

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Zian Achour - Djelfa



Faculté des sciences & Technologie

Département de Génie Civil

# Projet de fin d'étude

Pour l'Obtention du Diplôme  
Master en Génie Civil

Option : calcul et contrôle technique de construction (C.C.T.C)

*Thème*

**Etude de confortement du minaret de  
mosquée Ali Ben Abitaleb**

Présenté par :

- *Gourida Abdelmalek*
- *Tioua Abdullah*

Encadré par :

*Dr. Hariche Lazhar*  
*Mr. Mekadem Mohamed*

Devant le jury:

- *Mr. Badaoui M*
- *Mr. Allout N*

**President  
Examineur**

☞ *Promotion: 2016 – 2017* ☞

# Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

❁ Notre promoteur **D<sup>r</sup> Lazhar Hariche** et **M<sup>r</sup> Mekadem Mohamed** pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette recherche.

❁ nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

❁ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

❁ Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.

❁ Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,

❁ Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Djelfa et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

❁ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

❁ Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion

2016-2017 de CCTC de l'université **Zian Achour**, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.



**Gourida**  
**Tioua**



Je dédie ce mémoire à :

· Mes parents :

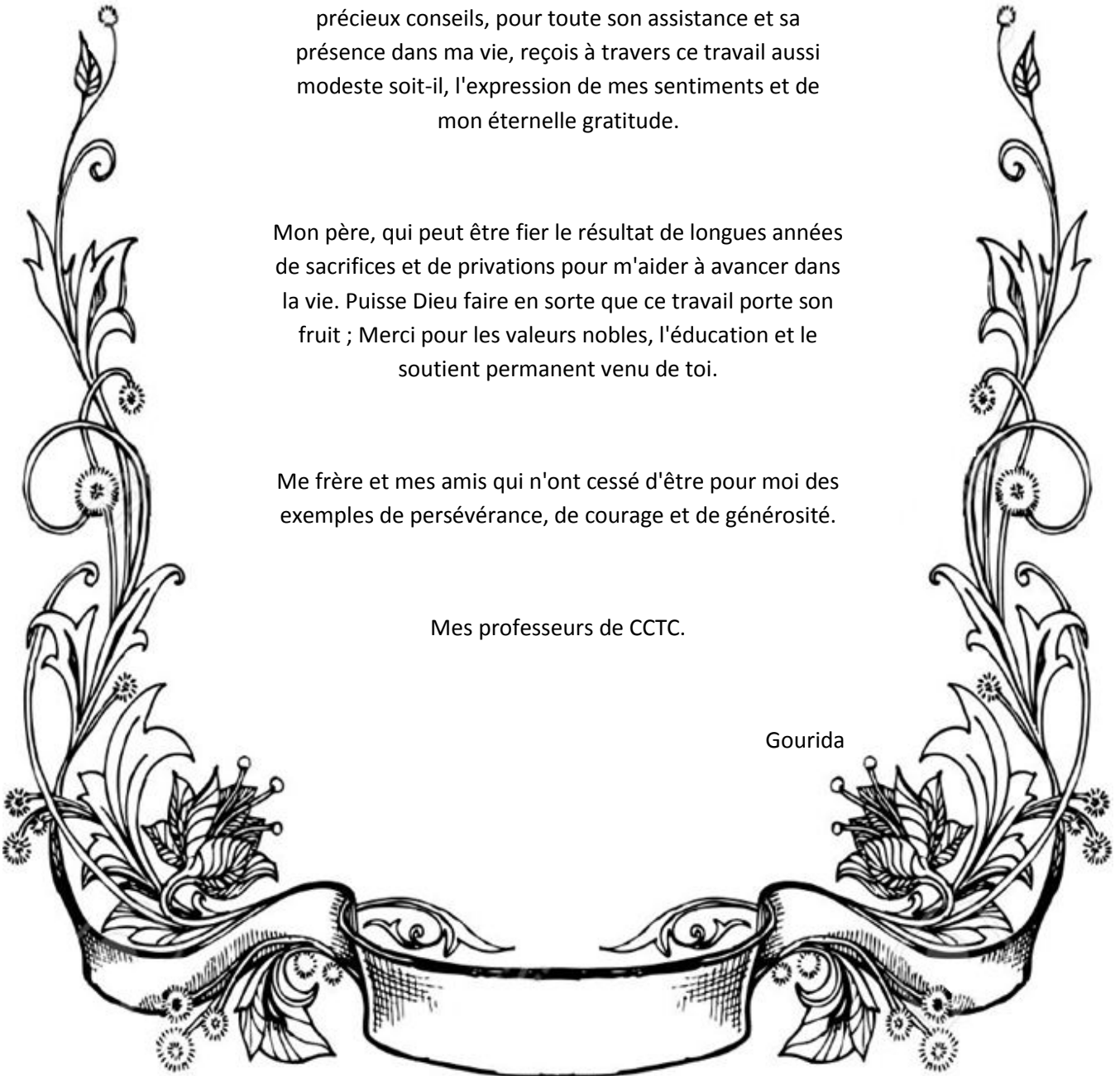
Ma mère, qui a oeuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.


Mon père, qui peut être fier le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Me frère et mes amis qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Mes professeurs de CCTC.

Gourida






Je dédie ce modeste travail à:

A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.

Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.

Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé

A mes frères: Mouktar ,Aissa, et Belkassem



A mon frère et mon binôme Abdelmalek qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.

A mes amies intimes : Azouz, Djamal, Naasse, Adam , Abdelaziz ,Ayoub et belkhir .....

A toute la famille :Tioua Brahim grands(es) et petits(es).

A mes amis de l'université de: Ziane Achour

A tous ma promotion de Génie Civil 2016/2017.

