséquences parfois très grave.

La résolution de ces problèmes implique nécessairement traitement complet du complexe de construction de fondation, l'une de ces solutions la méthode de renforcement.

La technique de renforcement du sol permet d'augmenter la caractéristique du sol, ce qui consiste à améliorer les difficultés liées à la liquéfaction.

Le renforcement correspond au plancher pour résister a des charges supérieurs aux charges transmise par les fondations existantes consiste soit à déplacer le niveau des fondations vers le sol, soit à augmenter les surfaces des fondations au même niveau que les fondations existantes, amélioration de la capacité portante en cas d'augmentation des charges portées à la fondation existante.

La fondation soumise a une charge gravitationnelle aux charges du vent, a la pression du sol à l'orientation hydrostatique plus en outre , dans une zone sismique , ces éléments soumis à des forces horizontales , verticales, moments de renversement , et les forces de tassement différentiel et de déplacement du sol .

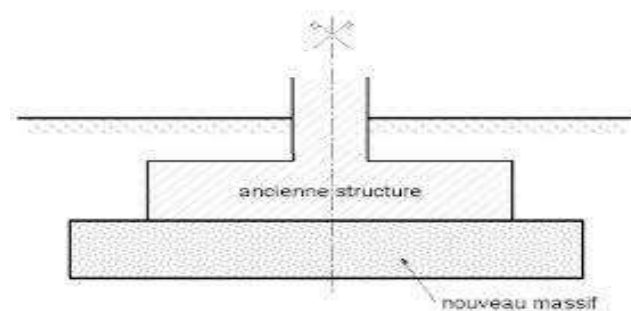


Figure III.13: exemple de renforcement de fondation.

***Partie analyse sismique  
et étude de renforcement***

***Chapitre IV :***  
***Présentation de***  
***l'ouvrage***

### IV.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier concerne l'étude confortement d'un bloc en R+6+sous sol, implantée à BOUMERDES, classée selon les règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99 /2003), comme zone III

#### IV .1.1Caractéristique géométrie de l'ouvrage :

- ✓ Longueur = 33.86.m.
- ✓ Largeur =30.45 m
- ✓ Hauteur du RDC = 3.80m.
- ✓ Hauteur d'étages courant = 3.40m.
- ✓ Hauteur du sous-sol (parking) = 3.90 m.
- ✓ Hauteur du bâtiment = 27.26m (à partir du sous-sol).

### IV.2. Caractéristiques géométriques de bâtiment:

#### ❖ Plancher

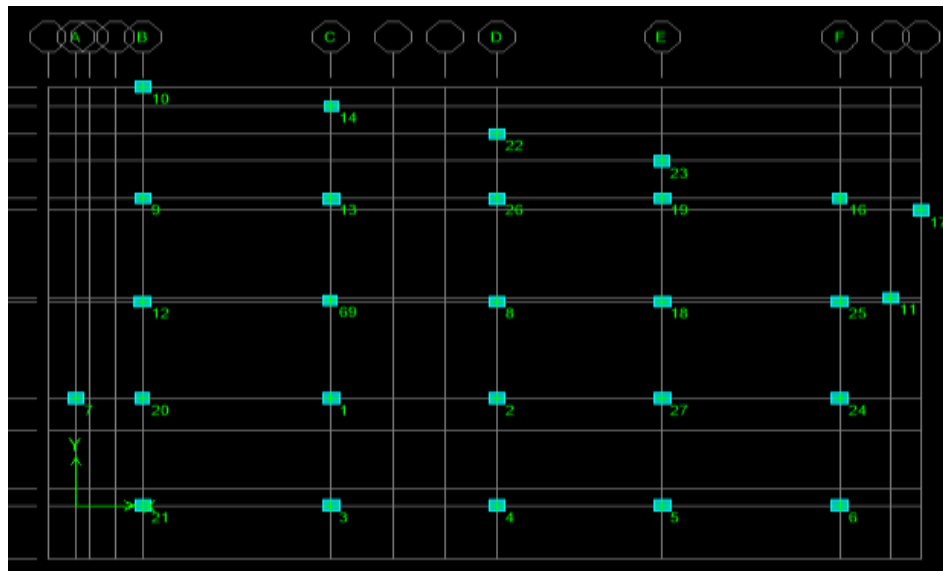
Le type de plancher est un plancher en corps creux **16+5**

#### ❖ Les poutres

Les poutres principale de  $(30 \times 60 \text{ cm}^2)$  et secondaire de  $(30 \times 50 \text{ cm}^2)$ .

#### ❖ Les poteaux

Suite à notre expertise nous avons constaté plusieurs dimensions des poteaux



#### ❖ Poteaux C21

Sous-sol :  $46 \times 71$  / RDC et 1<sup>ère</sup> étage :  $54 \times 45$  / 2<sup>ème</sup> étage :  $45 \times 35$  / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau :  $35 \times 35$ .

#### ❖ Poteaux C23

Sous-sol : 46\*71 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*40 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37.5\*36.

❖ **Poteaux C20**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 51\*46 / 2<sup>ème</sup> étage : 47\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*36

❖ **Poteaux C12**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 56\*47 / 2<sup>ème</sup> étage : 47\*36 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*35.

❖ **Poteaux C9**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*43 / 2<sup>ème</sup> étage : 48\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*35.

❖ **Poteaux C10**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*43 / 2<sup>ème</sup> étage : 47\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*37.

❖ **Poteaux C7**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 50\*44 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*37 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*36.

❖ **Poteaux C14**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 51\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*38.

❖ **Poteaux C3**

Sous-sol : 46\*71 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 54\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*36.

➤ **Poteaux C13**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 56\*47 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 38\*35.

❖ **Poteaux C1**

Sous-sol : 57\*79 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 55\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 38\*36.

❖ **Poteaux C30**

Sous-sol : 57\*79 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 50\*44 / 2<sup>ème</sup> étage : 50\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*35.

**❖ Poteaux C22**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*36 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*37.

**❖ Poteaux C2**

Sous-sol : 57\*79 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 55\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 43\*40 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*35.

**❖ Poteaux C8**

Sous-sol : 57\*79 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 56\*47 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*37 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*35.

**❖ Poteaux C26**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 55\*47 / 2<sup>ème</sup> étage : 47\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*37.

**❖ Poteaux C4**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*36 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*36.

**❖ Poteaux C18**

Sous-sol : 58\*78 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 55\*43 / 2<sup>ème</sup> étage : 37\*45 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*35.

**❖ Poteaux C1**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 55\*43 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*37 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*35.

**❖ Poteaux C5**

Sous-sol : 46\*71 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 54\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*36.

**❖ Poteaux C27**

Sous-sol : 58\*78 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 56\*49 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*37 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*36.

**❖ Poteaux C6**

Sous-sol : 46\*71 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 54\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*35.

**❖ Poteaux C24**

Sous-sol : 46\*71 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*36 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*35.

**❖ Poteaux C25**

Sous-sol : 46\*71 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 47\*41 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*37.

**❖ Poteaux C16**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 51\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 46\*40 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 35\*36.

**❖ Poteaux C11**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 53\*43 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 37\*35.

**❖ Poteaux C17**

Sous-sol : 51\*70 / RDC et 1<sup>ère</sup> étage : 51\*45 / 2<sup>ème</sup> étage : 45\*35 / 3<sup>ème</sup> étage jusqu'à le dernier niveau : 36\*31

**IV.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux**

Le béton et l'acier sont les deux matériaux indispensables dans la réalisation de notre ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers.

Ils doivent répondre aux règles du RPA 99 modifié en 2003 ainsi qu'aux règles du béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.

**IV.3.1. Le Béton**

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de granulats durs de diverses dimensions collées entre eux par un liant. Les composants sont très différents: leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants de 1 pour l'eau à plus de 3 pour le ciment (en t/m<sup>3</sup>). Si le type de liant utilisé n'est pas un ciment, on parle alors, soit de liant composé binaire, ternaire ou quaternaire.

En bref le béton est un: Mélange d'agrégat (sable plus granulat) et de la pâte composée: de ciment, d'eau et d'adjuvant.

**Résistance caractéristique du béton à la compression**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression notée **fc28**. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99).

Pour l'étude de ce projet on adoptera : **fc28 = 20 MPa**.

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction** (Art A2.112 BAEL91 modifié 99)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de sa résistance à la Compression conventionnellement, elle est définie par la formule suivante ;

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

Dans notre cas :  $f_{c28} = 20 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06(20) = 1,8 \text{ MPa}$ .

❖ **Module d'élasticité**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

❖ **Module de déformation longitudinale**

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

**a) Module de déformation instantanée :** (Art. A.2.1.21 / BAEL. 91)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)  
 $E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$ .

Pour  $F_{cj} = 20 \text{ MPa}$ , on a :  $E_{ij} = 29858,59 \text{ MPa}$

**b) Module de déformation différée :** (Art A. 2.1. 22, BAEL. 91)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa},$$

Pour  $F_{cj} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10043,35 \text{ MPa}$

❖ **Module de déformation transversale**

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

**E:** module de Young

**$\nu$  :** Coefficient de poisson (**Art: A2.1, 3 BAEL**), qui représente le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est pris égal à :

$\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$  (ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré

## ❖ Contraintes limites du béton

## ❖ Les états limitent

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour avoir une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite :

**a) Etat limite ultime(ELU)**

Correspond à la limite :

- ✓ Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- ✓ Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)
- ✓ Et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de L'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,15$  Situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$  Situation courante

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité ;

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$ , si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$ , si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

à 28j, on a :  $F_{bc} = 11,33 \text{ MPa}$

## ❖ Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU

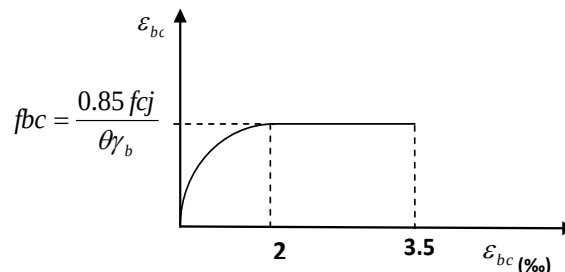


Figure IV.1: diagramme "contrainte - déformation du béton a l'ELU.

Le diagramme est composé :

- ✓ D'un tronç de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2% (état élastique)
- ✓ D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3% (état plastique)

#### ❖ État limite de service(ELS)

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

#### ❖ Diagramme "contrainte - déformation"

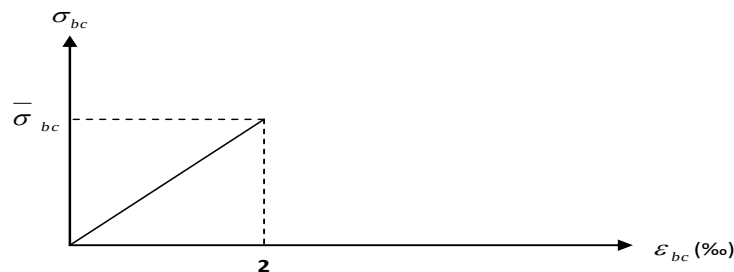


Figure IV.2: diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S.

$\epsilon_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

$Tan\alpha = E_b = \text{constant}$  (module d'élasticité).

#### ❖ Contrainte limite de cisaillement: [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  Avec :

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b_0$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

#### ❖ Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

#### ❖ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 [\text{MPa}] \right)$$

### IV.3.2. L'Acier

L'acier est un métal réalisé par une transformation du fer grâce à l'ajout de carbone pour le rendre plus résistant. Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments fiable, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement effort de traction.

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'acier dont les principales caractéristiques Sont reprises dans le tableau ci-après.

#### ❖ Module d'élasticité longitudinal d'acier (Art. A.2.2.1 / BAEL. 91)

Quel que soit la nuance de l'acier, on admet généralement une valeur constante qui égal à:  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

#### ❖ Coefficient de Poisson des aciers

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) pour les aciers est pris égal à 0.3

### I.6. Les contraintes limites de calcul

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

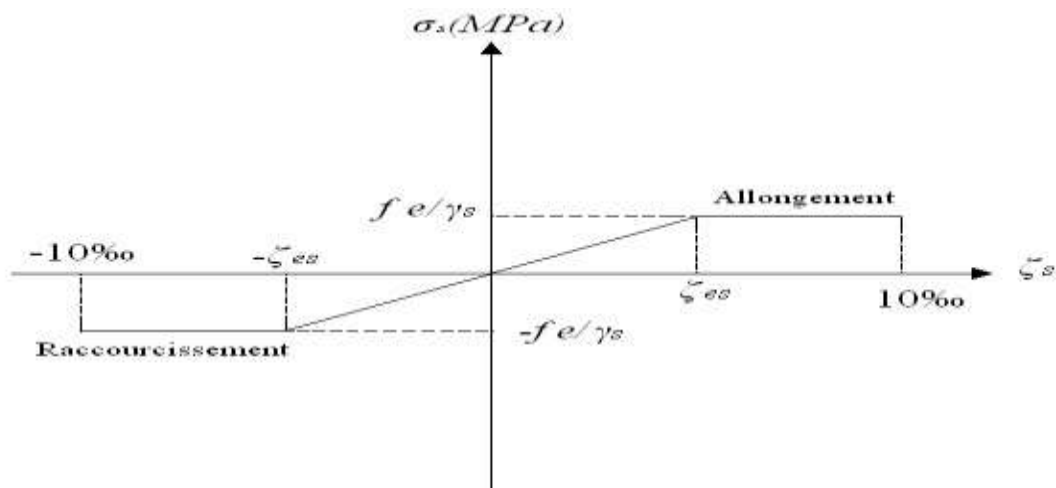


Figure IV.3: Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELU.

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

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

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

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

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

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

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

✓ **Fissuration peu nuisible : pas de vérification.**

✓ **Fissuration préjudiciable:**  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = \xi \text{ (MPa)}.$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**  $\sigma_s = 0.8\xi \text{ (MPa)}$

$\eta$ : Coefficient de fissuration

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

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

**c. Le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier**

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

$n$ : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

***Chapitre V : Etude de  
bâtiment avant et après  
renforcement***

**V.1. Analyse de bâtiment avant renforcement****V.1.1. Introduction**

Le but de ce chapitre est d'examiner le comportement d'ouvrage actuel et de vérifier leur adéquation aux normes et réglementations de construction des ouvrages existants. Notre raisonnement porte principalement sur l'étude de la structure.

**V.1.2. La présentation de la vue en 3D avant renforcement****V.1.2.1. Introduction sur ETABS**

L'ETABS c'est un logiciel de modélisation et calcul des structures conçu pour l'analyse et conception des bâtiments a plusieurs étages, il permet d'analyser, vérifier et afficher la géométrie de la structure, ainsi que les résultats de l'analyse qui ce en trois partie le pré-processus, processus et le post-traitement.

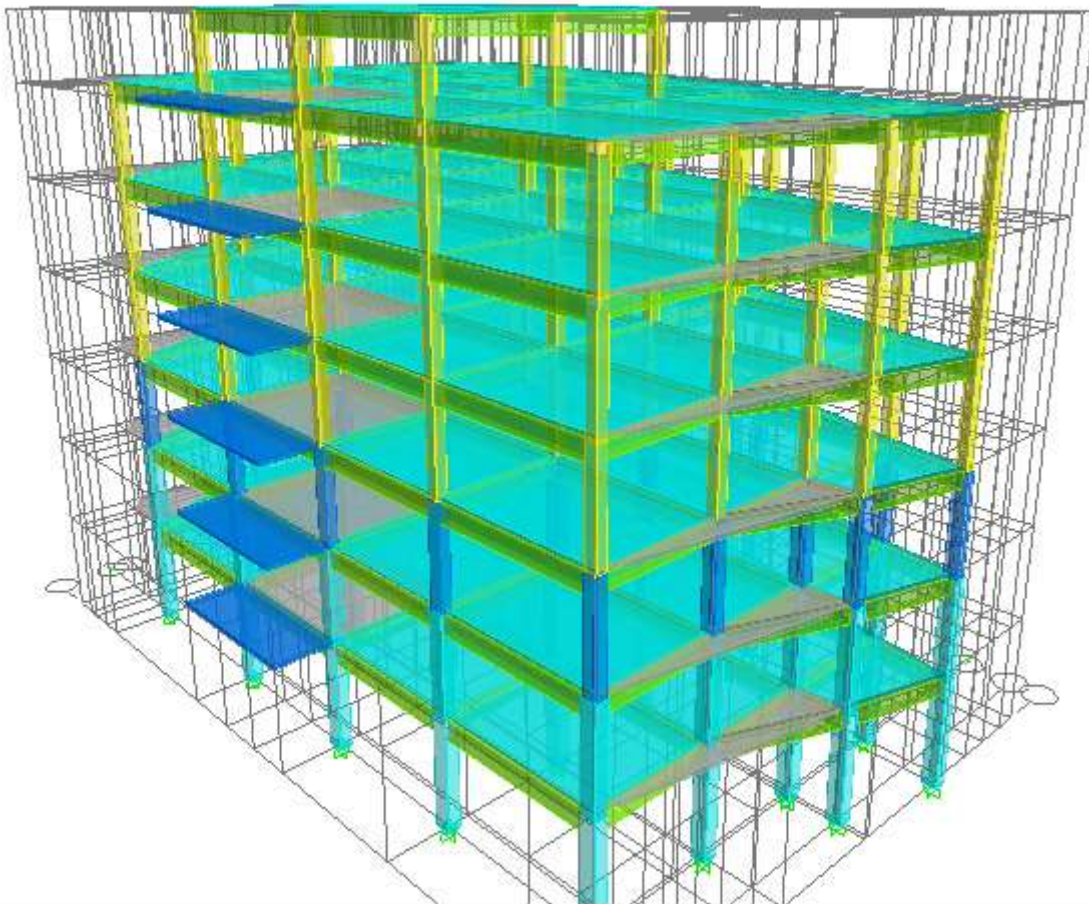


Figure V.1: vue en 3D de la structure avant renforcement.