A Tous ceux qui me connaissent



Tioua

# SOMMAIRE

## *CHAPITRE I : Recherche bibliographié*

I.1 Introduction.....	02
I.2 Pathologie des ouvrages en béton et méthodologie d'un Diagnostic .....	02
I.2.1 Introduction .....	02
I.2.2. La fissuration des ouvrages:.....	02
I.2.3. La déformation anormale d'éléments en béton armé.....	03
I.2.4. La rupture des éléments en béton armé.....	03
I.2.5. Les investigations dans le béton.....	04
I.3. Techniques de réparation et de renforcement .....	08
I. 3.1.Introduction.....	08
I. 3.2.Adjonction d'armatures d'aciers.....	08
I. 3.3.Projection du béton.....	09
I. 3.4.Chemisage des sections de béton.....	11
I.3.5.Renforcement par gainage métallique.....	14
I.3.6.Le renforcement au moyen de profilés métalliques.....	16
I.3.7.Le scellement d'armatures pour béton armé.....	16
I.3.8.Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres)..	17
Conclusion.....	19

## *CHAPITRE II : Présentation de l'Ouvrage*

II.1 Introduction.....	21
II.2 Présentation De L'ouvrage.....	21
II.3 Histoire de la mosquée .....	25
II.3.1 Le Fiche technique .....	25
II.4 Etat Des Lieux .....	26
II.5 Récapitulatif Des Résultats Des Essais A L'ultrason .....	26
II.6 Caractéristiques Des Matériaux .....	27
II.6.1 Le Béton .....	27
II.6.2 Les Aciers .....	30
Conclusion.....	32

## *CHAPITRE III : Vérification de la Structure Existante*

III.1 Introduction .....	34
III.2. étude du vent.....	34
III.3. étude sismique.....	37
III.3.1 Méthode de calcul.....	37
III.3.2 méthode statique équivalente.....	37
III. 3.3 Méthode dynamique modale spectrale .....	37
III. 3.3.1 Modélisation.....	37
III. 3.4 Spectre de réponse de calcul .....	39
III. 3.4.1 Calcul du poids total de chaque plancher.....	39
III.3.4.2 Préparation des donnés.....	39
III. 3.4.3 Évaluation de la force sismique.....	41
III. 3.4.3.1 résultante de la force sismique.....	41
III.3.4.3.2 Définitions de la valeur des coefficients.....	41
III. 3.4.3.3 La force sismique totale.....	43
III. 3.4.3.4 Distribution verticale de la force sismique.....	43
III. 3.5 Vérification des déplacements.....	44
III. 3.5.1 Vérification des modes.....	45
III. 3.6 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ .....	46
III. 3.7 Vérification au renversement.....	47
III. 3.8 L'efforts tranchant à la base.....	47
III. 3.9 Vérification de l'effort normal réduit.....	48
III.3.9.1 : vérification du la Contrainte.....	48
III. 3.10 Vérification Du Ferrailage Des Poteaux .....	49
III. 3.10.1 Combinaisons de calcul.....	49
III. 3.10.2 Ferrailage longitudinal.....	49
III. 3.10.2.1 Conditions exigées par le RPA99 V2003.....	50
III. 3.10.2.2 Armatures longitudinales.....	51
III. 3.10.2.3 Vérification des poteaux à l'effort tranchant.....	52
III. 3.11 Vérification Du Ferrailage Des Poutres.....	55
III. 3.11.1 Ferrailage longitudinal des poutres.....	56
III. 3.11.2 Vérification de la contrainte tangentielle.....	57
Conclusion .....	60

## ***CHAPITRE IV : Etude du Renforcement de la Structure***

IV.1 Introduction.....	62
IV. 2. Etude De La Variante Proposée.....	62
IV.2.1. Dimensionnement du profil métallique.....	64
IV.2.2 Analyse modale.....	67
IV.2.2.1 Périodes et facteurs de participations modales .....	67
IV .2.3. Vérification des déplacements .....	67
IV.2.4 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ .....	68
IV.2.5 L'efforts tranchant à la base.....	69
IV.2.6 Vérification de l'effort normal réduit .....	69
IV.2.7 Vérification du Ferrailage des poteaux.....	70
IV.2.8 Vérification des poteaux à l'effort tranchant.....	71
IV.2.9 Vérification Du Ferrailage Des Poutres.....	72
IV.2.10 Vérification de la contrainte tangentielle.....	73
IV.2.11 Vérification au renversement.....	75
IV.2.11.1 Vérification des contraintes.....	75
IV.2.11.2 Ferrailage des dalles.....	76
IV.2.11.3 Calcul de débord.....	77
IV.2.12 Vérification au renversement après la solution .....	78
Conclusion.. .....	79

## ***CHAPITRE V : Étude comparaison***

V.1 Introduction.....	81
V.2 Etude des voiles.....	81
V.2.1 Introduction.....	81
V.2.2 Le système de contreventement .....	81
V.2.3 ferrailage des voiles.....	84
V.3 Chemisage.....	86
V.3.1 Les avantages et les inconvénients.....	86
V.4 Etude de cout.....	87
V.1 Renforcement métallique.....	87
V.2 Chemisage et voile.....	87
Conclusion... .....	87

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau III.1</b> : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	34
<b>Tableau III.2</b> : Définition des catégories de terrain.....	34
<b>Tableau III.6</b> : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités $P_q$ .....	42
<b>Tableau III.7</b> : effort tranchant.....	44
<b>Tableau III.8</b> : vérification L'efforts tranchant à la base.....	44
<b>Tableau III.9</b> : vérification des déplacements.....	45
<b>Tableau III.10</b> : Vérification des modes.....	45
<b>Tableau III.11</b> : Justification vis à vis de l'effet $P^\Delta$ .....	46
<b>Tableau III.12</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	48
<b>Tableau IV.1</b> : Vérification des modes .....	67
<b>Tableau IV.2</b> : vérification des déplacements.....	68
<b>Tableau IV.3</b> : Justification vis à vis de l'effet $P^\Delta$ .....	68



# LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Réfection des bétons et protection des armatures.....	09
Figure I.2: Renforcement au moyen de béton projeté.....	10
Figure I.3: Différents étapes de renforcement des poteaux au moyen d'une enveloppe en béton armé (chemisage).....	12
Figure I.4: Organigramme du processus de chemisage en béton armé.....	13
Figure I.5: Différents étapes renforcement d'un poteau par gainage métallique.....	15
Figure I.6: Renforcement de poteaux au moyen de profilés métallique.....	16
Figure I.7: Un tracé rectiligne d'une précontrainte.....	17
Figure I.8: Tracé polygonal d'une précontrainte.....	17
Figure I.9: confinements d'un poteau au moyen de PRFC.....	18
Figure I.10: Renforcement de poteau: dans le sens longitudinal vis-à-vis de la flexion; et dans le sens radial (confinement) vis-à-vis la compression.....	18
Figure II.1.1.a: Vue en plan de Niveau + 5 m.....	22
Figure II.1.1.b: Vue en 3D de RDC.....	22
Figure II.2.a: Vue en 3D 1er, 2ème ,3ème étage.....	23
Figure II.2.b: Vue en 3D 4ème ,5ème et 6eme étage.....	23
Figure II.3: Vue en 3D du Minaret.....	24
Figure II.4 : Vue en réal du Minaret.....	24
Figure II.5 : poteau teste .....	26
Figure IV.1 : Disposition du profile .....	63
Figure IV.2 : Système d'assemblage .....	66
Figure V.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	86
FigureV.2 disposition du ferrailage du voile.....	86

# PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

**A** : coefficient d'accélération de zone  
**Aa** : section d'armature en appui  
**A<sub>l</sub>** : section d'armature longitudinale  
**A<sub>min</sub>** : section d'armature minimale déterminée par les règlements  
**Ar** : section d'armature de répartition  
**A<sub>ser</sub>** : section d'armature d'état limite de service  
**At** : section d'armature de travée ou transversale  
**A<sub>u</sub>** : section d'armature d'état limite ultime de résistance  
**A<sub>x</sub>** : section d'armature du sens x-x  
**A<sub>y</sub>** : section d'armature du sens y-y  
**A'** : section d'armature comprimée  
**A<sub>1</sub>** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée  
**A<sub>2</sub>** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée  
**Br** : section réduite du béton  
**Cp** : facteur de force horizontale  
**Cs** : coefficient de sécurité  
**Cr** : charge de rupture  
**Crn** : charge de rupture minimale nécessaire  
**D** : coefficient d'amplification dynamique  
**E** : module de déformation longitudinale  
**E<sub>ij</sub>** : module de déformation longitudinale instantanée  
**E<sub>iv</sub>** : module de déformation longitudinale différée  
**G** : action permanente  
**H** : hauteur  
**HA** : armature à haute adhérence  
**I** : moment d'inertie  
**I<sub>f</sub>** : moment d'inertie fictif  
**J** : action permanente avant mise en place des cloisons  
**L** : longueur  
**Le** : longueur en élévation  
**Ln** : entre axe des nervures  
**Lp** : longueur en plan  
**M** : moment fléchissant  
**Ma** : moment fléchissant en appui  
**Mc** : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console  
**Md** : moment fléchissant de la droite  
**Me** : masse du câble ; moment au centre de la section  
**Mf** : moment fléchissant totale  
**Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps  
**Mj** : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons  
**M<sub>l</sub>** : masse linéaire  
**M<sub>ser</sub>** : moment fléchissant d'état limite de service  
**Mt** : moment fléchissant de travée  
**M<sub>u</sub>** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance  
**Mw** : moment fléchissant de la gauche  
**Mx** : moment fléchissant du sens x-x  
**My** : moment fléchissant du sens y-y  
**M<sub>0</sub>** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

**$M_1$**  : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud  
 **$M_2$**  : coefficient de Pigeaud  
 **$M_{22}$**  : moment suivant le sens 2-2  
 **$M_{33}$**  : moment suivant le sens 3-3  
 **$N$**  : effort normal  
 **$N_e$**  : effort normal au centre de la section  
 **$N_{pp}$**  : effort normal dû au poids des poutres principales  
 **$N_{ps}$**  : effort normal dû au poids des poutres secondaires  
 **$N_{ser}$**  : effort normal d'état limite de service  
 **$N_u$**  : effort normal d'état limite ultime de résistance  
 **$P$**  : poids propre ; périmètre  
 **$Pr$**  : poids propre du radier  
 **$Q$**  : action variable quelconque ; facteur de qualité  
 **$R$**  : rayon ; coefficient de comportement de la structure  
 **$S$**  : surface  
 **$S_r$**  : surface du radier  
 **$T$**  : effort tranchant  
 **$T_x$**  : période fondamentale dans le sens x-x  
 **$T_y$**  : période fondamentale dans le sens y-y  
 **$U_c$**  : périmètre du contour  
 **$V$**  : action sismique ; effort horizontal  
 **$V_t$**  : effort sismique à la base de la structure  
 **$W$**  : poids total de la structure  
 **$W_p$**  : poids de l'élément en considération.  
 **$a$**  : longueur ; distance ; dimension  
 **$b$**  : largeur  
 **$b_0$**  : largeur de la nervure  
 **$b_1$**  : largeur de poteau  
 **$c$**  : enrobage  
 **$d$**  : hauteur utile ;  
 **$e$**  : excentricité ; espacement  
 **$e_a$**  : excentricité additionnelle  
 **$f$**  : flèche  
 **$f_c$**  : contrainte caractéristique du béton à la compression  
 **$f_e$**  : limite élastique d'acier  
 **$f_t$**  : contrainte caractéristique du béton à la traction  
 **$g$**  : giron de la marche  
 **$h$**  : hauteur  
 **$h_c$**  : hauteur du corps creux  
 **$h_d$**  : hauteur de la dalle  
 **$h_e$**  : hauteur libre  
 **$h_{moy}$**  : hauteur moyenne  
 **$h_t$**  : hauteur totale  
 **$h'$**  : hauteur de la zone nodale  
 **$h_1$**  : hauteur du poteau  
 **$i$**  : rayon de giration  
 **$j$**  : nombre des jours  
 **$l$**  : longueur ; distance  
 **$l_f$**  : longueur de flambement  
 **$l_x$**  : la petite dimension du panneau de la dalle  
 **$l_y$**  : la grande dimension du panneau de la dalle  
 **$l'$**  : longueur de la zone nodale  
 **$l_0$**  : longueur libre  
 **$q_b$**  : charge linéaire induite par les marches