**V.1.3. Analyse dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structurée lors de ses vibrations.

Par cette méthode, il recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Tant que la structure composé de plusieurs étages, le calcul est très long et difficile pour y faire, donc nous avons utilisé un logiciel pour le calcul de la structure de génie civil qui est l'ETABS version 2009. Qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

**V.1.3.1. Les Méthodes utilisables**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ Par la méthode statique équivalente
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

**V.1.3.1.1. La méthode statique équivalente**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**V.1.3.1.2. La méthode dynamique spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

**❖ Classification de l'ouvrage**

- ✓ Zone sismique : **III**
- ✓ Groupe d'usage : **2**

- ✓ Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V 2003 constitue par des portiques auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide  $R=3,5$
- ✓ Site: meuble  $S_3$ .
- ✓ Facteur de qualité  $Q$  donné par RPA99/V 2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_i$$

$$Q=1,2$$

$C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version 2003

$$C_T=0,05$$

#### ❖ Spectre de réponse

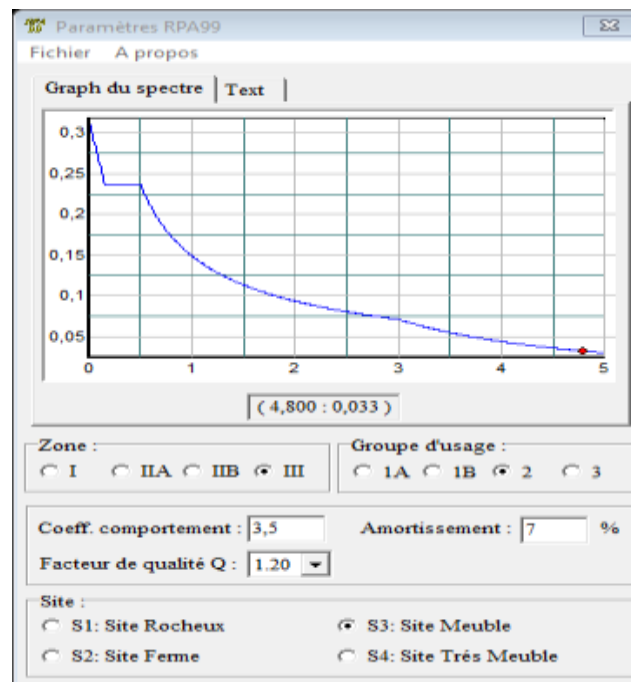


Figure V.2: spectre de réponse de la structure

### V.1.4. Vérification des exigences

#### V.1.4.1. Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS9.7.0**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

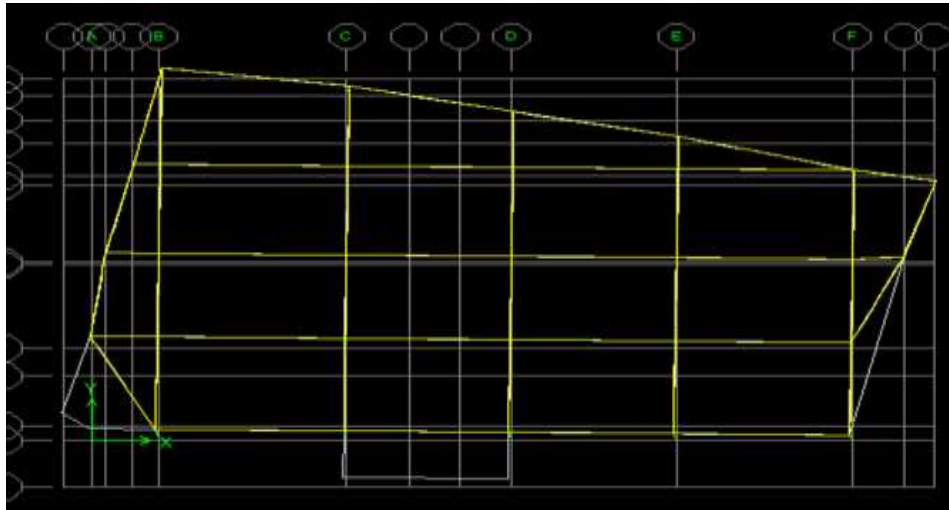
Tableau V.1: Période mode et facteurs de participation massique.

| MODE | Période  | UX      | UY      | RX      | RY      | RZ      | Observation        |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|--------------------|
| 1    | 1,046908 | 0,1392  | 73,5514 | 92,8445 | 0,2043  | 5,2071  | translation<br>Y-Y |
| 2    | 0,933563 | 57,4105 | 2,0439  | 2,6824  | 75,2727 | 17,5982 | Translation<br>x-x |
| 3    | 0,852382 | 19,316  | 3,018   | 4,0532  | 23,9836 | 55,4559 | rotation Z-Z       |
| 4    | 0,362471 | 0,0635  | 12,2162 | 0,0006  | 0,0011  | 0,8753  |                    |
| 5    | 0,329107 | 11,189  | 0,4641  | 0,0009  | 0,0741  | 2,7895  |                    |
| 6    | 0,301919 | 3,3478  | 0,5899  | 0,001   | 0,018   | 10,0426 |                    |
| 7    | 0,218316 | 0,0417  | 3,9206  | 0,3579  | 0,0037  | 0,2301  |                    |
| 8    | 0,200111 | 3,1207  | 0,1834  | 0,0183  | 0,3279  | 0,8897  |                    |
| 9    | 0,182793 | 0,8897  | 0,1159  | 0,0187  | 0,0876  | 3,0306  |                    |
| 10   | 0,155617 | 0,0237  | 1,6655  | 0,0014  | 0,0001  | 0,0503  |                    |
| 11   | 0,141594 | 1,2102  | 0,0592  | 0,0002  | 0,0032  | 0,4196  |                    |
| 12   | 0,132281 | 0,2767  | 0,0083  | 0,0041  | 0,0021  | 1,1025  |                    |
| 13   | 0,126815 | 0,0533  | 0,6855  | 0,0135  | 0,0001  | 0,0428  |                    |
| 14   | 0,117516 | 0,7205  | 0,0029  | 0,0013  | 0,0099  | 0,1614  |                    |
| 15   | 0,116858 | 0,0733  | 0,0481  | 0,0005  | 0,0006  | 0,4321  |                    |
| 16   | 0,115863 | 0,2312  | 0,1241  | 0,0003  | 0,0062  | 0,0081  |                    |
| 17   | 0,108913 | 0,4512  | 0,0168  | 0       | 0,0015  | 0,0154  |                    |
| 18   | 0,104    | 0,2382  | 0,0423  | 0       | 0,0005  | 0,453   |                    |
| 19   | 0,088859 | 0,0038  | 1,1067  | 0,0009  | 0       | 0,1474  |                    |

✓ Schémas des trois premières modes des vibrations :

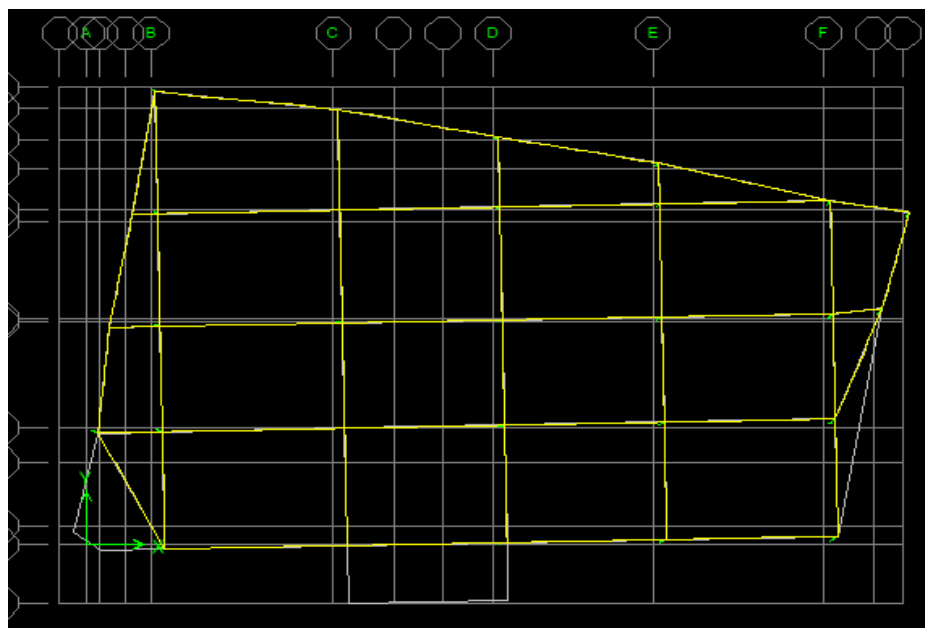
❖ **1<sup>er</sup> mode:** c'est un mode de translation suivant l'axe y-y

$T=1,046908$  sec



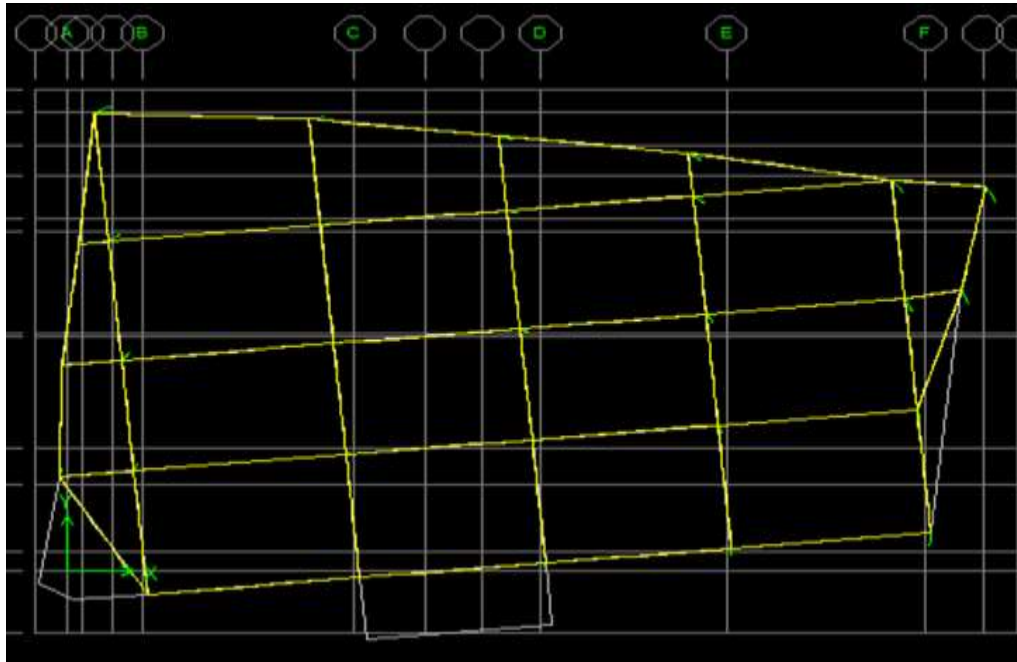
❖ **2<sup>ème</sup> mode:** c'est un mode de translation suivant l'axe (x-x).

$T=0,9335$  sec



❖ 3<sup>ème</sup> mode: c'est un mode de rotation suivant l'axe (Z-Z)

T=0,852382 sec



#### V.1.4.2. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de la période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30 %

| $T_{RPA} < T_{ETABS} < T_{MAJORE}$ |             |              |             |
|------------------------------------|-------------|--------------|-------------|
| $T_{RPA}$                          | $T_{ETABS}$ | $T_{MAJORE}$ | Observation |
| 0,389                              | 1,046908    | 0,515        | CNV         |
| 0,503                              | 0,933563    | 0,654        | CNV         |

#### V.1.4.3. Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau V.2: Center de Mass et Rigidité.

| Niveaux              | centre de masse (m) |        | centre de torsion (m) |        | excentricité (m) |        |
|----------------------|---------------------|--------|-----------------------|--------|------------------|--------|
|                      | XCM (m)             | YCM(m) | XCR(m)                | YCR(m) | ex (m)           | ey (m) |
| RDC                  | 13,46               | 7,493  | 14,581                | 7,929  | -1,121           | -0,436 |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 13,431              | 7,482  | 14,677                | 7,889  | -1,246           | -0,407 |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 13,401              | 7,469  | 14,622                | 7,943  | -1,221           | -0,474 |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 13,387              | 7,464  | 14,477                | 7,972  | -1,09            | -0,508 |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 13,387              | 7,464  | 14,399                | 7,982  | -1,012           | -0,518 |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 13,361              | 7,412  | 14,342                | 7,984  | -0,981           | -0,572 |
| Terrasse             | 14,499              | 4,259  | 14,388                | 6,405  | 0,111            | -2,146 |

Sens X-X:  $e_x = 0.05 \times 29,11 = 1,455 \text{ m} > -1,121 \text{ m}$  (conditions vérifiées)

Sens Y-Y:  $e_y = 0.05 \times 17,44 = 0,872 \text{ m} > -0,436 \text{ m}$

#### V.1 .5.4.Vérification de l'effort tranchant :

La force sismique totale V, appliquée a La base de La structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon La formule :

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

Coefficient d'accélération de zone, donne par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $A=0,25$

Le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages,  $\xi(\%)=7\%$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamental de la structure  $T$ .

Ce Coefficient est donné par:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>**:période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble(S<sub>3</sub>)

$$\begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 = 0,881$$

#### ❖ La période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T x (h_N)^{3/4} \quad (4.6)$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par le tableau 4.5.

$$h_N = 23,36\text{m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,531\text{sec}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{d}$$

Sens longitudinale:  $d_x = 29,11\text{m} \leftrightarrow T = 0,39\text{s}$ .

Sens transversale:  $d_y = 17,44\text{m} \leftrightarrow T = 0,503\text{s}$ .

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

$$T_x = \min [T ; T_x] = \min [0,531 ; 0,39] = 0,39\text{sec}$$

$$T_y = \min [T ; T_y] = \min [0,531 ; 0,503] = 0,503\text{sec}$$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D_x = D_y = 2,5\eta$$

**Donc on adopte  $D_x = D_y = 2,2$**

#### ❖ Poids total de la structure W

Pour chaque niveau «i» on aura:  $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$

Avec:

$\beta$ : Coefficient dépendons de la fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5) du RPA99,  $\beta = 0,2$

$W_{gi}$  : poids des charges permanentes

$W_{Qi}$  : poids des charges d'exploitations

❖ **Valeur de l'effort tranchant statique**

|                                   |          |                 |
|-----------------------------------|----------|-----------------|
| coefficient de zone               | <b>A</b> | <b>0,25</b>     |
| facteur d'amplification dynamique | <b>D</b> | <b>2,2</b>      |
| facteur de qualité                | <b>Q</b> | <b>1,2</b>      |
| poids de la structure             | <b>W</b> | <b>26573,66</b> |
| coefficient de comportement       | <b>R</b> | <b>3,5</b>      |

$V_X = 5011,03 \text{ kn}$

$V_Y = 5011,03 \text{ kn}$

**V.1.4.3.1. Vérification L'effort tranchant à la base RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_1$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_1 < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8 V/V_1$

❖ **Comparaison des résultats**

Tableau V. 3: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

|           | <b><math>V_{\text{statique}} \text{ (KN)}</math></b> | <b><math>V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}</math></b> | <b><math>0.8V_{\text{statique}}</math></b> | <b><math>0.8V_{\text{sta}} &lt; V_{\text{dyn}}</math></b> |
|-----------|------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| sens x-xx | 5011,03                                              | 3100,21                                               | 4008,824                                   | <b>non Vérifiée</b>                                       |
| sens y-y  | 5011,03                                              | 2972,18                                               | 4008,824                                   | <b>non Vérifiée</b>                                       |

**V.1.4.4. Vérification des déplacements relatifs**

Le RPA99 version 2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la Hauteur d'étage. (Le Déplacement Admissible est:

$$\Delta_{adm} = 1\% H_0$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \quad \text{RPA 99version2003 (art4-19)}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99version2003 (art 4)}$$

Tableau V.4: déplacement inter étage dans le sens X-X.

|                      | X-X           |     |            |            |           |           |
|----------------------|---------------|-----|------------|------------|-----------|-----------|
| Niveaux              | $\delta_{ek}$ | $R$ | $\delta_K$ | $\Delta_k$ | 1%H étage | <1%Hetage |
| Terrasse             | 0,0453        | 3,5 | 0,1586     | 0,0154     | 0,0256    | Cv        |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 0,0409        | 3,5 | 0,1432     | 0,0165     | 0,0340    | Cv        |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 0,0362        | 3,5 | 0,1267     | 0,0259     | 0,0340    | Cv        |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 0,0288        | 3,5 | 0,1008     | 0,0333     | 0,0340    | Cv        |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 0,0193        | 3,5 | 0,0676     | 0,0263     | 0,0340    | Cv        |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 0,0118        | 3,5 | 0,0413     | 0,0224     | 0,0340    | Cv        |
| RDC                  | 0,0054        | 3,5 | 0,0189     | 0,0189     | 0,0380    | Cv        |

Tableau V.5: déplacement inter étage dans le sens Y-Y.

|                      | Y-Y           |     |            |            |           |           |
|----------------------|---------------|-----|------------|------------|-----------|-----------|
| Niveaux              | $\delta_{ek}$ | $R$ | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | 1%H étage | <1%Hétage |
| Terrasse             | 0,0497        | 3,5 | 0,17395    | 0,0000     | 0,0256    | Cv        |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 0,0497        | 3,5 | 0,17395    | 0,0179     | 0,0340    | Cv        |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 0,0446        | 3,5 | 0,1561     | 0,0280     | 0,0340    | Cv        |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 0,0366        | 3,5 | 0,1281     | 0,0371     | 0,0340    | Cnv       |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 0,026         | 3,5 | 0,091      | 0,0364     | 0,0340    | Cnv       |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 0,0156        | 3,5 | 0,0546     | 0,0291     | 0,0340    | Cv        |
| RDC                  | 0,0073        | 3,5 | 0,02555    | 0,0256     | 0,0380    | Cv        |

#### V.1.4.5. Vérification vis -à-vis de l'effet (P-Δ)

L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

$V_k$ : effort tranchant au niveau(k).

$H_k$ : hauteur d'étage (k).

$\Delta_k$ :Déplacement relatif du niveau(k).

- ✓ Si  $\theta_k < 0.1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- ✓ Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculé par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$
- ✓ Si  $\theta_k > 0.2$ : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.6: vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X.

| X-X                  |                |            |                      |                 |                |                                |          |       |
|----------------------|----------------|------------|----------------------|-----------------|----------------|--------------------------------|----------|-------|
| Niveaux              | P <sub>k</sub> | $\Delta_k$ | $\Delta_k \cdot P_k$ | V <sub>kx</sub> | h <sub>k</sub> | V <sub>k</sub> ·h <sub>k</sub> | $\theta$ | < 0,1 |
| Terrasse             | 978,14         | 0,0154     | 15,0634              | 238             | 2,56           | 609,280                        | 0,0247   | < 0,1 |
| 5 <sup>ème</sup> etg | 5134,26        | 0,0165     | 84,7153              | 1100,12         | 3,4            | 3740,408                       | 0,0226   | < 0,1 |
| 4 <sup>ème</sup> etg | 9290,38        | 0,0259     | 240,6208             | 1764,75         | 3,4            | 6000,150                       | 0,0401   | < 0,1 |
| 3 <sup>ème</sup> etg | 13446,5        | 0,0333     | 447,7685             | 2258,17         | 3,4            | 7677,778                       | 0,0583   | < 0,1 |
| 2 <sup>ème</sup> etg | 17689,27       | 0,0263     | 465,2278             | 2624,51         | 3,4            | 8923,334                       | 0,0521   | < 0,1 |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 22099,17       | 0,0224     | 495,0214             | 2916,22         | 3,4            | 9915,148                       | 0,0499   | < 0,1 |
| RDC                  | 26573,66       | 0,0189     | 502,2422             | 3100,21         | 3,8            | 11780,79                       | 0,0426   | < 0,1 |

Tableau V.7: vérification de l'effet (P-  $\Delta$ ) dans le sens Y-Y.

| Y-Y                  |                |               |                                |                |                |                                |          |       |
|----------------------|----------------|---------------|--------------------------------|----------------|----------------|--------------------------------|----------|-------|
| Niveaux              | P <sub>k</sub> | $\Delta_{ky}$ | P <sub>k</sub> · $\Delta_{ky}$ | V <sub>y</sub> | h <sub>k</sub> | V <sub>y</sub> ·h <sub>k</sub> | $\theta$ | < 0,1 |
| Terrasse             | 978,14         | 0             | 0,0000                         | 220,21         | 2,56           | 563,7376                       | 0,0000   | < 0,1 |
| 5 <sup>ème</sup> etg | 5134,26        | 0,0179        | 91,9033                        | 1035,78        | 3,4            | 3521,6520                      | 0,0261   | < 0,1 |
| 4 <sup>ème</sup> etg | 9290,38        | 0,028         | 260,1306                       | 1662,34        | 3,4            | 5651,9560                      | 0,0460   | < 0,1 |
| 3 <sup>ème</sup> etg | 13446,5        | 0,0371        | 498,8652                       | 2135,27        | 3,4            | 7259,9180                      | 0,0687   | < 0,1 |
| 2 <sup>ème</sup> etg | 17689,27       | 0,0364        | 643,8894                       | 2501,92        | 3,4            | 8506,5280                      | 0,0757   | < 0,1 |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 22099,17       | 0,0291        | 643,0858                       | 2788,16        | 3,4            | 9479,7440                      | 0,0678   | < 0,1 |
| RDC                  | 26573,66       | 0,0256        | 680,2857                       | 2972,19        | 3,8            | 11294,3220                     | 0,0602   | < 0,1 |

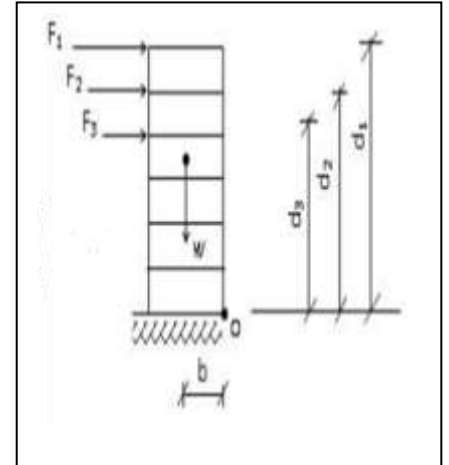
#### V.1.4.6. Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de

L'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$



Il faut vérifier que :  $\frac{\text{moment stabilisateur}}{\text{moment de renversement}} \geq 1,5$

$M_s$  = moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

$M_r$  moment de renversement.

$F_i$  = effort sismique appliqué à chaque étage.

$d_i$  = la hauteur de niveau i mesuré à partir de la base

Tableau V.8: Vérification de stabilité au renversement le sens X-X.

| Niveau               | $W_i$ (t) | $H_i$ (m) | $W_i \times H_i$ | $F_x$ (t.m) | $M_{\text{rev}}$ (x-x) | $M_{\text{résit}}/M_{\text{renv}}$ (x-x) | Observation |
|----------------------|-----------|-----------|------------------|-------------|------------------------|------------------------------------------|-------------|
| Terrasse             | 978,14    | 23,36     | 22849,350        | 238         | 5559,68                | 4,109                                    | Vérifier    |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 5134,26   | 20,8      | 106792,60        | 1100,12     | 22882,49               | 4,666                                    | Vérifier    |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 9290,38   | 17,4      | 161652,62        | 1764,75     | 30706,65               | 5,264                                    | Vérifier    |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 13446,5   | 14        | 188251           | 2258,17     | 31614,38               | 5,954                                    | Vérifier    |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 17689,27  | 10,6      | 187506,26        | 2624,51     | 27819,80               | 6,740                                    | Vérifier    |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 22099,17  | 7,2       | 159114,02        | 2916,22     | 20996,78               | 7,578                                    | Vérifier    |
| RDC                  | 26573,66  | 3,8       | 100979,90        | 3100,21     | 11780,79               | 8,571                                    | Vérifier    |

Tableau V.9: Vérification de stabilité au renversement le sens Y-Y.

| Niveau               | W <sub>i</sub> (t) | H <sub>i</sub> (m) | W <sub>i</sub> x H <sub>i</sub> | F <sub>y</sub> (t.m) | M <sub>rev</sub> (Y-Y) | M <sub>résit</sub> /M <sub>renv</sub> (Y-Y) | Observation |
|----------------------|--------------------|--------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------|---------------------------------------------|-------------|
| Terrasse             | 978,14             | 23,36              | 22849,350                       | 220,21               | 5144,1056              | 4,44185096                                  | Vérifier    |
| 5 <sup>ème</sup> etg | 5134,26            | 20,8               | 106792,60                       | 1035,78              | 21544,224              | 4,95690204                                  | Vérifier    |
| 4 <sup>ème</sup> etg | 9290,38            | 17,4               | 161652,62                       | 1662,34              | 28924,716              | 5,58873636                                  | Vérifier    |
| 3 <sup>ème</sup> etg | 13446,5            | 14                 | 188251                          | 2135,27              | 29893,78               | 6,29733008                                  | Vérifier    |
| 2 <sup>ème</sup> etg | 17689,27           | 10,6               | 187506,26                       | 2501,92              | 26520,352              | 7,07027803                                  | Vérifier    |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 22099,17           | 7,2                | 159114,02                       | 2788,16              | 20074,752              | 7,9260767                                   | Vérifier    |
| RDC                  | 26573,66           | 3,8                | 100979,90                       | 2972,19              | 11294,322              | 8,94076758                                  | Vérifier    |

**V.1.4.7. Vérification de l'effort normal réduit**

Selon l'article 7.1.3.3 du règlement parasismique algérien 99, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de ruptures fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant

$$V = \frac{N_d}{B.C.Fc28} \leq 0,3$$

V : l'effort normal réduit

N<sub>d</sub> : L'effort normal calcul s'exerçant sur une section de béton

B<sub>c</sub> : Est l'aire (section brute de cette dernière

F<sub>c28</sub> : Est la résistance caractéristique du béton

Tableau V.10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

| Niveau                 | poteaux | Section   | P       | V      | Observation  |
|------------------------|---------|-----------|---------|--------|--------------|
| 2 <sup>ème</sup> étage | C13     | 0,45*0,35 | 1633,07 | 0,518  | non Vérifier |
| 2 <sup>ème</sup> étage | C2      | 0,43*0,40 | 1116,25 | 0,324  | non Vérifier |
| 2 <sup>ème</sup> étage | C4      | 0,45*0,35 | 1527,86 | 0,485  | non Vérifier |
| 1 <sup>er</sup> étage  | C27     | 0,56*0,49 | 1458,95 | 0,265  | Vérifier     |
| 1 <sup>er</sup> étage  | C18     | 0,55*0,43 | 1126,9  | 0,238  | Vérifier     |
| RDC                    | C13     | 0,53*0,45 | 2534,62 | 0,531  | non vérifier |
| RDC                    | C12     | 0,53*0,45 | 2088,72 | 0,437  | non vérifier |
| RDC                    | C2      | 0,55*0,43 | 1769,88 | 0,374  | non vérifier |
| RDC                    | C8      | 0,51*0,45 | 1246,14 | 0,271  | Vérifier     |
| RDC                    | C5      | 0,55*0,47 | 1540,26 | 0,297  | Vérifier     |
| Sous-Sol               | C26     | 0,51*0,7  | 1632,96 | 0,228  | vérifier     |
| Sous-Sol               | C27     | 0,58*0,78 | 2143,98 | 0,2369 | vérifier     |
| Sous-Sol               | C5      | 0,46*0,71 | 1934,62 | 0,314  | non vérifier |

## ❖ Note

Pour les poteaux C27 ;C18, C8, C5, C26, C27, C30 la condition de l'effort normal est vérifié.  
 Pour les poteaux C2, C12, C13, C4, C5 et la condition de l'effort normal est non vérifié donc après re-vérification on augmentons la section des poteau

- ✓ Poteau de 70\*70 sous sol et RDC.
- ✓ Poteau de 60\*60 1<sup>ère</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage et 3<sup>ème</sup> étage et le reste 50\*50.

## V.2. Analyse de bâtiment après renforcement

## V.2.1. Introduction

D'après les résultats précédents obtenus on a constaté qu'un renforcement est nécessaire afin d'avoir une structure parfaitement résistante

Notre bâtiment est renforcé par l'augmentation des dimensions des poteaux et l'ajoute des voiles.

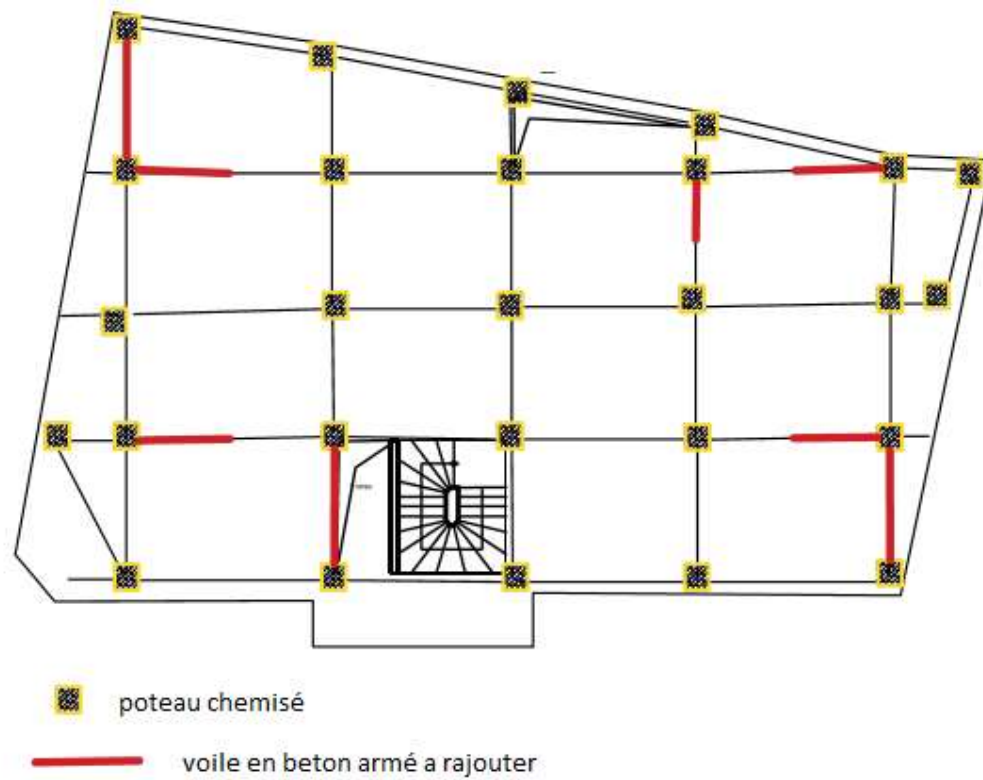


Figure V.3: schéma de renforcement.

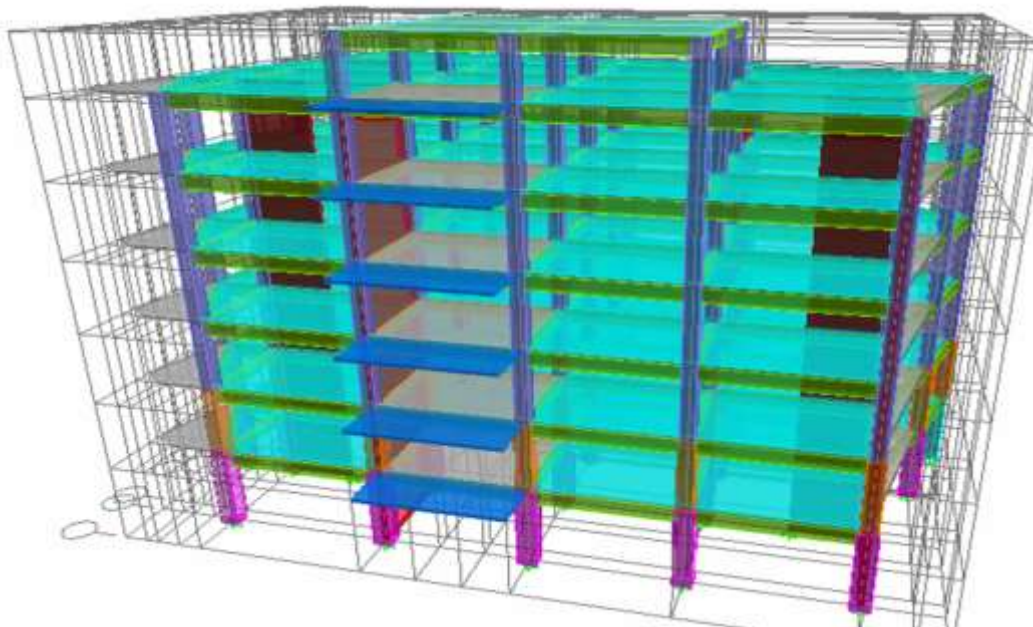


Figure V.4: vue en 3D de la structure après renforcement.

## V.2.2. Analyse Dynamique De La Structure Après Renforcement

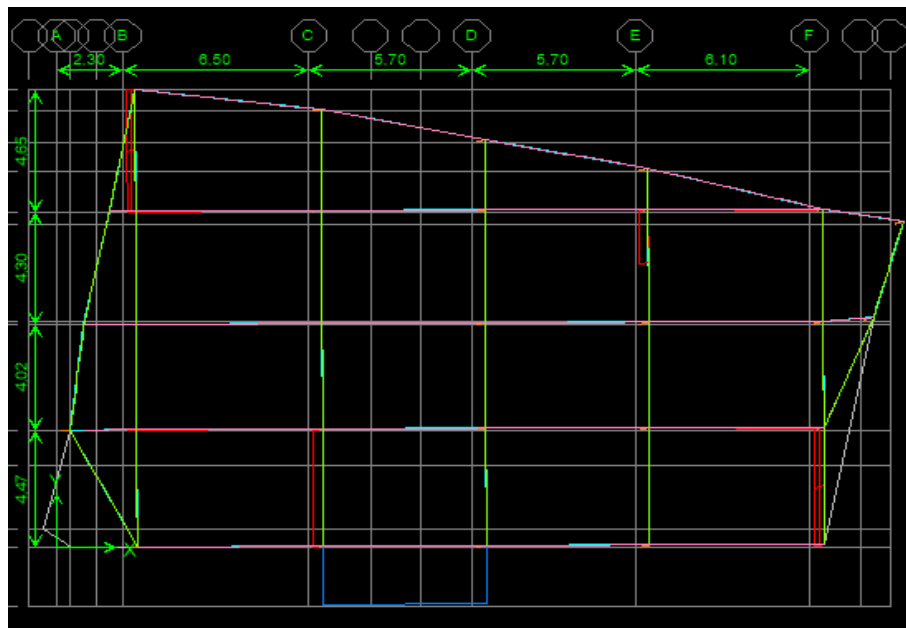
Tableau V.11: Période mode et facteurs de participation massique.

| MOD<br>E | Période  | UX      | UY      | RX      | RY      | RZ      | Observation     |
|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|-----------------|
| 1        | 0,511073 | 69,4353 | 2,6136  | 3,6557  | 94,3939 | 0,9221  | translation X-X |
| 2        | 0,368182 | 2,535   | 66,7167 | 93,8615 | 3,3136  | 0,7952  | translation Y-Y |
| 3        | 0,338997 | 1,3091  | 0,5193  | 0,7243  | 1,4065  | 68,7801 | rotation Z-Z    |
| 4        | 0,141247 | 14,5013 | 0,6279  | 0,0819  | 0,3587  | 0,3162  |                 |
| 5        | 0,102759 | 0,464   | 11,8945 | 0,8185  | 0,018   | 0,155   |                 |
| 6        | 0,090652 | 0,4699  | 0,596   | 0,0736  | 0,0371  | 14,8277 |                 |
| 7        | 0,08343  | 1,7906  | 0,0035  | 0       | 0,2005  | 1,2788  |                 |
| 8        | 0,079023 | 0,158   | 6,8955  | 0,4712  | 0,0043  | 1,5187  |                 |
| 9        | 0,074231 | 0,0354  | 2,0255  | 0,1369  | 0,0028  | 2,8693  |                 |
| 10       | 0,059517 | 5,1423  | 0,1774  | 0,0087  | 0,1996  | 0,0041  |                 |
| 11       | 0,042288 | 0,15    | 3,5731  | 0,0998  | 0,0046  | 1,6447  |                 |
| 12       | 0,040796 | 0,0084  | 1,587   | 0,0423  | 0       | 3,9936  |                 |
| 13       | 0,036941 | 2,5626  | 0,1051  | 0,0028  | 0,0421  | 0,0011  |                 |
| 14       | 0,028064 | 0,0533  | 1,5379  | 0,014   | 0,0004  | 0,3176  |                 |
| 15       | 0,027048 | 0,1096  | 0,1773  | 0,0014  | 0,0015  | 1,5163  |                 |
| 16       | 0,026763 | 0,9453  | 0,1383  | 0,0015  | 0,0134  | 0,1843  |                 |
| 17       | 0,022453 | 0,3031  | 0       | 0       | 0,0027  | 0,0051  |                 |
| 18       | 0,021697 | 0,0018  | 0,6155  | 0,005   | 0       | 0,0494  |                 |
| 19       | 0,020818 | 0,0186  | 0,0307  | 0,0002  | 0,0003  | 0,648   |                 |

❖ Schémas des trois premiers modes des vibrations:

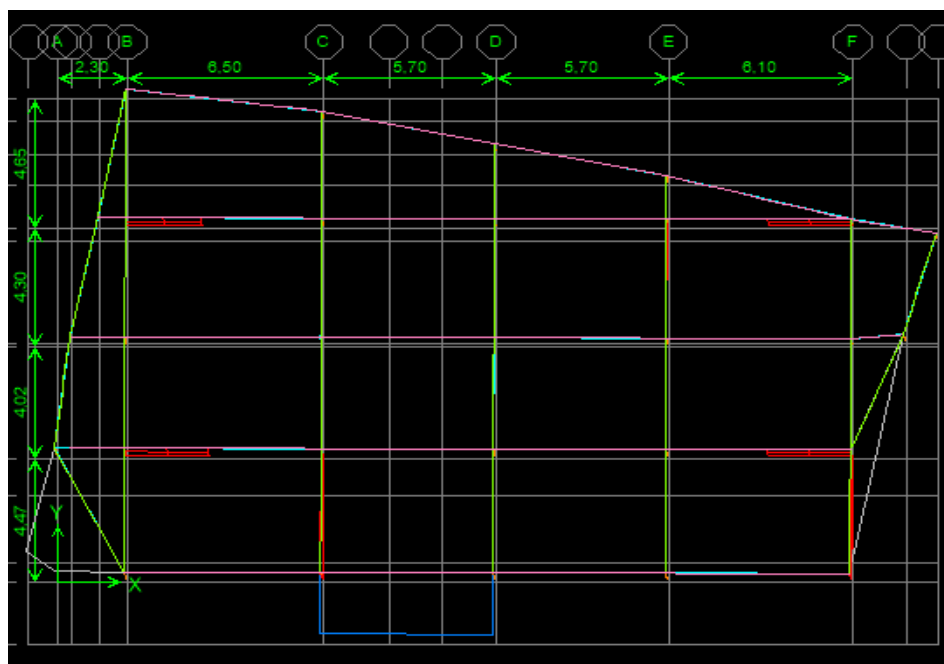
✓ **1<sup>er</sup> mode:** c'est un mode de translation suivant l'axe(X-X).

T=0,511073sec



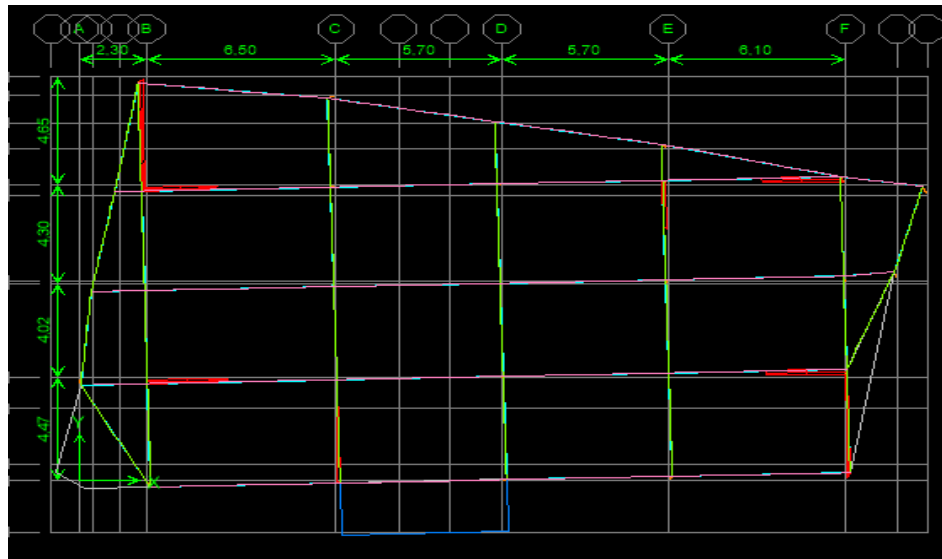
✓ 2<sup>ème</sup> mode: c'est un mode de translation suivant l'axe (Y-Y).