$q_{eq}$  : charge linéaire équivalente  
 $q_l$  : charge linéaire  
 $q_{ser}$  : charge linéaire d'état limite de service  
 $q_u$  : charge linéaire d'état limite ultime de résistance  
 $q_p$  : charge linéaire du palier  
 $s$  : espacement  
 $t$  : espacement ; période  
 $x$  : abscisse  
 $y$  : ordonnée  
 $y_1$  : ordonnée du centre de gravité de la section homogène  
 $\alpha$  : Angle, coefficient sans dimension  
 $\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments  
 $\beta$  : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération  
 $\varepsilon$  : Coefficient de réponse  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement  
 $\theta$  : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction  
 $\lambda$  : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions  
 $\mu$  : Moment réduit  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\rho$  : Rapport de deux dimensions  
 $\sigma$  : contrainte de béton ou d'acier  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement  
 $\psi$  : Coefficient de pondération  
 $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique  
 $\delta$  : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement  
 $\Sigma$  : Sommation  
 $\phi$  : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

## Résumé

Dans ce projet, nous avons étudié le confortement du minaret de mosquée **Ali Ben Abitaleb** à **Djelfa**, Sous la zone sismique 1, Ce travail a été effectué à la demande de l'association mosquée pour les raisons suivantes:

- Le désir de l'association de la mosquée de compléter les travaux au plus tôt et moins cher

- décision de la direction de la CTC de démolition après avoir visité le minaret et effectuer un examen visuel rapide.

- La démolition nécessite une équipe spécialisée en raison du manque d'espace et de la présence de bâtiments résidentiels à proximité et cela sera quelque peu cher.

Nous avons effectué une visite sur le terrain et avons collecté les données disponibles avec difficulté et réalisé une étude détaillée du minaret pour résoudre les problèmes existants

Après cela, nous avons décidé de réaliser un renforcement métallique car ne prend pas beaucoup de temps et s'installe facilement et résout tous les problèmes existants et moins cher.

**Mots clés:** renforcement métallique, minaret

## Abstract

In this project we studied the reinforcement of the mosque minaret **Ali Ben Abitaleb** in **Djelfa** within the seismic zone 1

This work was done at the request of the mosque association for the following reasons:

- The desire of the mosque association to complete the works as soon as possible and less expensive
- Decision of the management of the CTC to demolition after having visited the minaret and carry out a rapid visual inspection.
- Demolition requires a specialized team due to the lack of space and the presence of residential buildings nearby and this will be somewhat expensive.

We made the field visit to the project and collected the available data with difficulty and conducted a detailed study of the minaret to solve the existing problems.

After that, we decided to realize a metal reinforcement because it does not take much time and installs easily and solves all the existing problems and less expensive.

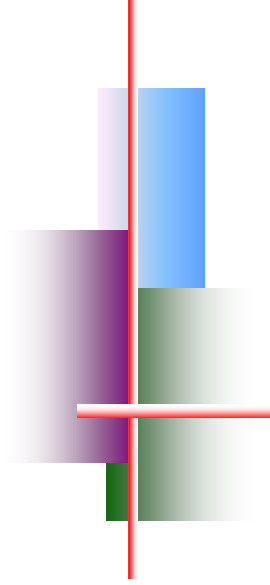
**Keyword:** metal reinforcement, minaret.

## ملخص

في هذا المشروع قمنا بدراسة تعزيز منڈنة مسجد علي بن ابي طالب , بالجلفة ضمن المنطقة الزلزالية 1, تم هذا العمل بطلب من جمعية المسجد للأسباب التالية:

- قرار إدارة CTC بالهدم بعد زيارة المنڈنة و إجراء معاينة سريعة .
  - الهدم يتطلب فريق مختص لضيق المساحة ووجود مباني سكنية مجاورة وهذا سيكون مكلف نوعا ما .
  - رغبة جمعية المسجد باستكمال الأشغال في اقرب وقت و اقل تكلفة .
- قمنا بالزيارة الميدانية للمشروع وجمع المعطيات المتوفرة و إجراء دراسة تفصيلية للمنڈنة لاستخلاص المشاكل الموجودة ، بعد ذلك قررنا إجراء التعزيز المعدني لانه لاياخذ الكثير من الوقت ويركب بسهولة ويحل جميع المشاكل الموجودة و اقل تكلفة .

**الكلمات المفتاحية :** التعزيز المعدني ، منڈنة .



# Chapitre I

---



*Recherche bibliographié*

## 1. Introduction

La stratégie de renforcement est gouvernée par les performances attendues et espérées après séisme. La démarche permettant la détermination des procédures de renforcement est fondée sur l'identification des points faibles et ceci grâce à un diagnostic de l'état actuel de l'ouvrage, l'importance de la thérapeutique à suivre en dépend.

Dans une perspective de renforcement, une interrogation se présente : Faut-il renforcer pour obtenir un niveau de protection réglementaire (applicables à de nouveaux de la construction) ? Le corollaire étant que ce niveau ne pouvant pas être atteint, il convient de déterminer le niveau de protection acceptable (celui de non-effondrement).

## 2. Pathologie des ouvrages en béton et méthodologie d'un Diagnostic :

### 2.1.Introduction

A côté des phénomènes d'altération du béton armé qui peuvent être aggravés par une mise en œuvre défectueuse (enrobage insuffisant, mauvais choix de liants hydrauliques, de granulats ou d'adjuvants etc.), la pathologie des ouvrages en béton armé se manifeste principalement par la fissuration excessive, la déformation exagérée ou la rupture d'éléments

### 2.2.La fissuration des ouvrages:

- La fissuration du béton armé peut avoir deux origines bien distinctes et indépendantes l'une de l'autre:
- La fissuration liée à la mise en œuvre et à la qualité du matériau: fissuration accidentelle Les fissurations liées au fonctionnement de l'ouvrage : fissuration fonctionnelle mécanique ou thermique.

Avant d'envisager le traitement des fissures, il est impératif d'en déterminer l'origine. Les fissures ne sont en effet que la manifestation de phénomènes dont il faut mesurer la gravité.

#### 2.2.1. Fissuration accidentelle :

Les principales causes de fissurations accidentelles (précoce ou plus tardive) sont en nombre de cinq:

- a) **Le ressuage:** l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la surface du béton frais s'accompagne d'un tassement qui peut créer des fissures au droit des obstacles s'opposant au mouvement, tel que les armatures et les variations d'épaisseur notamment.