$T=0,368182$  sec



✓ **3<sup>ème</sup> mode:** c'est un mode de rotation suivant l'axe (Z-Z)

**T=0,338997 sec**



### V.2.3. Vérification des exigences

#### V.2.3.1. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de la période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique appropriée de 30 %

| $T_{RPA} < T_{ETABS} < T_{MAJORE}$ |                 |              |             |
|------------------------------------|-----------------|--------------|-------------|
| $T_{RPA}$                          | $T_{ETABS}$     | $T_{MAJORE}$ | Observation |
| 0,389                              | <b>0,511073</b> | 0,515        | CV          |
| 0,503                              | <b>0,368182</b> | 0,654        | CV          |

#### V.2.4.2 Vérification vis-à-vis des déplacements inter étages:

Tableau V.12: déplacement inter étage Sens longitudinal.

| Niveaux              | X-X           |     |            |            |           |            |
|----------------------|---------------|-----|------------|------------|-----------|------------|
|                      | $\delta_{ek}$ | R   | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | 1%H étage | <1%H étage |
| Terrasse             | 0,0218        | 3,5 | 0,0763     | 0,0077     | 0,0256    | Cv         |
| 5 <sup>ème</sup> etg | 0,0196        | 3,5 | 0,0686     | 0,0116     | 0,0340    | Cv         |
| 4 <sup>ème</sup> etg | 0,0163        | 3,5 | 0,0571     | 0,0130     | 0,0340    | Cv         |
| 3 <sup>ème</sup> etg | 0,0126        | 3,5 | 0,0441     | 0,0140     | 0,0340    | Cv         |
| 2 <sup>ème</sup> etg | 0,0086        | 3,5 | 0,0301     | 0,0137     | 0,0340    | Cv         |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 0,0047        | 3,5 | 0,0165     | 0,0109     | 0,0340    | Cv         |
| RDC                  | 0,0016        | 3,5 | 0,0056     | 0,0056     | 0,0380    | Cv         |

Tableau V.12: déplacement inter étage Sens transversal.

| Niveaux              | Y-Y           |     |            |            |           |            |
|----------------------|---------------|-----|------------|------------|-----------|------------|
|                      | $\delta_{ek}$ | $R$ | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | 1%H etage | <1%H etage |
| Terrasse             | 0,0122        | 3,5 | 0,0427     | 0,0056     | 0,0256    | Cv         |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 0,0106        | 3,5 | 0,0371     | 0,0077     | 0,0340    | Cv         |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 0,0084        | 3,5 | 0,0294     | 0,0077     | 0,0340    | Cv         |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 0,0062        | 3,5 | 0,0217     | 0,0077     | 0,0340    | Cv         |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 0,004         | 3,5 | 0,014      | 0,0063     | 0,0340    | Cv         |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 0,0022        | 3,5 | 0,0077     | 0,0049     | 0,0340    | Cv         |
| RDC                  | 0,0008        | 3,5 | 0,0028     | 0,0028     | 0,0380    | Cv         |

## V.2.3.2. Vérification de l'excentricité

Tableau V.13: Center de Mass et Rigidité.

| Niveaux              | centre de masse (m) |        | centre de torsion (m) |        | excentricité (m) |        |
|----------------------|---------------------|--------|-----------------------|--------|------------------|--------|
|                      | XCM (m)             | YCM(m) | XCR(m)                | YCR(m) | ex (m)           | ey (m) |
| RDC                  | 13,581              | 7,585  | 13,253                | 8,438  | 0,328            | -0,853 |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 13,547              | 7,564  | 13,119                | 8,554  | 0,428            | -0,99  |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 13,514              | 7,556  | 13,212                | 8,575  | 0,302            | -1,019 |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 13,514              | 7,556  | 13,36                 | 8,531  | 0,154            | -0,975 |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 13,514              | 7,556  | 13,495                | 8,471  | 0,019            | -0,915 |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 13,452              | 7,455  | 13,596                | 8,428  | -0,144           | -0,973 |
| Terrasse             | 14,458              | 4,292  | 14,032                | 5,725  | 0,426            | -1,433 |

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_x = 0.05 \times 29,11 = 1,455 \text{ m} > 0,328\text{m} \\ \text{Sens Y: } e_y = 0.05 \times 17,44 = 0,872 \text{ m} > -0,853\text{m} \end{array} \right. \quad \text{conditions vérifié}$$

✓ Justification du système de contreventement

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient  $R$ , on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles

| Charges (KN) |           | charge totale |        | pourcentage% |       |
|--------------|-----------|---------------|--------|--------------|-------|
| poteaux      | Voiles    | Poteaux       | Voiles | POTEAUX      | VOILE |
| F            | F         | F             |        |              |       |
| 12234,772    | 19861,358 | 28791,28      |        | 43%          | 68%   |

**F:** La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement (structure à voiles porteurs), selon le **RPA 2003**, on adopte un coefficient de comportement  **$R = 3.5$** .

#### V.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant

**R:** coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99, Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteur en béton armé, donc d'après le tableau  **$R=3.5$**

Coefficient d'accélération de zone, donne par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $A=0,25$

Le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages,  $\xi(\%)=7\%$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ .  $D_x=D_y=2,2$

#### Valeur de l'effort tranchant statique

|                                   |          |                 |
|-----------------------------------|----------|-----------------|
| coefficient de zone               | <b>A</b> | <b>0,25</b>     |
| facteur d'amplification dynamique | <b>D</b> | <b>2,2</b>      |
| facteur de qualité                | <b>Q</b> | <b>1,2</b>      |
| poids de la structure             | <b>W</b> | <b>31256,71</b> |
| coefficient de comportement       | <b>R</b> | <b>3,5</b>      |

VX=5894,122kn

VY=5894,122kn

#### V.2.3.4. Vérification L'effort tranchant a la base RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Comparaison des résultats :

Tableau V.14: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

|          | V <sub>statique</sub> (KN) | V <sub>dynamique</sub> (KN) | 0.8V <sub>statique</sub> | 0.8V <sub>sta</sub> < V <sub>dyn</sub> |
|----------|----------------------------|-----------------------------|--------------------------|----------------------------------------|
| sens X-X | 5011,03                    | 4942,85                     | 4008,824                 | Vérifiée                               |
| sens Y-Y | 5011,03                    | 4980,34                     | 4008,824                 | Vérifiée                               |

#### V.2.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)

Tableau V.15: vérification de l'effet (P-Δ) dans le sens X-X.

|                      | X-X      |               |                   |         |      |            |          |       |
|----------------------|----------|---------------|-------------------|---------|------|------------|----------|-------|
| Niveaux              | Pk       | $\Delta_{kx}$ | Pk* $\Delta_{kx}$ | Vx      | hi   | Vx*hi      | $\theta$ | < 0,1 |
| Terrasse             | 1062,49  | 0,0077        | 8,1812            | 401,67  | 2,56 | 1028,2752  | 0,0080   | < 0,1 |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 5942,49  | 0,0116        | 68,9329           | 1758,15 | 3,4  | 5977,7100  | 0,0115   | < 0,1 |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 10822,5  | 0,013         | 140,6925          | 2888,67 | 3,4  | 9821,4780  | 0,0143   | < 0,1 |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 15702,5  | 0,014         | 219,8350          | 3761,75 | 3,4  | 12789,9500 | 0,0172   | < 0,1 |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 20582,51 | 0,0137        | 281,9804          | 4398,76 | 3,4  | 14955,7840 | 0,0189   | < 0,1 |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 25684,37 | 0,0109        | 279,9596          | 4807,25 | 3,4  | 16344,6500 | 0,0171   | < 0,1 |
| RDC                  | 31256,71 | 0,0056        | 175,0376          | 5014,07 | 3,8  | 19053,4660 | 0,0092   | < 0,1 |

Tableau V.16: vérification de l'effet (P-Δ) dans le sens Y-Y.

|                      | Y-Y      |               |                   |         |      |            |          |       |
|----------------------|----------|---------------|-------------------|---------|------|------------|----------|-------|
| Niveaux              | Pk       | $\Delta_{ky}$ | Pk* $\Delta_{ky}$ | Vy      | Hi   | Vy*hi      | $\theta$ | < 0,1 |
| Terrasse             | 1062,49  | 0,0056        | 5,9499            | 510,12  | 2,56 | 1305,9072  | 0,0046   | < 0,1 |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 5942,49  | 0,0077        | 45,7572           | 1811,73 | 3,4  | 6159,8820  | 0,0074   | < 0,1 |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 10822,5  | 0,0077        | 83,3333           | 2938,96 | 3,4  | 9992,4640  | 0,0083   | < 0,1 |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 15702,5  | 0,0077        | 120,9093          | 3768,95 | 3,4  | 12814,4300 | 0,0094   | < 0,1 |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 20582,51 | 0,0063        | 129,6698          | 4356,51 | 3,4  | 14812,1340 | 0,0088   | < 0,1 |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 25684,37 | 0,0049        | 125,8534          | 4743,93 | 3,4  | 16129,3620 | 0,0078   | < 0,1 |
| RDC                  | 31256,71 | 0,0028        | 87,5188           | 4967,58 | 3,8  | 18876,8040 | 0,0046   | < 0,1 |

## V.2.3.6. Vérification de la stabilité au renversement

Tableau V.17: Vérification de stabilité au renversement le sens X-X.

| Niveau               | $W_i$ (t) | $H_i$ (m) | $W_i \times H_i$ | $F_x$ (t.m) | $M_{rev}(xx)$ | $M_s / M_{rev}$ | observation |
|----------------------|-----------|-----------|------------------|-------------|---------------|-----------------|-------------|
| Terrasse             | 1062,49   | 23,36     | 24819,7664       | 401,67      | 9383,0112     | 2,645           | vérifier    |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 5942,49   | 20,8      | 123603,792       | 1758,15     | 36569,52      | 3,379           | vérifier    |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 10822,5   | 17,4      | 188311,5         | 2888,67     | 50262,858     | 3,746           | vérifier    |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 15702,5   | 14        | 219835           | 3761,75     | 52664,5       | 4,174           | vérifier    |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 20582,51  | 10,6      | 218174,606       | 4398,76     | 46626,856     | 4,679           | vérifier    |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 25684,37  | 7,2       | 184927,464       | 4807,25     | 34612,2       | 5,342           | vérifier    |
| RDC                  | 31256,71  | 3,8       | 118775,498       | 5014,07     | 19053,466     | 6,233           | vérifier    |

Tableau V.18: Vérification de stabilité au renversement le sens Y-Y.

| Niveau               | $W_i$ (t) | $H_i$ (m) | $W_i \times H_i$ | $F_y$ (t.m) | $M_{rev}(yy)$ | $M_s/M_{ren}$ | observation |
|----------------------|-----------|-----------|------------------|-------------|---------------|---------------|-------------|
| Terrasse             | 1062,49   | 23,36     | 24819,7664       | 510,12      | 11916,403     | 2,082         | vérifier    |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 5942,49   | 20,8      | 123603,792       | 1811,73     | 37683,984     | 3,280         | vérifier    |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 10822,5   | 17,4      | 188311,5         | 2938,96     | 51137,904     | 3,682         | vérifier    |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 15702,5   | 14        | 219835           | 3768,95     | 52765,3       | 4,166         | vérifier    |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 20582,51  | 10,6      | 218174,606       | 4356,51     | 46179,006     | 4,724         | vérifier    |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 25684,37  | 7,2       | 184927,464       | 4743,93     | 34156,296     | 5,414         | vérifier    |
| RDC                  | 31256,71  | 3,8       | 118775,498       | 4967,58     | 18876,804     | 6,292         | vérifier    |

## V.2.3.7. Vérification de l'effort normal réduit

Tableau V.19: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

| Niveau               | SECTION | N(KN)   | V          | Observation |         |
|----------------------|---------|---------|------------|-------------|---------|
| Terrasse             | 50*50   | 205,42  | 0,041084   | $\leq 0,3$  | Vérifié |
| 5 <sup>eme</sup> etg | 50*50   | 345,68  | 0,069136   | $\leq 0,3$  | Vérifié |
| 4 <sup>eme</sup> etg | 50*50   | 530,28  | 0,106056   | $\leq 0,3$  | Vérifié |
| 3 <sup>eme</sup> etg | 50*50   | 845,49  | 0,169098   | $\leq 0,3$  | Vérifié |
| 2 <sup>eme</sup> etg | 50*50   | 1094,23 | 0,218846   | $\leq 0,3$  | Vérifié |
| 1 <sup>er</sup> etg  | 60*60   | 1940,16 | 0,26946667 | $\leq 0,3$  | Vérifié |

|            |              |                |                   |                              |                |
|------------|--------------|----------------|-------------------|------------------------------|----------------|
| <b>RDC</b> | <b>70*70</b> | <b>2559,79</b> | <b>0,26120306</b> | <b><math>\leq 0,3</math></b> | <b>Vérifié</b> |
|------------|--------------|----------------|-------------------|------------------------------|----------------|

❖ **Comparaison des résultats :****Sens X-X**

Tableau V. 20: comparaison des résultats sens X-X.

| Structure                    | période(s)    | effort tranchant V(kn) | Déplacement (m) |
|------------------------------|---------------|------------------------|-----------------|
| <b>poteaux-poutres</b>       | <b>1,046</b>  | <b>3100,21</b>         | <b>0,0453</b>   |
| <b>poteaux-poutres+voile</b> | <b>0,5110</b> | <b>4967,58</b>         | <b>0,0218</b>   |

**Le sens Y-Y**

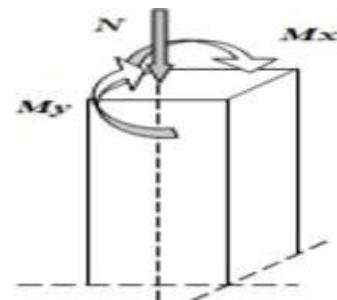
Tableau V. 21: comparaison des résultats sens Y-Y.

| Structure                    | période(s)   | effort tranchant V(kn) | Déplacement (m) |
|------------------------------|--------------|------------------------|-----------------|
| <b>poteaux-poutres</b>       | <b>0,934</b> | <b>2972,18</b>         | <b>0,0497</b>   |
| <b>poteaux-poutres+voile</b> | <b>0,368</b> | <b>5014,07</b>         | <b>0,0122</b>   |

- D'après les résultats mentionnés dans les tableaux ci-dessus , on peut conclure que l'ajoute des voile de contreventement augmente considérablement la rigidité et par conséquent la capacité de la structure

**V.3. Vérification du ferrailage des éléments principaux****V.3.1. Vérifications du Ferrailage des poteaux**

Les colonnes sont des éléments structuraux verticaux, jouent un rôle très important dans la transmission des forces aux fondations et au contreventement de la structure. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l'excentricité de la force normale par rapport aux axes symétriques, et à un moment de flexion dans la direction longitudinale et transversale en raison de l'action horizontale



Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ UN moment fléchissant

**V.3.2. Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons

Suivante :

❖ **Selon BAEL91** (situation durable)

$$ELU.= 1,35G +1,5Q$$

$$ELS=G+Q$$

❖ **Selon RPA99** :(situation accidentelle).

$$G +Q\pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Les sollicitations de calcul données par le logiciel de l'ETABS sont :

- ✓ Nmax et M2, M3 correspondant.
- ✓ Nmin et M2, M3 correspondant.
- ✓ M2max et N correspondant.
- ✓ M3max et N correspondant.

Dans la suite des calculs, on distingue trois zones:

- ✓ **Zone I** : SS, RDC.
- ✓ **Zone II** : 1<sup>er</sup> étage.
- ✓ **zone III** : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage; 5<sup>ème</sup>, terrasse

❖ **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier**

Tableau V. 22: valeur des contraintes.

| Situation         | Béton      |                       |                      | acier      |                   |                        |
|-------------------|------------|-----------------------|----------------------|------------|-------------------|------------------------|
|                   | $\gamma_b$ | $F_{c28}(\text{MPa})$ | $f_{bu}(\text{MPa})$ | $\gamma_s$ | $f_e(\text{MPa})$ | $\sigma_s(\text{MPa})$ |
| <b>Durable</b>    | 1.5        | 20                    | 11.33                | 1.15       | 400               | 348                    |
| <b>Accidental</b> | 1.15       | 20                    | 17.39                | 1          | 400               | 400                    |

❖ **Les sollicitations de calcul données par le logiciel de l'ETABS**

Tableau V. 23: Les sollicitations obtenues par l'ETABS.

| les niveaux   | les sections   | $N_{\max}$ (KN) | $M_{\text{corr}}$ (KN.m) | $N_{\min}$ (KN) | $M_{\text{corr}}$ (KN.m) | $M_{\max}$ (KN.m) | $N_{\text{corr}}$ (KN) |
|---------------|----------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-------------------|------------------------|
| <b>Zone1</b>  | <b>70*70cm</b> | -2393,21        | -14,98                   | 799,64          | 19,363                   | 278,697           | -519,3                 |
| <b>Zone2</b>  | <b>60*60</b>   | -2003,69        | -31,554                  | 694,88          | 83,228                   | 273,436           | -413,73                |
| <b>Zone 3</b> | <b>50*50</b>   | -1642,14        | -25,499                  | 530,92          | 78,626                   | 218,862           | -367,17                |

## ❖ Caractéristiques des poteaux

Tableau V.24: Caractéristiques géométriques des poteaux.

| Niveau | Caractéristiques géométriques |        |        |         |
|--------|-------------------------------|--------|--------|---------|
|        | b (cm)                        | h (cm) | d (cm) | d' (cm) |
| Zone1  | 70                            | 70     | 63     | 3       |
| Zone 2 | 60                            | 60     | 54     | 3       |
| Zone3  | 50                            | 50     | 45     | 3       |

## V.3.3. Calcul des armatures longitudinales

## ❖ Recommandations du «BAEL99/V2003

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left( 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

B : section du béton (b×h)

## Recommandations de l'RPA99/V2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Le diamètre minimal est de **12mm**.
- ✓ La longueur minimal de recouvrement est de **50Φ** (zone III).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9%** de la section du béton:

**Poteaux (70×70) :**  $A_{\min} = 44,1 \text{ cm}^2$

**Poteaux (60×60) :**  $A_{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$

**Poteaux (50×50) :**  $A_{\min} = 22,5 \text{ cm}^2$

## ❖ Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement:

❖ **Zone courante**

Poteaux (70×70) :  $A_{smax} = 196\text{cm}^2$

Poteaux (60×60) :  $A_{smax} = 144\text{cm}^2$

Poteaux (50×50) :  $A_{smax} = 100\text{cm}^2$

❖ **Zone de recouvrement**

Poteaux (70×70) :  $A_{smax} = 294\text{cm}^2$

Poteaux (60×60) :  $A_{smax} = 216\text{cm}^2$

Poteaux (50×50) :  $A_{smax} = 150\text{cm}^2$

**Ferraillage minimum d'après le CBA93**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V. 25: ferraillage maximale et minimale.

|        |                            | Selon RPA99/V2003         |                          |                      | Selon BAEL 91          |                        | Selon CBA 93          |
|--------|----------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | As min (cm <sup>2</sup> ) | Asmax (cm <sup>2</sup> ) |                      | As min cm <sup>2</sup> | As max cm <sup>2</sup> | As (cm <sup>2</sup> ) |
|        |                            |                           | Zone courante            | Zone de recouvrement |                        |                        |                       |
| Zone1  | 70*70                      | 44,1                      | 196                      | 294                  | 9,8                    | 245                    | 4,56                  |
| Zone2  | 60*60                      | 32,4                      | 144                      | 216                  | 7,2                    | 180                    | 3,35                  |
| Zone3  | 50*50                      | 22,5                      | 100                      | 150                  | 5                      | 125                    | 2,32                  |

**V.3.4. Exemple de calcul**

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7 .0** et à partir de la combinaison la plus défavorable:

Le poteau le plus sollicité c'est le **C10 (Zone1)**

La combinaison la plus défavorable est la combinaison **G Q EX**

**C=C'= 3 cm ; S=70\* 70 cm<sup>2</sup>**

**d=0,9h=63cm**

**M<sub>max</sub> = 278,697kn .m ; Ncorr = -519,3kn**

$$M_u = -46,47 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_s = 33,724 \text{ kn.m}$$

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \text{MAX}(2 \text{ cm} ; L / 250) = \text{MAX}(2 \text{ cm} ; 1,52 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$e_1$ : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = 0,536$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,536 + 0,02 = 0,556 \text{ m}$$

$$\frac{d - h}{2} = 0,28 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{d - h}{2} \quad \text{section partiellement comprimée}$$

$$\text{si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20 \times e_1}{h}) \quad \text{pas de risque flambement}$$

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.

$h$ : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,8 = 2,66 \text{ m.}$$

$$L_f / h = \max(15; 15,8) = 15,8 \dots \text{C.V.}$$

**Donc:** le calcul se fait en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre.

$e_2$ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

Avec:

$\emptyset = 2$ : rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée

$$\alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right) = 0,814$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,66^2}{10000 \times 0,7} (2 + 2 \times 0,814) = 0,011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,567 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_u = N_u \times e = -519,3 \times 0,567 = -294,44 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 519,3 \text{ KN.} \\ M_{\text{corrigé}} = 294,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont

$$M_{ua} = M_{ucori} + N_u \left( \frac{d-h}{2} \right) = -439,844 \text{ kn.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M t_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{439,844 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,63^2 \times 17,39} = 0,091$$

$$u_{bc} = \frac{0,8h}{d} \left( 1 - \frac{0,4h}{d} \right) = 0,497$$

$u_{bu} < u_{bc}$  section partiellement comprimée.