L'ouverture de ces fissures peut atteindre plusieurs millimètres et entraîner la corrosion des armatures.

- b) **Le retrait plastique:** il s'agit d'un phénomène exogène de dessiccation qui se produit avant et pendant la prise du béton. L'ordre de grandeur du retrait plastique est de 1 à 5 mm par mètre selon la vitesse d'évaporation de l'eau du béton. La fissuration plastique affecte les bétons de qualité médiocre.
- c) **Le retrait thermique:** "Après prise" La prise du ciment étant une réaction exothermique; elle s'accompagne d'un important dégagement de chaleur (plusieurs de dizaines de degrés) qui chauffe le béton. Après la prise, le refroidissement du béton se traduit donc par un retrait thermique qui peut provoquer l'apparition de fissures.
- d) **Le retrait hydraulique:** Ce retrait différé s'exerce sur une période de 1 à 2 ans après la mise en œuvre. Il est directement lié au départ de l'eau libre du béton (excédant d'eau de gâchage nécessaire à l'ouvrabilité du béton mais n'entrant pas dans sa constitution) dans le temps. Ce retrait se produit d'autant plus lentement que les pièces sont massives et que l'humidité ambiante est élevée.



Les fissures liées aux quatre premières causes apparaissent entre les premières heures et les premiers mois d'existence du béton. Les fissures accidentelles n'ont en elles-mêmes aucun caractère de gravité. Elles peuvent cependant avoir des conséquences néfastes sur les ouvrages eux-mêmes ou les éléments qui leur sont associés:

- Corrosion des armatures si leur ouverture est importante.
- Infiltrations d'eau, notamment si elles sont traversantes.
- Désordres causés à des revêtements rapportés.

### **2.2.2. Fissuration fonctionnelle mécanique :**

Le principe même du fonctionnement des ouvrages en béton armé est basé sur la médiocre résistance du béton en traction. Celle-ci est compensée par les armatures placées dans les zones tendues. La sollicitation des armatures en traction suppose donc la fissuration du béton.

Lorsque les fissurations sont conformes au schéma de calcul, il n'y a pas de danger ni de désordre. Les fissures fonctionnelles d'un ouvrage en béton correctement dimensionné et mis en œuvre sont par nature compatible avec un bon comportement. La seule anomalie peut donc provenir d'une ouverture excessive des fissures qui indique obligatoirement le dépassement des sollicitations prises en compte.

Lorsque la fissuration n'est pas conforme au schéma de calcul, on peut conclure à priori à une conception, une mise en œuvre ou un usage défectueux. Cela concerne généralement un mauvais positionnement des armatures, une sollicitation excessive du béton en compression, des dispositions constructives inadéquates ou des sollicitations non prises en compte dans les hypothèses de calcul (surcharges exagérées, tassement de fondations, poussées et tractions au niveau d'éléments structurels).

Il est également possible que la modélisation choisie pour le calcul des ouvrages ne soit pas représentative du fonctionnement réel. Cela se produit notamment lorsque des reports de charges intéressent des éléments de raideurs très différentes. Les éléments les plus raides (de plus forte inertie ou de plus faible portée) reprennent alors des charges pouvant être beaucoup plus importantes que prévu.

### **2.2.3. Fissuration fonctionnelle thermique**

La plupart des ouvrages en béton armé sont soumis à des variations de température qui se traduisent par des dilatations et des rétractions. Lorsque ces mouvements sont gênés ou empêchés par des éléments de structure raides, ou lorsque les joints de dilatation sont trop espacés, les raccourcissements s'effectuent au prix de fissures.

## **2.3. La déformation anormale d'éléments en béton armé :**

Les éléments en béton armé les plus sensibles sont ceux qui fonctionnent généralement en régime isostatique, il n'y a pas donc possibilités d'adaptation et la déformation est directement liée à l'inertie des éléments, elle-même tributaire de l'état de fissuration de béton. Les causes de désordre peuvent être liées à des hypothèses de calculs incorrects (notamment pour l'inertie prise en compte), ou un mauvais positionnement des armatures.

## **2.4. La rupture des éléments en béton armé :**

Les causes de rupture d'éléments en béton armé sont souvent les mêmes que celles qui induisent des déformations excessives:

- sollicitations de calcul largement dépassées
- sous dimensionnement des éléments
- affaiblissement de la section du béton et des armatures dû à la corrosion

- mauvais positionnement des armatures

Les ruptures peuvent aussi se produire brutalement, sans prévenir par des déformations décelables:

- rupture au cisaillement par efforts tranchant
- rupture en traction

## **2.5. Les investigations dans le béton :**

### **2.5.1. Préambule :**

Le béton armé est un composant mixte, dont l'évaluation des caractéristiques est complexe.

Le diagnostic est le résultat d'investigations effectuées pour se prononcer sur l'état d'une construction et ses conséquences.

Lors d'un diagnostic, on cherche à déterminer la résistance du béton, sa fissuration, la constitution et l'enrobage des armatures, etc.

Le déroulement du diagnostic comporte quatre volées :

- 1) Un examen visuel ou morphologique
- 2) Des mesures sur site au moyen d'appareillages spécifiques.
- 3) L'analyse technique des mesures effectuées.
- 4) La formulation des conclusions et recommandations techniques.

Cependant, un diagnostic reste une approximation plus ou moins précise où il est rarement possible d'obtenir un recueil exhaustif des données.

### **2.5.2. Examen visuel ou morphologique :**

L'examen visuel est la forme d'investigation la plus simple et la plus économique. Dans un premier temps, il s'agit de définir un éventuel programme d'investigation à envisager pour affiner un éventuel diagnostic.

Quel que soit leur origine, ces informations doivent être utilisées avec prudence, et surtout pas comme des données de base du diagnostic ; elles sont plutôt à considérer comme des éléments de recoupement des constats ou comme des sources d'indication sur la manière d'orienter le diagnostic ; ces informations sont obtenues par :

- Une prise de photos.
- Une identification et localisation des zones fortement sollicitées.
- Une observation de zones critiques telles: jonctions, appuis, etc...
- La localisation des fissures.