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SER}} = 1,378$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49F_{C28} - 3050)10^{-4} = 0,266$$

$$\mu_{lu} = 0,266 > \mu_{bu} = 0,091 \quad A' = 0$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow$  méthode simplifiée.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mpa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6u_{bu}) = 0,595 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z_b f_{ed}} = \frac{439,844 \times 10^{-3}}{0,595 \times 400} \times 10^4$$

$$A_u = 18,48 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Armatures en flexion composée

$$A_{fc} = A_u - \frac{N_u}{f_{ed}} = 18,48 - \frac{519,3 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 5,497 \text{ cm}^2$$

On adopte celle de RPA puisque la section minimale exige par le RPA est plus importante que la section calculée

#### ❖ Condition de non fragilité

$$A_{CNF} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0,9\% b \times h = 0,009 \times 70 \times 70 = 44,1 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone III})$$

$$A_{adopté} = \max(A_{CNF}, A_{\min}, A_{CAL}) = 44,1 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont données par le tableau suivant :

| Niveau | N (KN) | M (KN.m) | Section            | $A_{cal}$          | $A_{CNF}$          | $A_{RPA}$          | Choix des barres | Aadopté (cm2) |
|--------|--------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|---------------|
|        |        |          | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                  |               |
| ZONE1  | 519,3  | 278,697  | 70*70              | 4,34               | 4,56               | 44,1               | 16HA20           | 50,27         |

On a calculé les sections par le logiciel SOCOTEC

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau V.26: Les sollicitations obtenues par ETABS.

| Zones           | N, M      | N (KN)  | M (KN.m) | A (cm <sup>2</sup> ) | Amin rpa (cm <sup>2</sup> ) | choix des barres | Aadopte (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-----------|---------|----------|----------------------|-----------------------------|------------------|----------------------------|
| Zone 3<br>50X50 | NmaxMcorr | 1642,14 | 25,499   | 0                    | 22,5                        | 12HA14+<br>4HA16 | 26,52                      |
|                 | NminMcorr | 530,92  | 78,626   | 0                    |                             |                  |                            |
|                 | MmaxNcorr | 367,17  | 218,86   | 8,3                  |                             |                  |                            |
| Zone 2<br>60*60 | NmaxMcorr | 2003,69 | 31,554   | 0                    | 32,4                        | 12HA16+<br>4HA20 | 36,69                      |
|                 | NminMcorr | 694,88  | 83,228   | 0                    |                             |                  |                            |
|                 | MmaxNcorr | 413,73  | 273,436  | 7,67                 |                             |                  |                            |
| Zone 1<br>70*70 | NmaxMcorr | 2393,21 | 14,98    | 0                    | 44,1                        | 16HA20           | 50,27                      |
|                 | NminMcorr | 799,64  | 19,363   | 0                    |                             |                  |                            |
|                 | MmaxNcorr | 519,3   | 278,697  | 4,38                 |                             |                  |                            |

### V.3.5. Armature transversale

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_{t.f_e}} \quad \text{RPA 99(art 7.4.2.2)}$$

$V_u$ : est l'effort tranchant de calcul.

$h_t$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales.

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique ( $\lambda_g$ )

#### ❖ Sollicitations tangente

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_a \cdot f_{c28} \quad \text{RPA 99 (art 7.4.3.2)}$$

Ou  $\rho_a$ : coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique ( $\lambda_g$ )

$$\text{avec } \lambda_g = \max \left[ \frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$3,75 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5$$

Minimale des armatures transversales ( $A_t/t.b$ ) en % est donnée comme suit :

$$(A_t/t.b) \geq \begin{cases} 0,3\% & \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \dots \dots \dots \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} & \dots \dots \dots 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

a, b : Les dimensions de poteau.

#### ❖ Espacement des cadres

En zone nodale :  $St \leq 10\text{cm}$  ..... en zone III

En zone courante :  $St \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)$  ..... en zone III

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

L'espacement doit être de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante.

#### V.3.6. Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL 91(Art7-4-3-1)

$$V_{\max} = 107,19\text{kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,243\text{mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{mpa}\right) = 2,66\text{ mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow cv$$

#### ❖ Exemple de calcul

Poteaux (70\*70) :  $v_{\max} = 107,19\text{kn}$

##### ✓ Zone courante

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,8}{0,7} = 3,8 < 5$$

$$\rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_{t.f_e}} \times t = \frac{0,15 \times 3,75 \times 107,19 \times 10^{-3}}{0,7 \times 400} \times 10^4$$

$$A_t = 2,15\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3,02\text{cm}^2 \quad 6\text{HA8}$$

Minimale des armatures transversales ( $A_t/t.b$ ) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t.b} \geq 0,3\% \text{ selon RPA 99}$$

$$\frac{3,02}{15 \times 70} = 0,3\% \geq 0,3\%$$

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,8}{0,7} = 3,8 < 5$$

$$\rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a v_u}{h_{t.f_e}} \times t = \frac{0,1 \times 3,75 \times 107,19 \times 10^{-3}}{0,7 \times 400} \times 10^4$$

$$A_t = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad 4\text{HA8}$$

Minimale des armatures transversales ( $A_t/t.b$ ) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t.b} \geq 0,3\% \text{ selon RPA 99}$$

$$\frac{2,01}{10 \times 70} = 0,3\% \geq 0,3\%$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant:

❖ **Zone courante**

Tableau V. 27: Armature transversale (Zone courante).

| Poteaux | V (KN) | $S_t$<br>(cm) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> ) | $\lambda_g$ | $\rho_a$ | $\tau_u \leq 2,66$<br>(MPa) | Choix | $A_{ado}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | %<br>min |
|---------|--------|---------------|--------------------------|-------------|----------|-----------------------------|-------|---------------------------------|----------|
| 70*70   | 107,19 | 15            | 2,15                     | 3,8         | 3,75     | 0,243                       | 6HA8  | 3.02                            | 0,30%    |
| 60*60   | 161,3  | 15            | 3,78                     | 3,4         | 3.75     | 0,49                        | 8HA8  | 4 ,02                           | 0,45%    |
| 50*50   | 133,07 | 15            | 3,74                     | 3,4         | 3,75     | 0,591                       | 8HA8  | 4,02                            | 0,53%    |

❖ **Zone nodale**

Tableau V.28: Armature transversale (zone nodale).

| Poteaux | V (KN) | $S_t$<br>(cm) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> ) | $\lambda_g$ | $\rho_a$ | $\tau_u \leq 2,66$<br>(MPa) | Choix | $A_{ado}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | %<br>min |
|---------|--------|---------------|--------------------------|-------------|----------|-----------------------------|-------|---------------------------------|----------|
| 70*70   | 107,19 | 10            | 1,44                     | 3,8         | 3,75     | 0,243                       | 4HA8  | 2.01                            | 0,30%    |
| 60*60   | 161,3  | 10            | 2,52                     | 3,4         | 3.75     | 0,49                        | 6HA8  | 3.02                            | 0,50%    |
| 50*50   | 133,07 | 10            | 2,49                     | 3,4         | 3,75     | 0,591                       | 6HA8  | 3.02                            | 0,60%    |

### V.3.7. Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ Mpa.}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ )

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + [15A_s \times (d - y)^2 + 15A'_s (y - c')^2]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + c'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V. 29: Vérification des contraintes.

| Section<br>n (cm <sup>2</sup> ) | Mser<br>kn.m | AS<br>cm <sup>2</sup> | I<br>cm <sup>4</sup> | Y<br>cm | $\sigma_{bc}$ mpa | $\bar{\sigma}_{bc}$ MPA | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------------------------|--------------|-----------------------|----------------------|---------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| 70*70                           | 33,724       | 50,27                 | 1682723,1            | 36,841  | 7,38              | 12                      | vérifié                              |
| 60*60                           | 43,373       | 36,69                 | 902829,84            | 31,474  | 1,5<br>1          | 12                      | vérifié                              |
| 50*50                           | 32,895       | 26,52                 | 451684,05            | 26,758  | 1,95              | 12                      | vérifié                              |

### V.3.8. Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait pour le poteau (70\*70):

$$N_{max} = 2393,21 \text{ KN} ; B_r = 0,462 \text{ m}^2$$

On vérifie que

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} = \frac{2393,21 \times 10^{-3}}{0,82 \left[ \frac{20}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,159 \text{ m}$$

$$B_r = 0,462 \geq 0,159 \quad \dots\dots \text{Vérifiée}$$

#### ❖ Vérification au flambement

On doit vérifier que:  $\lambda \leq 50$ .

On a:

- ✓  $L_f = 0,7 \cdot l_0$  (la hauteur de poteau).
- ✓  $\lambda = L_f / i$  (l'élancement).
- ✓  $i = \sqrt{I/B}$  (rayon de giration de la section transversale).

| Les zones | La section | Lf   | I      | $\Lambda$ | $\lambda \leq 50$ |
|-----------|------------|------|--------|-----------|-------------------|
| Zone1     | (70*70)    | 2,66 | 0,202  | 13,168    | Vérifiée          |
| Zone2     | 60*60      | 2,38 | 0,1732 | 13,74     | Vérifiée          |
| Zone3     | (50*50)    | 2,38 | 0,1443 | 16,49     | Vérifiée          |

#### ❖ Vérification de l'effort normale

Selon le CBA 93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité .donc il faut vérifier

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{\max}$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'elancement  $\lambda$ .

Br : section réduit du béton

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

• Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)} \\ \frac{1500}{\lambda} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I = 0,02 \text{ m}^4 \quad A = 0,49 \text{ m}^2$$

$$i = 0.2 \quad ; \quad \lambda = 13,16 < 50$$

$$\alpha = 0.82$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b d^2 f_{bu}}$$

$$e_A = M_{\max} / N_{\text{corr}} + e_0 = e_0 = 30,093 / 2483,6 + 0,02 = 0,012 \text{ m}$$

$$M_A = 2483,6 * 0,012 = 29,80 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{29,80 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,63^2 \times 14,78} = 7,25 \times 10^{-3}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = (0,9 * 0,7) (1 - 0.6 \times (7,25 \times 10^{-3})) = 0,627 \text{ m} = 62,7 \text{ cm}$$

$$A_{fs} = M_u / (Z_b \cdot f_{ed}) = (29,80 \times 10^{-3} \times 104) / (0,627 \times 400 / 1) = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$N_{\max} = 2483,6 \text{ KN}$$

- Calcul de  $B_r$

$$B_r = [(70-3) \times (70-3)] = 0,448 \text{ m}^2 = 0,45 \text{ m}^2$$

- Calcul de  $N_u$

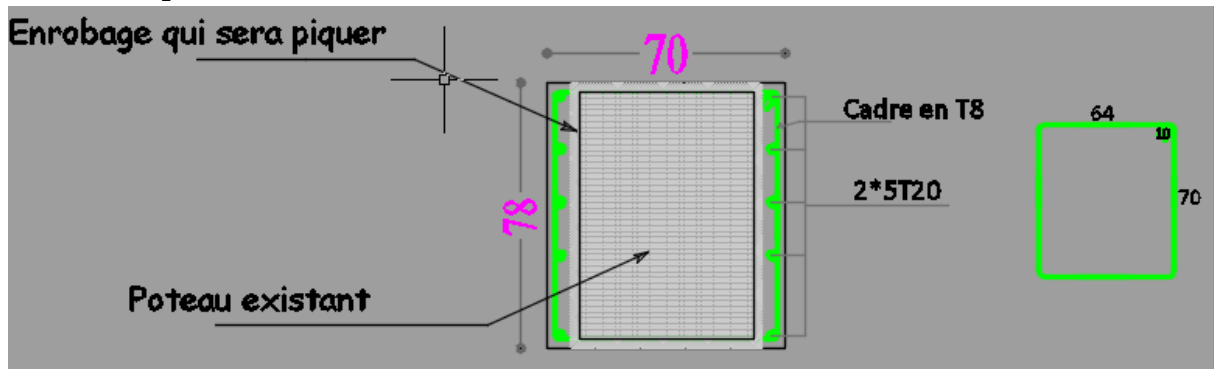
$$N = \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 5636,95 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 2483,6 \text{ KN}$$

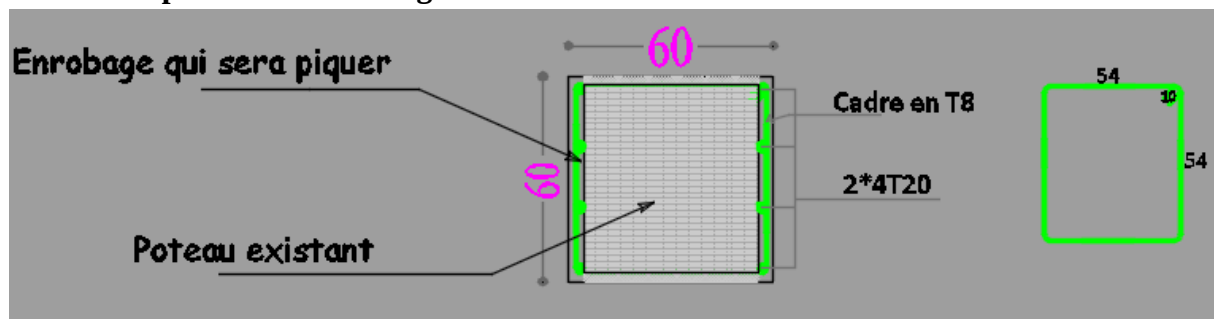
Donc  $N_{\max} \leq N_u$

❖ Détail de confortement des poteaux C2 ; C12 ; C13 ; C4 ; C5

❖ Coupe en niveau de sol et RDC



❖ Coupe en niveau 1<sup>er</sup> étage



Coupe en niveau 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage

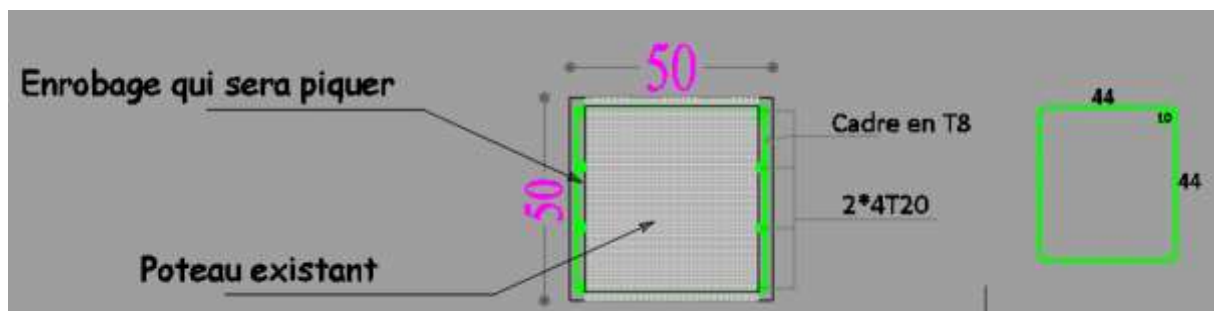


Figure V. 5: chemisage des poteaux de différentes sections.

**V.4. Vérifications du ferrailage des poutres**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V2003 et le BAEL 91

**❖ Les combinaisons des charges****❖ Etat limite ultime**

Situation durable et transitoire: **1.35 G+ 1.5Q**

Situation accidentelle: **G+ Q ±E , 0.8G± E**

**❖ Etat limite de service: G+Q**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

**V.4.1. Recommandation du RPA99/V03 en zone III****❖ armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de **0.5%** de toute la section.

**Poutres principales :**  $A_{\min}=0.005 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{\min}= 0.005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum est de **4%** en zone courante, et **6%** en zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales:**  $A_{\max}=0.04 \times 30 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$

$A_{\max}= 0.06 \times 30 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$

✓ **Poutres secondaires :**  $A_{\max}=0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$

$A_{\max}= 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de **50 Ø**(zone III).

Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à **90°**.

**❖ armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales est de:  $A_t=0.003.s .b;$

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

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

Minimum est de  $(h/4, 12\phi)$ ;

En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq h/2$ .

Dans la suite des calculs, on distingue trois zones:

- ✓ **Zone I:** SS, RDC et 1<sup>er</sup> étage;
- ✓ **Zone II:** 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage;
- ✓ **Zone III:** 5<sup>ème</sup>, terrasse

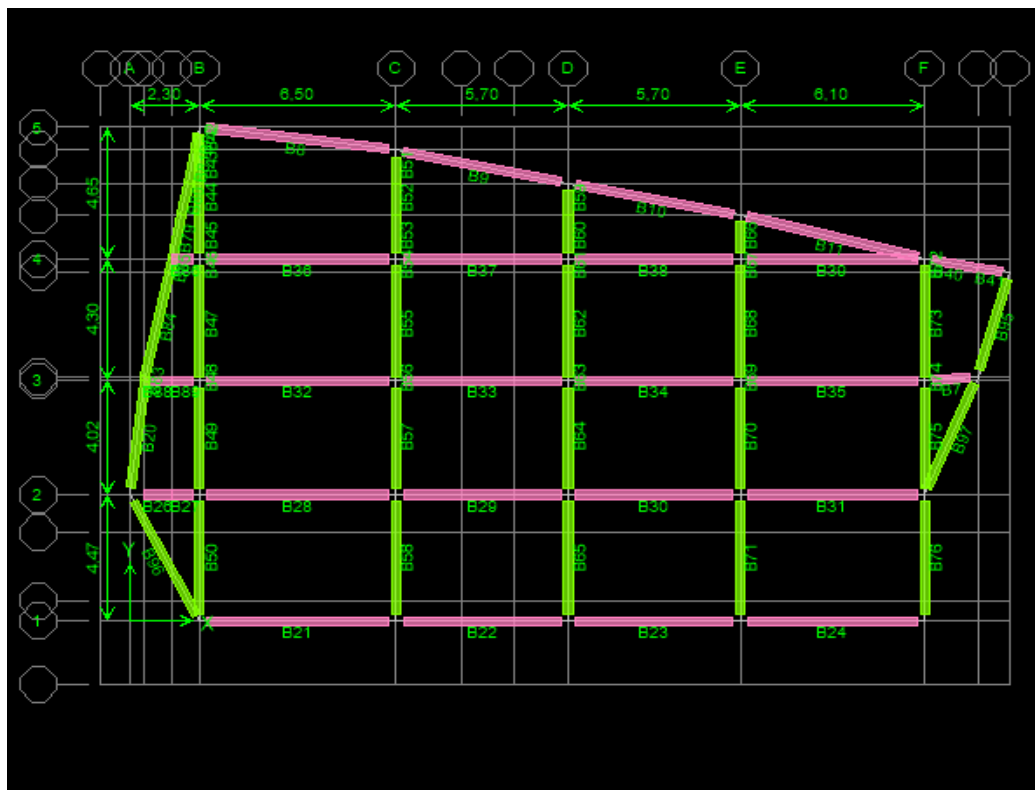


Figure V. 6: schéma des poutres principales et secondaires.