### **2.5.3. Mesures in –situ :**

#### **2.5.3.1. Introduction :**

La détermination des caractéristiques pour un niveau d'existence, de position des armatures, de dureté du béton, de degré de corrosion et d'oxydation des armatures, et à l'issue d'un tour d'horizon, on peut déjà conclure sur [7]:

- L'homogénéité de l'état des lieux ou sur l'existence de plusieurs cas de figures bien distincts.
- La nature et la localisation des désordres.
- Des anomalies de fonctionnement vétustes, non conformes à la réglementation en vigueur.
- la localisation des sondages et des prélèvements à effectuer.

- Des points suffisamment explicites pour se prononcer d'emblée.
- L'ouverture des fissures dans le béton.

Les différentes mesures in-situ sont :

### 2.5.3.2. Mesures sur le béton:

- **Le scléromètre :**

Cet instrument relativement simple à l'origine, permet d'estimer la résistance du béton, mesure la dureté superficielle du béton par rebondissement d'une masselotte.

Il est nécessaire de procéder à une quinzaine d'essais sur chaque zone testée pour déduire une valeur moyenne représentative.

Le scléromètre est un instrument particulièrement performant pour préciser l'homogénéité de la résistance du béton aux différents points d'une structure, mais l'information sur le béton reste imprécise par cette méthode.

- **L'auscultation par ultrasons :**

Cette méthode permet d'estimer la résistance d'un béton ou de détecter la présence de microfissures interne, c'est une corrélation entre la résistance, la vitesse du son VL, la compression Rc, et le module d'élasticité.

- **Carottage :**

Prélèvement de carotte a comme but de faire des analyse en laboratoire, ces examens d'un aspect pétrographique, peuvent être demandé en vue de:

- a) L'identification des agrégats
- b) La détérioration des agrégats
- c) L'homogénéité du béton
- d) La profondeur d'une éventuelle carbonatation
- e) La répartition des fissures
- f) L'analyse chimique : la teneur en ciment, présence et quantité de chlorures.
- g) Des essais physico – mécaniques : densité, résistance à la compression, module d'élasticité.

### 2.5.3.3. Les détecteurs d'armatures :

Ces appareils permettent de détecter la présence d'armatures, leur position (enrobage notamment) et leur diamètre. Ils fonctionnent par effets magnétiques ou électromagnétiques mais la profondeur d'investigation reste limitée à une dizaine de centimètres. Il y a trois types de détecteurs:

- Le pachomètre et le profomètre :

Utilisés pour la détermination précise de la position et du diamètre des armatures dans le béton

- Le corrosimètre :

Employé dans le but de détecter la corrosion des armatures, d'ouvrages en béton avant l'apparition des dommages visibles, en mesurant le potentiel de surface du béton.

- La radiographie :

Ce procédé permet de réaliser des clichés radiographique du béton , son coût est relativement élevé compte tenu du matériel nécessaire ( source radioactive ) et surtout des mesures de protection à mettre en place ( évacuation du site , périmètre de sécurité , autorisation administratives ..), utilisables pour des éléments dont l'épaisseur ne dépasse pas 60 à 80 cm , la gammagraphie fournit des information multiple et très précises sur les armatures et les défauts internes du béton:

L'obtention de film photographique impressionné par les rayons qui traversent la paroi du

béton. L'analyse est interprétée en fonction des traces obtenues:

- trace claire => corps plus dense que le béton.
- trace noire => présence de vide.

#### 2.5.3.4. Détecteur des fissures :

- Fissuromètre :

Permet de suivre l'évolution d'une fissure sur un plan ou dans un angle.

- Extensomètre :

Permet de mesurer la déformation linéaire d'un élément de structure.

- Hygromètre :

Permet d'évaluer l'humidité, en surface et en profondeur sur les parois de béton. L'hygromètre permet de mesurer le taux d'humidité en profondeur de façon non destructive par une méthode basé sur la radiofréquence.

#### 2.5.4. L'analyse technique des données :

L'analyse des informations et les données collectées, doit permettre d'interpréter les constats effectués en vue de formuler des conclusions. Pour faciliter ce travail, on peut reporter les données de manière à modéliser les phénomènes observés et les constats effectués [2].

Les modes d'analyse font appel à plusieurs types d'opérations:

- Le calcul

Il permet notamment de déterminer la capacité portante des structures ainsi que les zones critiques au niveau des éléments structuraux.

- Le recoupement

C'est la recherche de la cohérence ou au contraire de l'incompatibilité entre les données ou les informations portant sur un même aspect, mais provenant de sources différentes. Cela permet de consolider la validité de certaines hypothèses et d'en écarter d'autres.

- La comparaison

Il s'agit de repérer les ressemblances et les écarts permettant souvent, d'extrapoler ou d'exclure des résultats de données ou d'informations. Cela permet de hiérarchiser les différentes constatations.

- L'évaluation

C'est une estimation quantitative ou qualitative elle comporte une part d'approximation par rapport à un calcul scientifique. L'évaluation peut par ailleurs, s'appuyer sur des comparaisons, des recoupements ou des calculs.

On peut conduire une opération d'évaluation par:

- Un examen du dossier d'ouvrage: les plans d'exécution et les notes de calcul.
- Un état actuel de l'ouvrage : une exploitation des données et des informations pris en compte antérieurement.

- La vérification

L'objectif est de détecter les éventuels écarts par rapport aux exigences des référentiels techniques et réglementaires pris en compte.

#### 2.5.5. La formulation des recommandations :

Les conclusions correspondent à des avis argumentés, fondés sur les constats et les analyses effectuées .il s'agit là d'une véritable prise de position du diagnostic sur l'état de la structure ou des éléments structuraux, accompagnées de cas échéant des marges d'incertitudes n'ayant pu être levés.

Les recommandations se déduisent des conclusions en les replaçant dans la perspective de la commande du diagnostic [2].

Les recommandations doivent donc tenir compte, des enjeux économiques et de la faisabilité technique des travaux préconisés en matière de :

- réparation, renforcement des structures.
- traitement des causes et des effets de désordres constatés lors du diagnostic.

### **3. Techniques de réparation et de renforcement :**

#### **3.1.Introduction :**

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic.

Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques.