#### V.4.2. Calcul des armatures longitudinales

##### Exemple de calcul

Poutre principale 60\*30 du (SS, RDC 1<sup>er</sup> étage )

❖ **Ferraillage sous la combinaison: 1.35G+1.5Q**

✓ **Ferraillage en travée**

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$b = 30\text{cm} ; \quad h = 60\text{cm} ; \quad d = 54\text{cm}$$

$$M_{tu} = 120,014 \text{ kn.m} ; \quad f_{bc} = 11,33 \text{ mpa} ; \quad f_e = 400\text{mpa}$$

Moments ultime réduit :

$$ubu = \frac{Mt_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{121,014 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,54^2 \times 11,33} = 0,122$$

$$ubu = 0,122 < u_l = 0,392$$

la section est armée par des armatures inférieures tendues  $As' = 0$

$$As = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2ubu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}) = 0,163$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ mpa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,163) = 0,505 \text{ m}$$

$$As = \frac{121,014 \times 10^{-3}}{0,54 \times 348} \times 10^4 = 6,34 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Ferrailage en appuis sous la combinaison 08GEX

##### ✓ Nappe supérieure

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$Mu = 410,933 \text{ kn.m} ; \quad f_{bc} = 17,39 \text{ mpa}$$

Moment ultime réduit :

$$ubu = \frac{Mt_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{410,933 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,54^2 \times 17,39} = 0,270$$

$$ubu = 0,270 < u_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues  $As' = 0$

$$As = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2ubu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,270}) = 0,402$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mpa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,402) = 0,453 \text{ m}$$

$$As = \frac{410,933 \times 10^{-3}}{0,453 \times 400} \times 10^4 = 22,67 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Nappe inférieure

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$Mu = 359,052 \text{ kn.m} ; \quad f_{bc} = 17,39 \text{ mpa}$$

Moments ultime réduit

$$ubu = \frac{Mt_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{359,052 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,54^2 \times 17,39} = 0,236$$

$$ubu = 0,236 < u_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues  $As' = 0$

$$As = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2ub_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,236}) = 0,342$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ mpa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,402) = 0,466 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{359,052 \times 10^{-3}}{0,466 \times 400} \times 10^4 = 19,26 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 54 \frac{1,8}{400} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s = 19,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

Les résultants du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul (**SOCOTEC**), pour le calcul des différentes sections de Ferrailage

❖ Ferrailage des poutres principales

Tableau V.30: Ferrailage des poutres principales.

| niveau | M<br>(KN.m)   |     |          | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix des<br>barres | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Aadopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---------------|-----|----------|--------------------------------------|---------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------|
| zone1  | Sur<br>appuis | Sup | 410,933  | 21,1                                 | 7T20                | 9                                      | 72                                     | 21,99                         |
|        |               | Inf | 359,052  | 17,99                                | 4T20+3T16           |                                        |                                        | 18,6                          |
|        | En<br>travée  |     | 121,014  | 6,49                                 | 3T14+3T16           | 9                                      | 72                                     | 10,65                         |
| zone2  | Sur           | Sup | 447,026  | 23,39                                | 6T20+3T16           | 9                                      | 72                                     | 24,88                         |
|        | appuis        | Inf | 393,75   | 20,05                                | 7T20                |                                        |                                        | 21,99                         |
|        | En<br>travée  |     | 132,104  | 7,13                                 | 3T20                | 9                                      | 72                                     | 9,42                          |
| zone3  | Sur<br>appuis | Sup | 352,06   | 17,58                                | 4T20+3T16           | 9                                      | 72                                     | 18,6                          |
|        |               | Inf | 275,65   | 13,32                                | 3T20+3T16           |                                        |                                        | 15,46                         |
|        | En<br>travée  |     | -120,934 | 6,49                                 | 3T20                | 9                                      | 72                                     | 9,42                          |

## ❖ Ferrailage de la poutre secondaire

Tableau V.31: Ferrailage des poutres secondaire.

| niveau | M (KN.m)   |     |         | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix des<br>barres | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|------------|-----|---------|--------------------------------------|---------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| zone1  | Sur appuis | Sup | 178,688 | 10,41                                | 3T16+3T16           | 7,5                                    | 60                                     | 12,06                                  |
|        |            | Inf | 140,028 | 7,98                                 | 3T20                |                                        |                                        | 9,42                                   |
|        | En travée  |     | 33,986  | 2,13                                 | 3T16+3T14           | 7,5                                    | 60                                     | 10,65                                  |
| zone2  | Sur        | Sup | 238,431 | 14,43                                | 3T20+3T16           | 7,5                                    | 60                                     | 15,46                                  |
|        | appuis     | Inf | 170,056 | 9,86                                 | 3T16+3T16           |                                        |                                        | 12,06                                  |
|        | En travée  |     | 85,292  | 5,56                                 | 3T16+3T14           | 7,5                                    | 60                                     | 10,65                                  |
| zone3  | Sur appuis | Sup | 221,611 | 13,26                                | 3T20+3T16           | 7,5                                    | 60                                     | 15,46                                  |
|        |            | Inf | 159,492 | 9,19                                 | 3T20                |                                        |                                        | 9,42                                   |
|        | En travée  |     | 89,645  | 5,87                                 | 3T16+3T14           | 7,5                                    | 60                                     | 10,65                                  |

## V.4.3. Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant.

## ❖ Selon le BAEL91:artA5.1.22

La section minimale A<sub>t</sub> doit vérifier :

$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_{ed}$  : largeur de la poutre.

S<sub>t</sub>: l'espacement des cours d'armatures transversales.

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

On adopter l'espacement suivant: **S<sub>t</sub>=20cm**

$A_t = 0,4 \cdot 0,3 \cdot 0,2 / 400$

$A_t \geq 0,6\text{cm}^2$

Diamètre de la section

$\emptyset_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{lmin} \right]$

$$\rightarrow \emptyset \leq \min \left[ \frac{600}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] \Rightarrow \emptyset_t = 8\text{mm}$$

## ❖ Selon le RPA99/2003

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

L'espace maximal:

En zone nodale:  $St \leq \min(h/4, 12\phi_t)$ .

On prend:  $St = 15\text{cm}$

En zone courante :  $St \leq h/2$ .

On prend :  $St = 30\text{cm}$

Donc  $A_t = 0.003 \times 30 \times 30 = 2.7\text{cm}^2$

Le choix des barres est le suivant  $6\phi 8: A_t = 3.02\text{cm}^2$

$St$  adopté =  $\min(St_{BAEL}, St_{RPA}) = 20\text{ cm}$ .

## V.4.5. Vérification nécessaire pour les poutres :

## ❖ Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles

$V_{u_{\max}} = 266.92\text{kn}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.647\text{mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{mpa}\right) = 2.66\text{mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow cv$$

## ❖ Contrainte de compression dans le béton:

Pour les poutres la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton:

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 12\text{Mpa}.$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = k \cdot y$ )

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + [15As \times (d - y)^2 + 15A's(y - c')^2]$$

$$Y = \frac{15(As + A's)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dAs + c'As')}{7.5(As + A's)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de vérifications ont été résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.32: Vérification des contraintes.

| Poutres | Localisation | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $M_{ser}$<br>(KN.m) | Y<br>cm | I cm <sup>4</sup> | $\sigma_{bc}$ (mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ mpa | Observation |
|---------|--------------|-----------------------------|---------------------|---------|-------------------|---------------------|-------------------------|-------------|
| ZONE1   | Appui        | 21,99                       | -87,911             | 34,459  | 535127,43         | 5,66                | 12                      | CV          |
|         | Travée       | 10,65                       | 61,556              | 23,981  | 281861,45         | 5,24                | 12                      | CV          |
| ZONE2   | Appui        | 24,88                       | -95,97              | 36,654  | 604742,05         | 5,81                | 12                      | CV          |
|         | Travée       | 9,24                        | 62,64               | 22,337  | 250401,39         | 5,58                | 12                      | CV          |
| ZONE3   | Appui        | 18,6                        | -87,958             | 31,692  | 457152,49         | 6,09                | 12                      | CV          |
|         | Travée       | 9,24                        | 65,607              | 22,337  | 250401,39         | 5,85                | 12                      | CV          |

❖ **Vérification de la flèche (art B.6.5.1)BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{1M}{10M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A}{bd} < \frac{4,2}{F_e}$$

Avec :

**h**: hauteur de la section

**L**: la portée entre nus d'appuis

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

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique,  $M_0 = (q_s \cdot l^2 / 8)$

**A<sub>s</sub>**: section d'armature tendue correspondante

❖ **Poutre principale**

h = 60 cm; b = 30 cm; d = 54cm; l = 650cm; A<sub>s</sub> = 10,65cm<sup>2</sup>;

M<sub>sertrave</sub> = 61,556kn.m; M<sub>0ser</sub> = 87,911kn.m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,103 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{sertrave}}{10M_{0SER}} \rightarrow 0,103 \geq 0,070 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0065 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Poutre secondaire**

h = 50 cm; b = 30cm; d = 45cm; L = 465cm; A<sub>s</sub> = 10,65cm<sup>2</sup>; M<sub>sertrave</sub> = 16,519kn.m

M<sub>0ser</sub> = 24,927kn.m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1265 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{sertrave}}{10M_{0SER}} \rightarrow 0,1265 \geq 0,066 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0078 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

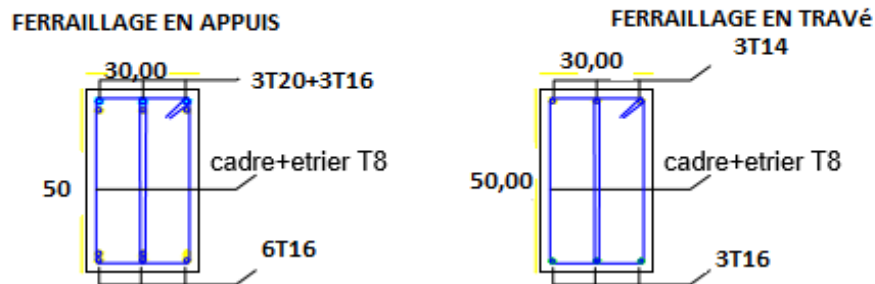


Figure V. 7: schéma de ferrailage de poutre secondaire.

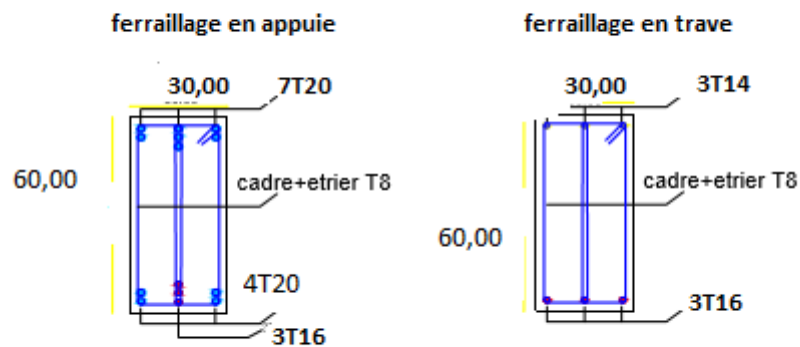


Figure V. 8: schéma de ferrailage de poutre principale.

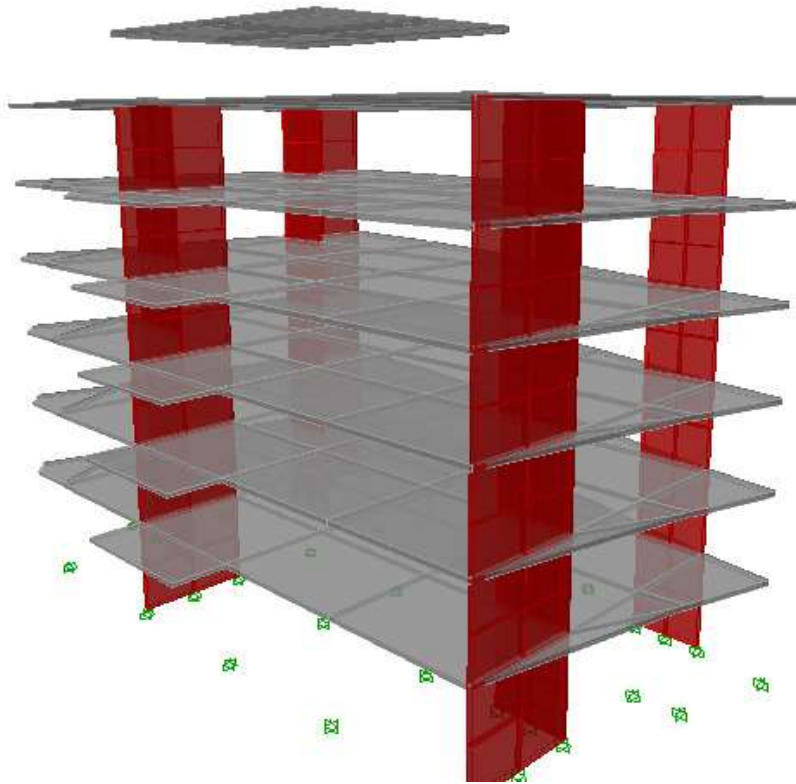


Figure V. 9: la vue en «3D».

#### V.5. Ferrailage des voiles ajoutés

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan

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 charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

##### ❖ Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/V2003 exige les combinaisons ci-contre

##### ❖ Etat limite ultime

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

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

##### ❖ Etat limite de service : $G + Q$

**V.5.1. Recommandations de RPA:****❖ Armatures verticales:**

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimum surtout la zone tendue est de 20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

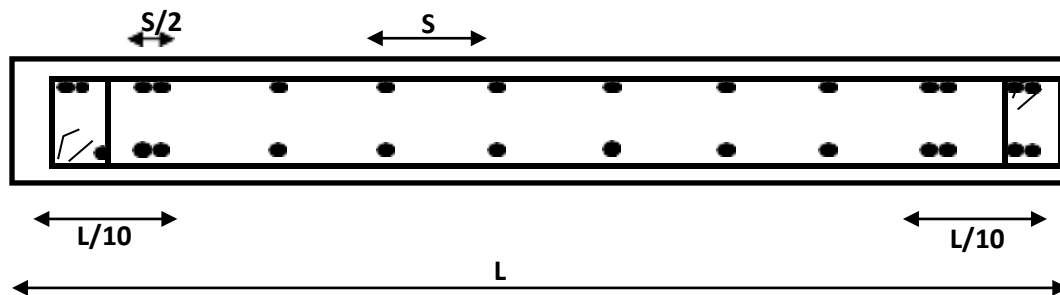


Figure V. 10: Disposition des armatures verticales dans le voile.

**❖ Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**❖ Règles communes**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

- ✓  $S \leq 1.5 a$  (a: épaisseur du voile).
- ✓  $S \leq 30$  cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingle à mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Armatures minimale**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section En zone courante égale a 0.10% de la section

❖ **Diamètre minimum**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

❖ **Longueur de recouvrement**

La longueur de recouvrement est égale à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible. 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles

❖ **Armatures transversales**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré

❖ **Armature de potelet**

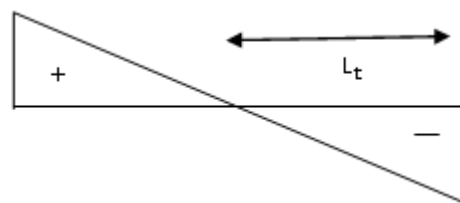
On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales ,dont la section est supérieure ou égale à 4HA10

**V.5.3.Procèdes de calcul pour le Ferrailage verticale**

Le ferrailage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous : On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ,et cela en utilisant les formules classiques de la RDM

$$\sigma = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$\sigma_{\max}$



N:effort normal appliqué

Figure V. 11: diagramme des contraintes.

M:Moment fléchissant appliqué.

$\sigma_{\min}$

B:Section transversale du voile.

V: bras de levier

I: l'inertie de voile  $I_v = \frac{L_{VOILE}}{2}$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande. Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

1<sup>er</sup> cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si :

« N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures ou

« N » est un effort de compression et le centre de pression se trouve en dehors des armatures

$$NT = \frac{6min}{2} Lt * e$$

Avec :

Lt : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

2<sup>ème</sup> cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$NT = \left[ \frac{6min + 6max}{2} \right] Lt * e$$

3<sup>ème</sup> cas: Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est une force normale de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures

$$NT = \left[ \frac{6min + 6max}{2} \right] Lt * e$$

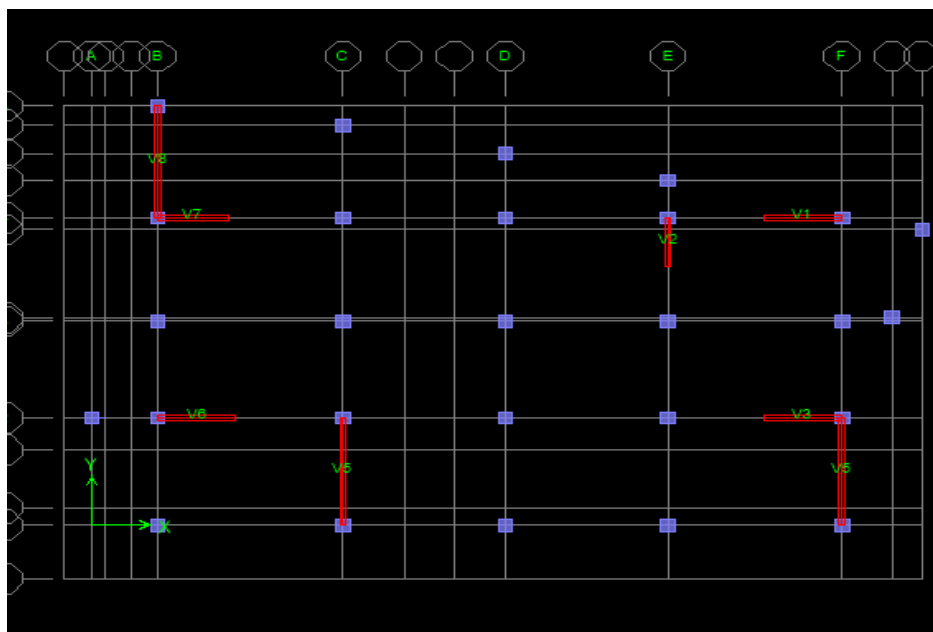


Figure V. 12: schéma des voiles.

❖ **Exemple de calcul** : Ferrailage du voile (V1 V3, V6) de zone 1

**Caractéristiques géométriques** :  $L = 2.75 \text{ m}$  ;  $e = 0.2 \text{ m}$

Sollicitations :  $N_{\max} = 3283.02 \text{ KN}$  ,  $M_{\text{corr}} = 2918.61 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes :

$$A = 0.2 \times 2.75 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$V = l / 2 = 1.375 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.2 \times 2.75^3}{12}$$

$$I = 0.3466 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{3283.02}{0.55} + \frac{2918.61 \times 1.375}{0.3266}$$

$$\sigma_1 = 17547.57 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{3283.02}{0.55} - \frac{2918.61 \times 1.375}{0.3266}$$

La section est partiellement tendue

$$\sigma_2 = -5609.32 \text{ kN / m}^2$$

La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} l = \frac{17547.57 \times 2.75}{17547.57 + 5609.32}$$

$$L_c = 2.08 \text{ m}$$

$$L_t = l - l_c = 2.75 - 2.08$$

$$L_t = 0.67 \text{ m}$$

Calcul de la sollicitation équivalente :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} = \frac{5609.32 \times 0.67 \times 0.2}{2}$$

$$N_{ul} = 375.82 \text{ KN}$$

❖ **Détermination des armatures**

Armature verticale :

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_{s2}} = \frac{375.82 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4$$

$$A_v = 9.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimale d'armature verticale**

✓ **Selon RPA 99 version 2003**

$$A_{\min} = 0.2 \% B$$

Avec B : section de béton  $B = L \times e = 2.75 \times 0.2 = 0.55 \text{ m}^2$

$$A_{\min} = 11 \text{ cm}^2$$

✓ **Selon BAEL 91**

$$A_{\min} = 0.23 \times B \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 5.69 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{cal}}) = \max (11 \text{ cm}^2 ; 9.39 \text{ cm}^2 ; 5.69 \text{ cm}^2)$$

Donc :  $A = 11 \text{ cm}^2$  pour les deux nappes. Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile,  $A = 11 \text{ cm}^2$  soit : 12HA14/nappe

✓ la longueur minimale d'après l'article RPA 99 version 2003 ( 7.7.4.1 )

$$\text{Zone courant : } S_t \leq (1,5 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$S_{tc} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about : } (l/10) : S_t = 27.5 \text{ cm avec } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

✓ **Armatures horizontales** : D'après BAEL 91

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9.39}{4} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Globalement dans la section du voile } 0.15\%B = 0.15\% \times 20 \times 275 = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{-En zone courante } 0.10\% B = 0.10\% \times 20 \times 275 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit donc : } 12T12 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures verticales**

D'après RPA 99 version 2003 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré de HA08

#### V.5.4.Vérification nécessaire pour les voiles

##### ❖ Vérification de contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon RPA 99 version 2003 (art7.7.2)

$$\tau_{\text{adm}} = 0.2 \cdot f_{c28} = 4 \text{ mpa}$$

$$\text{D'après les résultats obtenues des analyses on a } V_{\text{max}} = 837.18 \text{ KN}$$

$$\tau = 1.4 \cdot V / bd = 837.18 / (0.2 \times 0.9 \times 2.75) = 2367.78 \text{ KN/m}$$

$$\tau = 2.367 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 4 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Selon le BAEL :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{837.18}{0.2 \times 0.9 \times 2.75} = 1691.27 \text{ kn/m}^2$$

$$\tau = 1.69 \text{ mpa}$$

$$\tau = 1.69 \text{ mpa} < \tau_{\text{adm}} = 4 \text{ mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

##### ❖ Vérification a l'ELS

$$\sigma = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{997.98}{275 \times 20 + 15 \times 9.39} = 0.177 \text{ kn/cm}^2 = 1.77 \text{ mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 1.77 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$  condition vérifiée.

Dans la suite des calculs ,on distingue trois zones:

- ✓ **Zone I:** SS, RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- ✓ **Zone II:** 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage.
- ✓ **Zone III:** 5<sup>ème</sup>.
- ❖ **Conclusion de ferrailage**

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants:

## ❖ Les voiles V1, V3, V6 de longueur L=2,75m

Tableau V.33: Sollicitations et contraintes.

| Zones        | sollicitation | Long | N (KN)  | M (KN.m) | $\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> ) | la nature | L <sub>t</sub> (m) | L <sub>C</sub> (m) | Av (cm <sup>2</sup> ) | F(kn)    |
|--------------|---------------|------|---------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|--------------------|--------------------|-----------------------|----------|
| <b>Zone1</b> | NmaxMcorr     | 2,75 | 3283,02 | 2918,61  | 17547,084                       | -5608,829                       | SPT       | 0,666              | 2,08               | 9,34                  | 373,607  |
|              | NminMcorr     | 2,75 | 1992,4  | 2857,032 | 14956,22                        | -7711,13                        | SPT       | 0,93               | 1,814              | 18,034                | 721,387  |
|              | MmaxNcorr     | 2,75 | 3283,02 | 2918,61  | 17547,0                         | -5608,82                        | SPT       | 0,666              | 2,083              | 9,34                  | 373,607  |
| <b>Zone2</b> | NmaxMcorr     | 2,75 | 1903,17 | 249,283  | 4449,2                          | 2471,41                         | SEC       | 0,982              | 1,767              | -181,753              | 5233,7   |
|              | NminMcorr     | 2,75 | 979,99  | 336,563  | 3116,92                         | 446,67                          | SEC       | 0,344              | 2,405              | -188,1                | 2694,972 |
|              | MmaxNcorr     | 2,75 | 1160,11 | 1432,394 | -7791,51                        | 3572,93                         | SPT       | 0,864              | 1,885              | 7,722                 | 308,911  |
| <b>Zone3</b> | NmaxMcorr     | 2,75 | 529,84  | 353,319  | -2364,94                        | 438,25                          | SPT       | 0,429              | 2,32               | 0,471                 | 18,841   |
|              | NminMcorr     | 2,75 | 262,58  | 329,443  | 1784,29                         | -829,46                         | SPT       | 0,872              | 1,87               | 1,809                 | 72,387   |
|              | MmaxNcorr     | 2,75 | 8,76    | 457,386  | -1798,49                        | 1830,35                         | SPT       | 1,387              | 1,362              | 6,128                 | 245,122  |

Les voiles v4, v5 de longueur : L=4,47m

Tableau V.34: Sollicitations et contraintes.

| Zones | sollicitation | Long | N (KN)  | M (KN.m) | $\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> ) | la nature | L <sub>t</sub> (m) | L <sub>C</sub> (m) | F(kn)    | Av(cm <sup>2</sup> ) |
|-------|---------------|------|---------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|--------------------|--------------------|----------|----------------------|
| Zone1 | NmaxMcorr     | 4,47 | 2579,48 | 3436,264 | 8044,647                        | -2273,998                       | SPT       | 0,985              | 3,484              | 224,008  | 5,6                  |
|       | NminMcor<br>r | 4,47 | 1228,66 | 778,367  | 2543,006                        | 205,673                         | SEC       | 0,3344             | 4,135              | 5492,11  | -302,969             |
|       | MmaxNcorr     | 4,47 | 2505,24 | 4596,956 | 9704,3                          | -4099,743                       | SPT       | 1,327              | 3,142              | 544,269  | 13,606               |
| Zone2 | NmaxMcorr     | 4,47 | 2286    | 146,093  | 2776,39                         | 2337,698                        | SEC       | 2,043              | 2,426              | 10218,42 | -291,153             |
|       | NminMcor<br>r | 4,47 | 536,28  | 2131,064 | 3799,51                         | -2599,785                       | SPT       | 1,815              | 2,654              | 472,117  | 11,802               |
|       | MmaxNcorr     | 4,47 | 2089,74 | 3406,8   | 7452,6                          | -2777,568                       | SPT       | 1,216              | 3,256              | 337,096  | 8,427                |
| Zone3 | NmaxMcorr     | 4,47 | 816,76  | 20,222   | 943,963                         | 883,239                         | SEC       | 2,16               | 2,309              | 3650,917 | -307,572             |
|       | NminMcor<br>r | 4,47 | 34,58   | 339,774  | 548,828                         | -471,468                        | SPT       | 2,065              | 2,404              | 97,383   | 2,434                |
|       | MmaxNcorr     | 4,47 | 455,24  | 350,98   | 1036,19                         | -17,7562                        | SPT       | 0,0753             | 4,3946             | 0,133    | 0,0033               |

## ❖ Le voile v2 de longueur L=2 m

Tableau V.35: sollicitation de la contrainte.

| Zones        | Sollicitation | Long | N (KN)  | M (KN.m) | $\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> ) | la nature | L <sub>t</sub> (m) | L <sub>c</sub> (m) | F (kn)  | Av(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|---------------|------|---------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|--------------------|--------------------|---------|----------------------|
| <b>Zone1</b> | NmaxMcorr     | 2    | 1555,82 | 685,873  | 9033,59                         | -1254,4975                      | SPT       | 0,243              | 1,756              | 30,593  | 0,764                |
|              | NminMcorr     | 2    | 466,5   | 664,726  | 6151,695                        | -3819,195                       | SPT       | 0,766              | 1,233              | 292,576 | 7,314                |
|              | MmaxNcorr     | 2    | 1555,82 | 685,873  | 9033,597                        | -1254,4975                      | SPT       | 0,243              | 1,756              | 30,593  | 0,764                |
| <b>Zone2</b> | NmaxMcorr     | 2    | 977,15  | 215,016  | 4055,49                         | 830,255                         | SEC       | 0,339              | 1,66               | 1954,3  | -136,814             |
|              | NminMcorr     | 2    | 6,07    | 235,395  | -1750,28                        | 1780,6375                       | SPT       | 1,008              | 0,9914             | 173,524 | 4,338                |
|              | MmaxNcorr     | 2    | 252,7   | 388,631  | -2282,98                        | 3546,4825                       | SPT       | 1,216              | 0,783              | 178,816 | 4,47                 |
| <b>Zone3</b> | NmaxMcorr     | 2    | 232,84  | 294,91   | 2793,92                         | -1629,725                       | SPT       | 0,736              | 1,263              | 120,081 | 3,002                |
|              | NminMcorr     | 2    | 73,02   | 199,992  | 1682,49                         | -1317,39                        | SPT       | 0,878              | 1,121              | 115,705 | 2,892                |
|              | MmaxNcorr     | 2    | 232,84  | 294,91   | 2793,92                         | -1629,725                       | SPT       | 0,736              | 1,263              | 120,081 | 3,002                |

## ❖ Le voile v7 de longueur L=2,5m

Tableau V.36: Sollicitations et contraintes.

| Zones | sollicitation | Long | N (KN)  | M (KN.m) | $\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> ) | la nature | L <sub>t</sub> (m) | L <sub>c</sub> (m) | F (kn)   | Av(cm <sup>2</sup> ) |
|-------|---------------|------|---------|----------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|--------------------|--------------------|----------|----------------------|
| Zone1 | Nmax<br>Mcorr | 2,5  | 3416,73 | 2103,81  | 16931,74                        | -3264,828                       | SPT       | 0,404              | 2,0958             | 131,941  | 3,298                |
|       | NminMcor<br>r | 2,5  | 2143,66 | 2075,494 | 14249,691                       | -5675,0512                      | SPT       | 0,712              | 1,787              | 404,098  | 10,102               |
|       | Mmax<br>Ncorr | 2,5  | 3416,73 | 2103,81  | 16931,74                        | -3264,828                       | SPT       | 0,404              | 2,095              | 131,941  | 3,298                |
| Zone2 | Nmax<br>Mcorr | 2,5  | 1994,87 | 324,37   | 5546,71                         | 2432,764                        | SEC       | 0,762              | 1,737              | 4987,175 | -164,657             |
|       | Nmin<br>Mcorr | 2,5  | 1055,9  | 147,095  | 2817,85                         | 1405,744                        | SEC       | 0,832              | 1,667              | 2639,75  | -170,525             |
|       | Mmax<br>Ncorr | 2,5  | 1434,35 | 1073,203 | 8020,07                         | -2282,6744                      | SPT       | 0,553              | 1,946              | 126,437  | 3,16                 |
| Zone3 | Nmax<br>Mcorr | 2,5  | 475,83  | 303,495  | 2408,43                         | -505,116                        | SPT       | 0,433              | 2,0665             | 21,892   | 0,547                |
|       | Nmin<br>Mcorr | 2,5  | 234,97  | 134,214  | 1114,16                         | -174,2872                       | SPT       | 0,338              | 2,161              | 5,893    | 0,147                |
|       | Mmax<br>Ncorr | 2,5  | 26,48   | 350,893  | 1737,24                         | -1631,3264                      | SPT       | 1,21               | 1,289              | 197,503  | 4,937                |

Le voile V8 de longueur :  $L = 4,65\text{m}$

Tableau V.37: Sollicitations et contraintes.

| Zones | sollicitation | Long | N (KN)  | M (KN.m) | $\sigma_1$<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_2$<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | la<br>nature | $L_t$ (m) | $L_c$ (m) | F (kn)    | $A_v$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-------|---------------|------|---------|----------|------------------------------------|------------------------------------|--------------|-----------|-----------|-----------|--------------------------|
| Zone1 | NmaxMcorr     | 4,65 | 2805,84 | 1792,685 | 5504,281                           | 529,7828                           | SEC          | 0,4082    | 4,241     | 13047,156 | -296,834                 |
|       | NminMcorr     | 4,65 | 1189,78 | 901,667  | 2530,345                           | 28,321                             | SEC          | 0,0514    | 4,598     | 5532,477  | -315,621                 |
|       | MmaxNcorr     | 4,65 | 2531,82 | 5142,645 | 9857,517                           | -4412,746                          | SPT          | 1,437     | 3,212     | 634,509   | 15,862                   |
| Zone2 | NmaxMcorr     | 4,65 | 2127,2  | 3994,078 | 7828,86                            | -3254,246                          | SPT          | 1,365     | 3,284     | 444,315   | 11,107                   |
|       | NminMcorr     | 4,65 | 398,44  | 2540,489 | 3953,21                            | -3096,355                          | SPT          | 2,0424    | 2,607     | 632,399   | 15,809                   |
|       | MmaxNcorr     | 4,65 | 2127,2  | 3994,078 | 7828,86                            | -3254,246                          | SPT          | 1,365     | 3,284     | 444,315   | 11,107                   |
| Zone3 | NmaxMcorr     | 4,65 | 436,41  | 431,159  | 1067,46                            | -128,95                            | SPT          | 0,5011    | 4,148     | 6,462     | 0,161                    |
|       | NminMcorr     | 4,65 | 25,19   | 25,19    | 62,0357                            | -7,863                             | SPT          | 0,523     | 4,126     | 0,411     | 0,0102                   |
|       | MmaxNcorr     | 4,65 | 436,41  | 431,159  | 1067,46                            | -128,95                            | SPT          | 0,5011    | 4,148     | 6,462     | 0,161                    |

**Ferraillage Les voiles**

**V1, V3, V6 de longueur L=2,75m**

| Zones | $A_v(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | chois<br>des<br>barre | Aadopte<br>$\text{Cm}^2$ | St<br>(cm) | zone<br>d'about | St(cm) | $A_H(\text{cm}^2)$ | choix | Aadopte<br>$\text{Cm}^2$ | St(cm) |
|-------|--------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------|------------|-----------------|--------|--------------------|-------|--------------------------|--------|
| zone1 | 18,031             | 11                      | 18T16                 | 20,36                    | 20         | 12HA16          | 10     | 8,25               | 12T10 | 9,42                     | 20     |
| zone2 | 7,722              | 11                      | 16T14                 | 18,1                     | 20         | 16HA14          | 10     | 8,25               | 12T10 | 9,42                     | 20     |
| zone3 | 6,128              | 11                      | 16T12                 | 18,1                     | 20         | 16HA12          | 10     | 8,25               | 12T10 | 9,42                     | 20     |

**Les voile V4, V5 de longueur : L=4,47m**

| Zones | $A_v(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | chois<br>des<br>barre | Aadopte<br>$\text{Cm}^2$ | St<br>(cm) | zone<br>d'about | St(cm) | $A_H(\text{cm}^2)$ | Choix | Aadopte<br>$\text{Cm}^2$ | St(cm) |
|-------|--------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------|------------|-----------------|--------|--------------------|-------|--------------------------|--------|
| zone1 | 13,606             | 17,88                   | 16T16                 | 18,1                     | 20         | 24HA16          | 10     | 13,41              | 9TT14 | 13,85                    | 20     |
| zone2 | 11,802             | 17,88                   | 16T14                 | 18,1                     | 20         | 24HA14          | 10     | 13,41              | 9T14  | 13,85                    | 20     |
| zone3 | 2,434              | 17,88                   | 16T12                 | 18,1                     | 20         | 24HA12          | 10     | 13,41              | 9T14  | 13,85                    | 20     |

**Le voile V2 de longueur : L=2m**

| Zones | $A_v(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | chois<br>des<br>barre | Aadopte<br>$\text{Cm}^2$ | St<br>(cm) | zone<br>d'about | St(cm) | $A_H(\text{cm}^2)$ | Choix | Aadopte<br>$\text{Cm}^2$ | St(cm) |
|-------|--------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------|------------|-----------------|--------|--------------------|-------|--------------------------|--------|
| zone1 | 7,3144             | 8                       | 14T16                 | 15,83                    | 20         | 8HA16           | 10     | 6                  | 9T10  | 7,07                     | 20     |
| zone2 | 4,47               | 8                       | 12T14                 | 13,57                    | 20         | 12HA14          | 10     | 6                  | 9T10  | 7,07                     | 20     |
| zone3 | 3,002              | 8                       | 12T12                 | 13,57                    | 20         | 12HA12          | 10     | 6                  | 9T10  | 7,07                     | 20     |

Le voile V7 de longueur L=2,5m

| Zones | $A_v(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | chois<br>des<br>barre | Aadopté<br>$\text{Cm}^2$ | St<br>(cm) | zone<br>d'about | St(cm) | $A_H(\text{cm}^2)$ | Choix | Aadopté<br>$\text{Cm}^2$ | St(cm) |
|-------|--------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------|------------|-----------------|--------|--------------------|-------|--------------------------|--------|
| zone1 | 10,102             | 10                      | 16T16                 | 18,1                     | 20         | 12HA16          | 10     | 7,5                | 8T12  | 9,05                     | 20     |
| zone2 | 3,16               | 10                      | 16T14                 | 18,1                     | 20         | 12HA14          | 10     | 7,5                | 8T12  | 9,05                     | 20     |
| zone3 | 4,937              | 10                      | 16T12                 | 18,1                     | 20         | 12HA12          | 10     | 7,5                | 8T12  | 9,05                     | 20     |

Le voile V8 de longueur :L=4,65m

| Zones | $A_v(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | chois<br>des<br>barre | Aadopté<br>$\text{Cm}^2$ | St<br>(cm) | zone<br>d'about | St(cm) | $A_H(\text{cm}^2)$ | Choix | Aadopté<br>$\text{Cm}^2$ | St(cm) |
|-------|--------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------------|------------|-----------------|--------|--------------------|-------|--------------------------|--------|
| zone1 | 15,862             | 18,6                    | 32T16                 | 36,19                    | 20         | 24HA16          | 10     | 13,95              | 10T14 | 15,39                    | 20     |
| zone2 | 15,809             | 18,6                    | 32T14                 | 36,19                    | 20         | 24HA14          | 10     | 13,95              | 10T14 | 15,39                    | 20     |
| zone3 | 0,167              | 18,6                    | 32T12                 | 36,19                    | 20         | 24HA12          | 10     | 13,95              | 10T14 | 15,39                    | 20     |

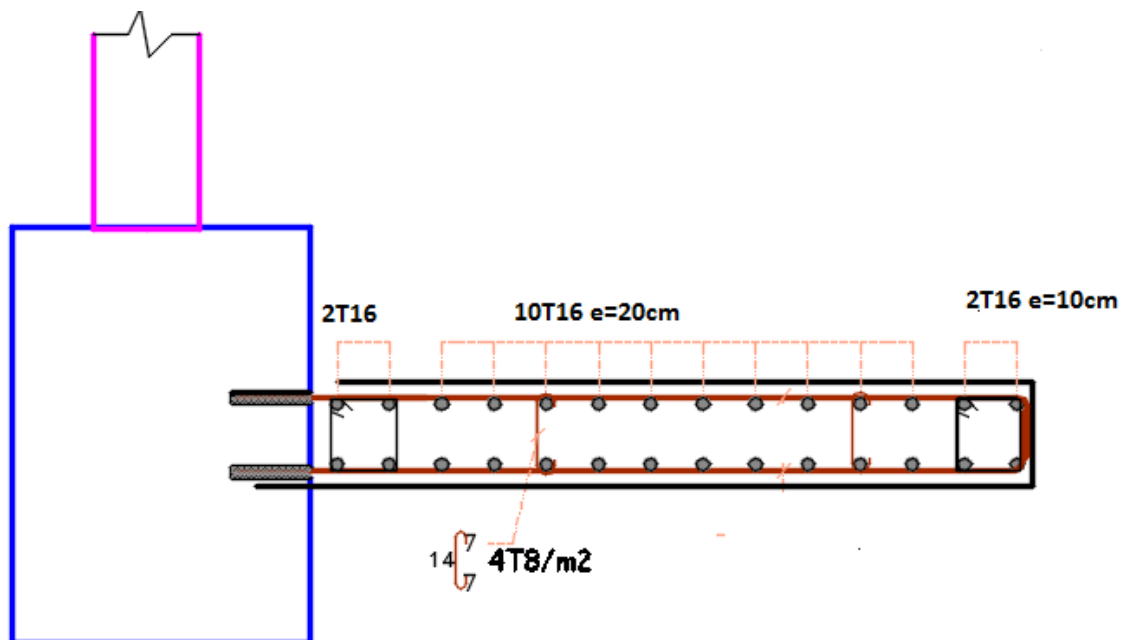


Figure V. 13: schéma de ferrailage des voiles.

## ***Conclusion générale***

### **Conclusion générale**

En raison de l'importance de ce travail, il ne fait aucun doute que le projet, qui a atteint les buts qui avaient été fixés sur le plan de travail, et permettra aussi de sauver un bâtiment important situé dans une zone de forte sismicité dans la wilaya de Boumerdes. Ce travail nous a permis de bien comprendre la valeur de notre projet et le protéger contre tous les menaces naturelles. Cela nous a obligé de faire des efforts pour atteindre un travail méthodique complet, et éviter les problèmes et les pièges qui sont souvent les mêmes. Donc nous avons fait une analyse par le logiciel ETABS, avec des synthèses très importantes sur les résultats obtenus, à partir de ses résultats qui sont confirmées par les vérifications des exigences.

Ce travail a été divisé en plusieurs chapitres qui forment l'ensemble de travail effectué, le premier chapitre qui présente des généralités sur le séisme : les caractéristiques, le risque sismique, le séisme de Boumerdes, le deuxième chapitre définit le confortement des structures, le troisième qui montre la stratégie de renforcement et les différentes techniques de renforcement, et l'avant dernière marche c'est une présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés béton et acier, pour la dernière tâche qui présente une étude sismique pour le bâtiment et l'interprétation des résultats du logiciel ETABS en donnant les vérifications considérables pour un bâtiment renforcé.

Enfin, Cette étude est une marche très importante sur un ancien bâtiment qui a confronté un séisme et subi des désordres importants. D'autre part, nous avons lissé cette étude ouverte pour permettre à d'autres utilisateurs de reprendre notre travail et ainsi de bénéficier d'une prise en main plus aisée. Cela leur permettra de passer plus rapidement à la partie analytique des résultats et ainsi de poursuivre notre travail.

***Référence  
bibliographiques***

## Références bibliographiques

---

### Références bibliographiques

[1]Belazougui,M, M, M, Farsi, M.N et Remas, A, “*Zemmouriearthquake of 21<sup>st</sup> of May, 2003,building damage Assessment and causes* ” Colloque international, Risque, Vulnérabilité et Fiabilité dans la Construction,11-12 Octobre 2003, Alger, Algeria.

[2]Article : Gouvernement du Canada.