On peut être amené donc à procéder :

- A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que: l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.
- Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défailtantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécanique de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

#### **3.2.Adjonction d'armatures d'aciers :**

##### **3.2.1. Introduction :**

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés.

Les armatures existantes, conservées doivent être bien soignées, afin éviter une continuité de leurs dégradations.

Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées.

La liaison s'effectue par scellement tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage.

La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales.

##### **3.2.2. Mise en place des armatures complémentaires :**

A cette étape des travaux, un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple).

Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, ou des systèmes explicites de fixation (cheville, tiges collées), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celle-ci devra être effectuée, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée [1].

##### **3.2.3. Protection des armatures:**

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celles qui sont dégagées: un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Ce traitement n'est réellement nécessaire que si, pour des raisons techniques, l'enrobage final ne peut pas avoir la valeur prévue dans les règlements, pour un environnement donné. Il est également fonction de la nature du produit de reconstitution du parement.

On devra également s'assurer de la compatibilité avec les traitements ultérieurs (électriques notamment). Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation.

### 3.2.4. Réfection des bétons:

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre d'un mortier riche. Ce dernier doit respecter les critères :

- De la tenue d'aplomb de l'élément.
- D'une résistance mécanique supérieure ou égale au béton support.
- D'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support,
- D'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs,
- D'un coefficient de dilatation thermique équivalent au béton support.
- D'une bonne protection d'aciers.

Ces critères sont assurés par l'utilisation de mortiers à base de résine pour améliorer les propriétés de l'apport, surtout lorsqu'il réagit dans la partie de l'interface où il y a plusieurs phénomènes tels que: l'influence du retrait en terme de glissement sur l'interface du béton initial et le béton nouveau.

Ce type de réparation demande généralement, pour être efficace, une augmentation assez importante des dimensions des éléments de structure et l'emploi d'un volume relativement consistant de matériaux, ce qui n'est pas plaisant ni sous l'aspect économique, ni sous l'aspect esthétique (Fig1).



Figure I.1 : Réfection des bétons et protection des armatures.

## 3.3. Projection du béton :

### 3.3.1. Introduction:

Cette technique est largement répandue, tant sur le plan de renforcement des structures ou éléments structurels insuffisantes, que sur un plan de réparation des structures ou éléments structurels défailantes, et exigeant une mise en œuvre soignée. Le béton projeté peut éventuellement être associé avec un autre mode de réparation, qui est le rajout d'armatures d'aciers. Cette méthode de projection de béton peut être réalisée, soit par voie sèche ou bien par voie humide.

Le procédé par voie sèche est particulièrement recommandé pour la réparation des ouvrages car cette voie permet de recueillir un béton très compact.

Cette projection est effectuée à grande vitesse de lancement, assurant ainsi :

- une pénétration en grande profondeur dans les pores du support à renforcer.
- une bonne adhérence de l'interface.

Si les dégradations sont profondes, on procède au préalable à un repiquage ou une démolition des surfaces de béton, sinon on fait appel au procédé de sablage pour le cas des dégradations superficielles.

La qualité des matériaux d'adjonction ou de rajouts, doit être au moins égales à celles des matériaux d'origine des ouvrages.

Dans la mesure du possible, la lance de projection doit être tenue perpendiculairement à la surface à traiter, et à une distance moyenne de 1.2m.

En faisant un nombre de passes aussi faible que possible, il faut chercher à réaliser un enrobage régulier, et obtenir ainsi une couche compacte.

La projection verticale vers le bas n'est pas recommandée, ainsi qu'un talochage n'est pas souhaité.



**Figure I.2 : Renforcement au moyen de béton projeté**

### **3.3.2. Description des deux méthodes :**

#### **3.3.2.1. Projection par voie sèche :**

La vitesse des éléments du mélange à la sortie de la lance est de l'ordre de 100m/s. elle décroît plus rapidement pour les éléments de faible masse (eau- fines -ciment) que pour les gros granulats. Il se forme alors sur la surface d'application une fine couche de pâte formée par l'eau et le ciment, qui retient instantanément les granulats fins, mais sur laquelle les gros granulats commencent par rebondir, au fur et à mesure de son épaisseur, cette couche est « martelée » par les gros granulats qu'elle finit par retenir, ce qui donne [1]:

- un serrage énergétique dû à la grande vitesse de projection.
- une bonne adhérence due à la richesse en ciment dans la zone au contact de la surface d'application.



Du fait de l'enrichissement en ciment au voisinage de la surface, le dosage initial en ciment peut être limité. Toutefois les normes préconisent un dosage pas moins de 280 kg/m<sup>3</sup> de ciment ayant une résistance à la compression supérieure à 25 MPa.

### 3.3.2.2. Projection par voie mouillée :

La vitesse de transport et de projection est inférieure à 1m/s, nettement plus faible que dans le cas d'une projection à voie sèche. Le mélange ayant sa composition définitive au passage de la lance, il n'y a pas de surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application.

Pour obtenir des performances mécaniques équivalentes à celles d'un béton projeté par voie sèche, il est nécessaire d'augmenter le dosage en ciment. L'emploi d'adjuvants permet d'obtenir la maniabilité désirée, avec un dosage en eau aussi faible que possible, une telle consistance du béton exigera un affaissement au cône correspondant, de l'ordre de 12 cm [3].

### 3.3.2.3. Avantages des deux méthodes :

#### a. Par voie sèche :

- possibilité d'utiliser des granulats de grande dimension (15 à 20 mm)
- Un dosage relativement faible en ciment.
- Un faible rapport E/C.
- Un compactage énergique
- Une bonne adhérence sur le support.
- Une pénétration en grande profondeur dans les pores.
- Une éventuelle projection en plafond sans accélérateur de prise

#### b. Par voie mouillée :

- Composition uniforme de la couche projetée
- Pas de rebondissement violent.
- Pas de production de poussières.

### 3.3.2.4. Inconvénients des deux méthodes:

#### a. Par voie sèche :

- Pertes de volume du béton projeté importantes par rebondissement.
- Production de poussières.

#### b. Par voie mouillée :

- Dosage en eau et en ciment plus élevé pour assurer une plasticité nécessaire.
- Compactage faible.
- Nécessité d'accélérateurs de prise.