[3]*Le Service Interministériel de Défense et de Protection Civile de la Préfecture du Doubs, Rapport sur le risque sismique dans le Doubs, 200.*

[4] AFPS, “*le séisme du 21 mai 2003 rapport préliminaire de la mission AFPS* ” Association Française Du Génie Parasismique.

[5]Ahmed Yassine : établissement d’un spectre de calcul pour les régions de Boumardés. Mémoire Master II, faculté Génie Civil, Université Mohamed Boudiaf –M’sila.

[6]Gueguen. P. vulnérabilité sismique du bâti existant.

[7]Mr. A. Abdelhamid, Polycopie de cours, 1ere année Master“ *PATHOLOGIES ET REHABILITATIONS DES STRUCTURES*”, 2016-2017 / UAMOB.

[8]Dr. F. Moussaoui, Polycopie de cours, 1ere année Master“ *PATHOLOGIES ET REHABILITATIONS DES STRUCTURES*”, UAMOB.

[9]Pathologies des bâtiments traditionnels dans le contexte spécifique des médinas marocaines,«GUIDE DE REFERENCE».

[10]Guide de renforcement parasismique et para cyclonique des bâtiments.

[11]Guide construction parasismique “ Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme”, mars 2013.

[12] <http://espif.blogspot.com...Espace> d’information et de formation.

[13]Mr B. Hami, polycopie de cours, 1ere année Master“ *Matériaux De Constructions* ”, UAMOB.

[14][www.institu-séisme.fr/isolation](http://www.institu-séisme.fr/isolation) et renforcement-institut-séisme.

V.Davidovici “conception-construction parasismique”.

ETABS.....Analysedesstructures.

AUTOCAD2015.....Dessin.

EXCEL2010.....Calcul.

WORD2010.....Traitement du texte.

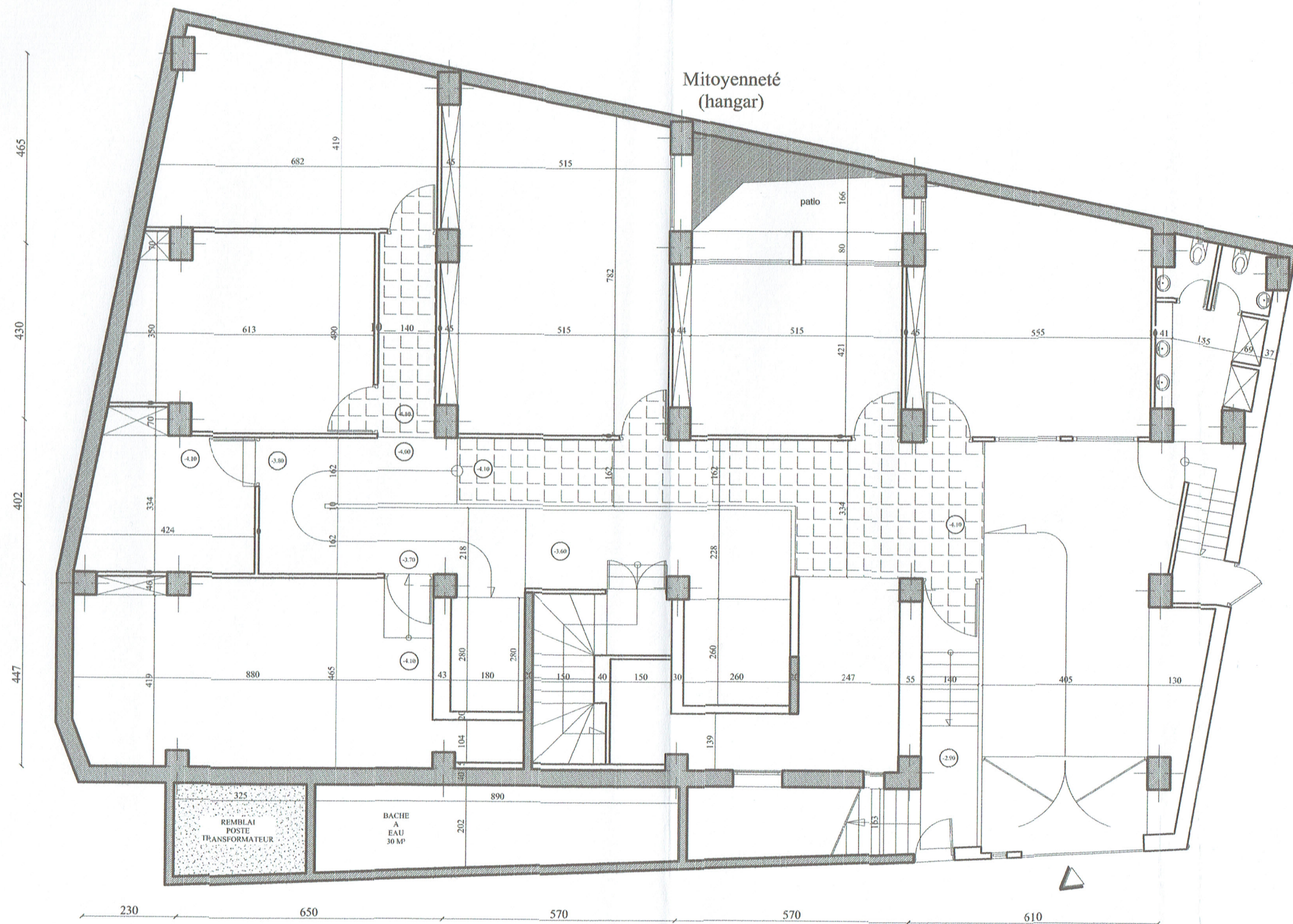
## *Références bibliographiques*

---

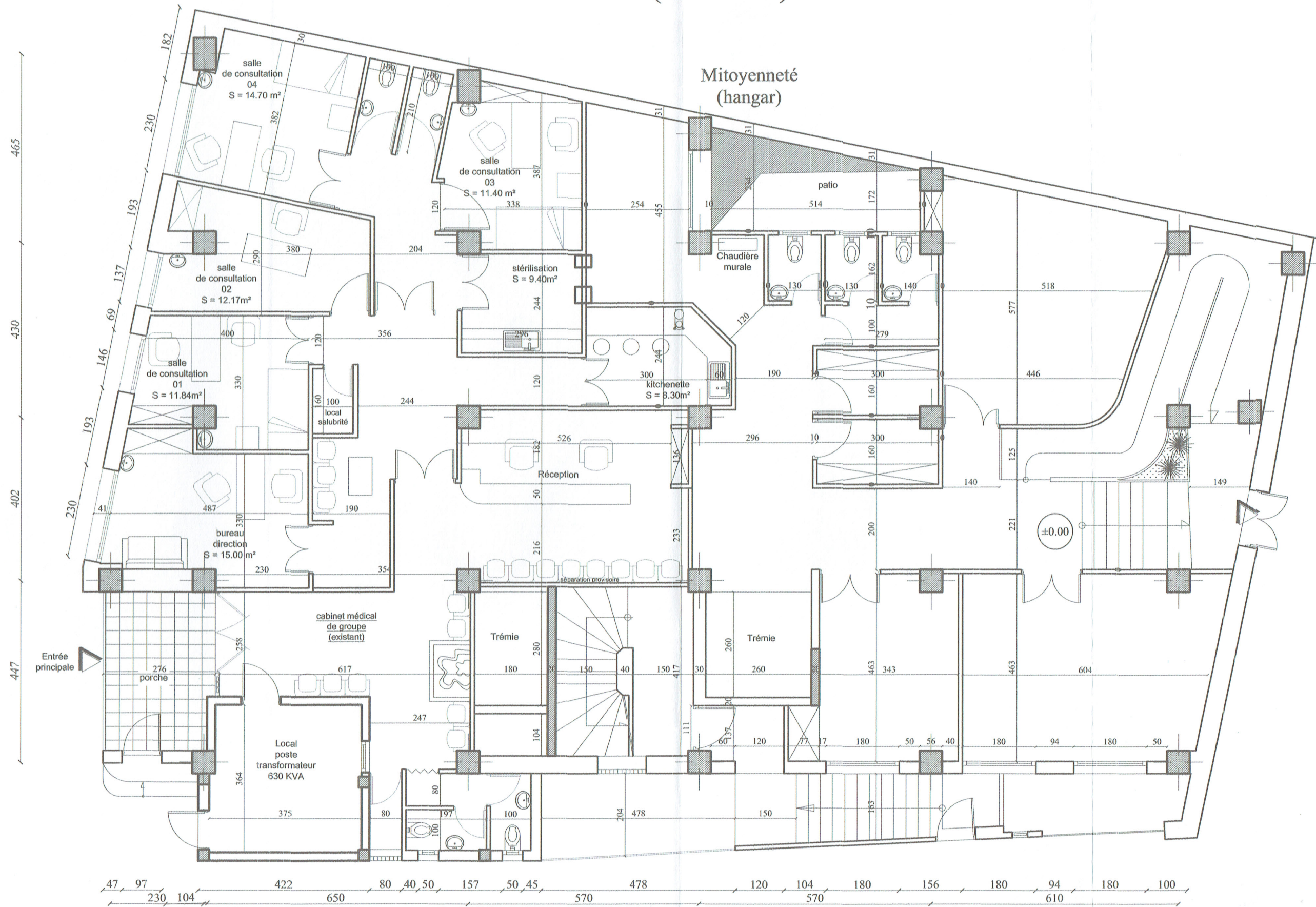
SOCOTEC..... Calcul des Sections  
rectangulaires en béton armé à la flexion simple et compos  
RPA99V2003 ..... Règlement Parasismique Algérienne.  
CBA93 ..... Règle De Conception De Calcul Des Structure En Béton Armé.  
BAEL 91modifié ..... Béton Armé aux états limites.

# ***Annexes***

(Existant)



(Existant)



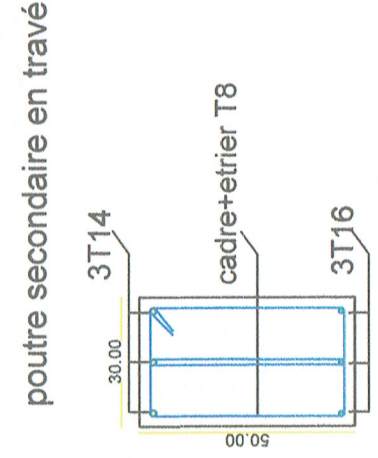
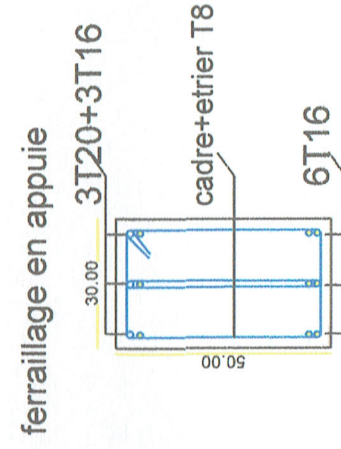
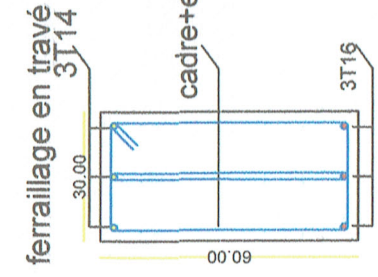
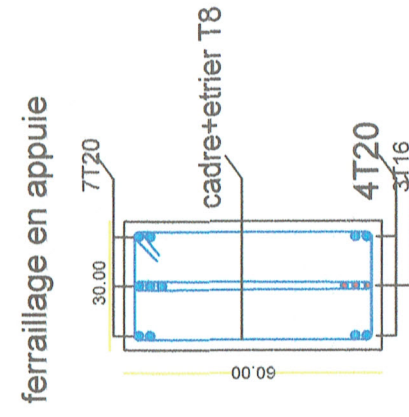
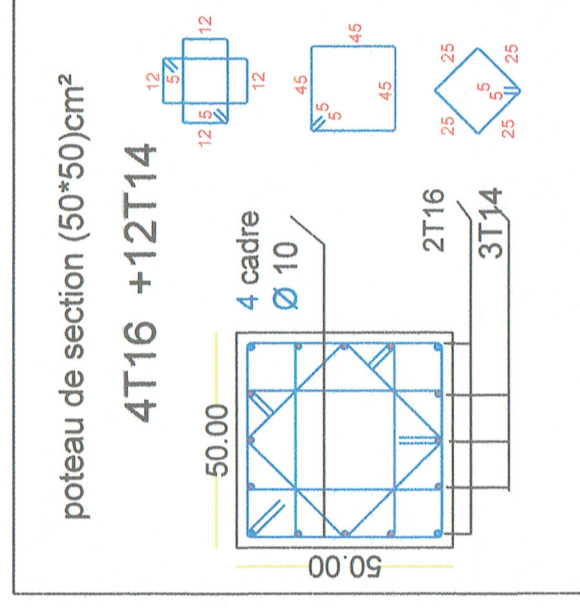
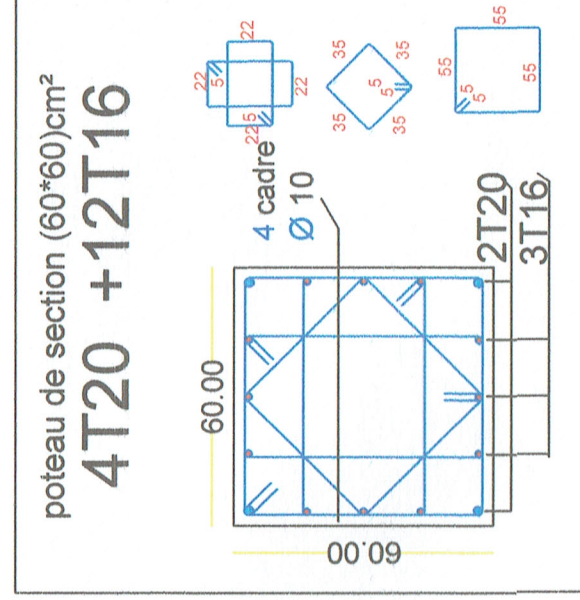
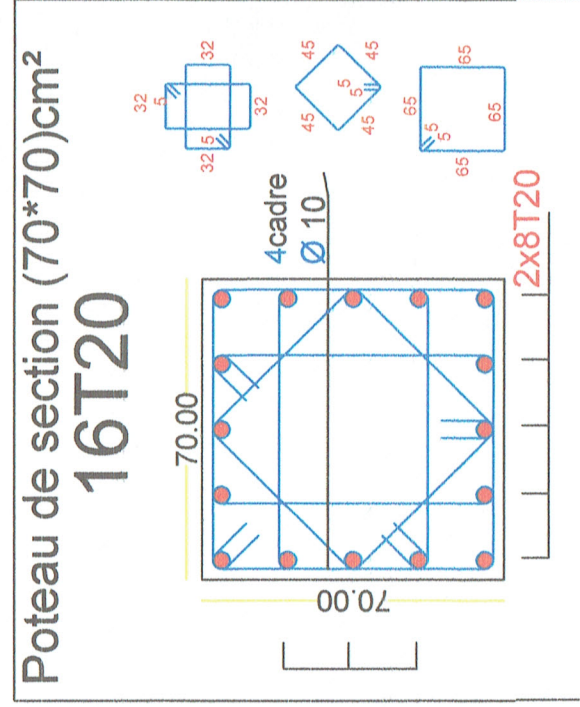
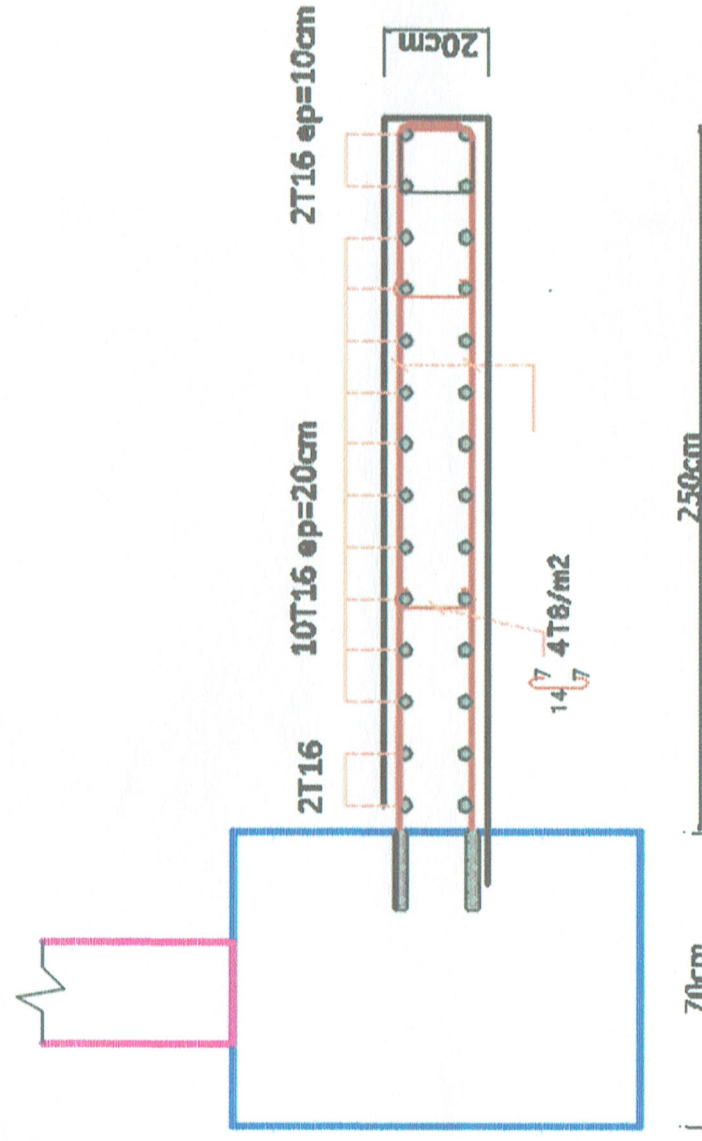


schéma de ferrailage des poutre principale

schéma de ferrailage des poutre secondaire

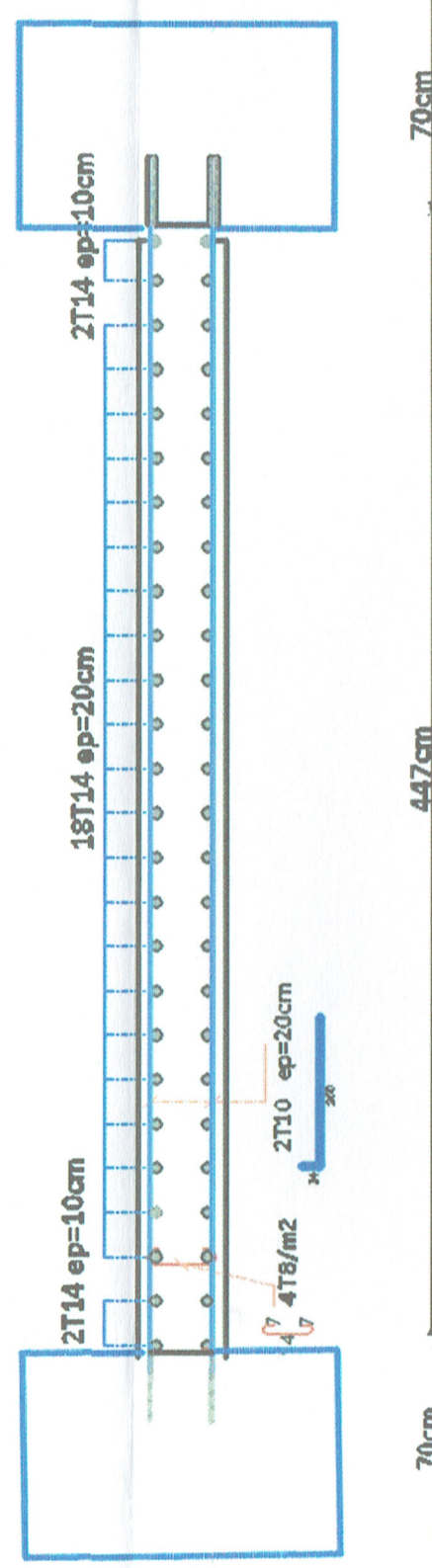
## coupe 1-1

VOILE (V7)



## coupe 2-2

VOILE (V4,V5)



## coupe 3-3

voile v2