## 3.4. Chemisage des sections de béton :

### 3.4.1. Introduction :

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

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

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

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des

façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.



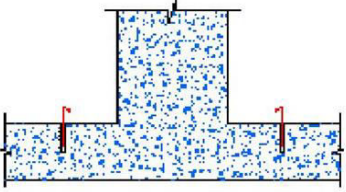
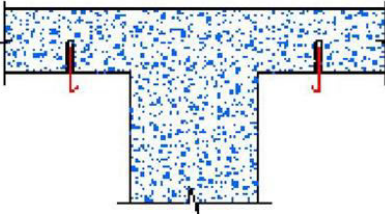
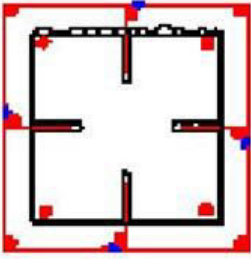
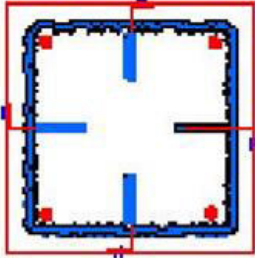
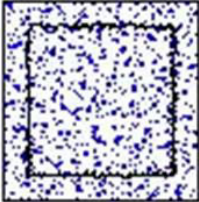
	
<p>1- nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau</p>	<p>2- Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.</p>
	
<p>3-scellement d'armatures d'ancrage sur le plancher en amont du poteau</p>	<p>4-scellemnt d'armatures d'ancrage sous le plancher en aval du poteau.</p>
	
<p>5-fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.</p>	<p>6-étalage d'une couche de résine sur la surface de béton primitif</p>
	
<p>7-coulage de l'enveloppe en béton riche et fluide.</p>	

Figure I.3 : Différents étapes de renforcement des poteaux au moyen d'une enveloppe en béton armé (chemisage)

### 3.4.2. Adhérence entre les deux bétons:

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait.

Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05mm [6].

### 3.4.3. Les inconvénients de chemisage:

Les inconvénients de renforcement par un béton additionnel sont résumés comme suit:

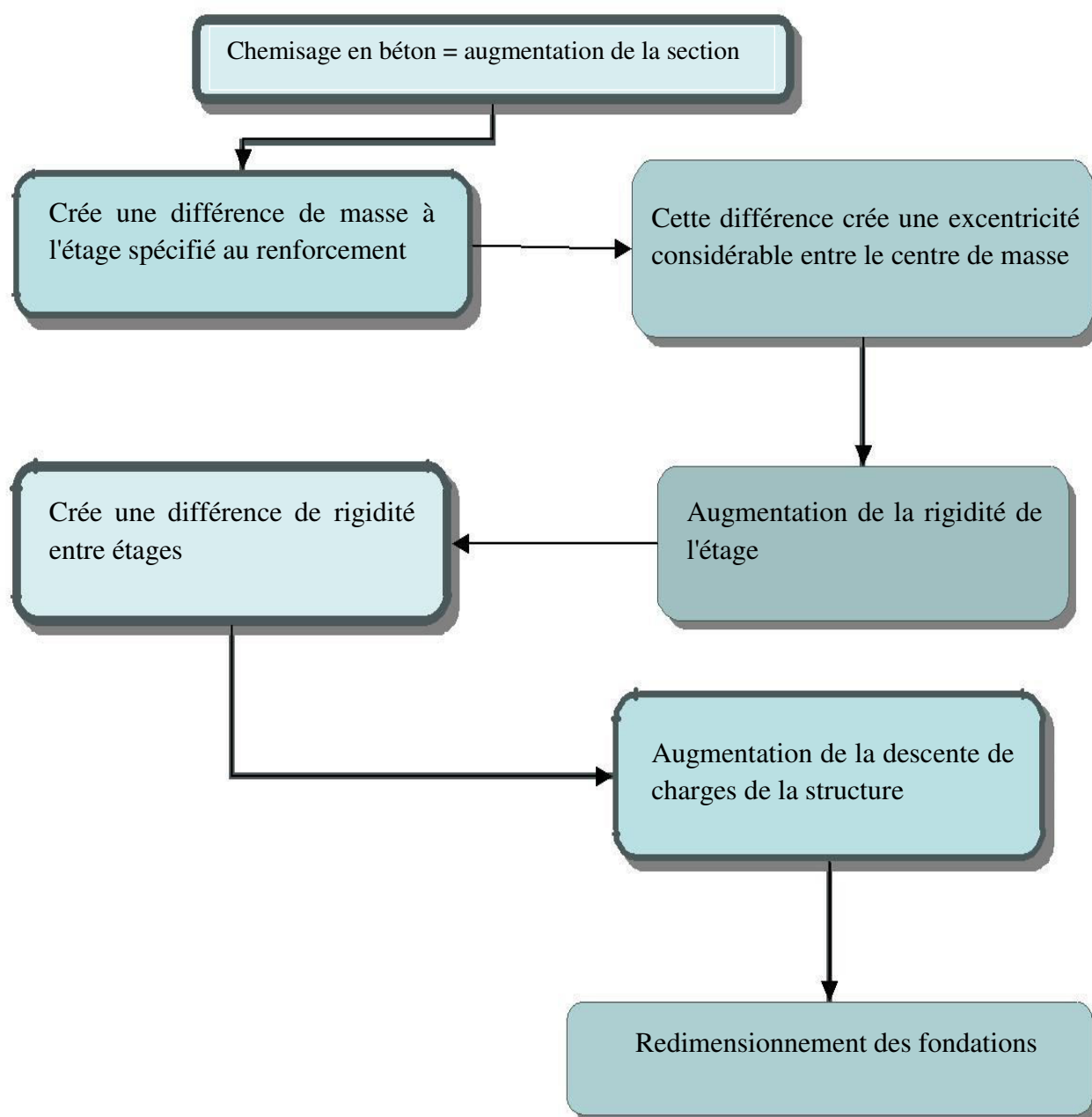


Figure I.4: Organigramme du processus de chemisage en béton armé

A noter que le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage), influe directement sur la masse de la structure, comparativement aux autres moyens de renforcements, qui se caractérisent par leur légèreté relative.

### **3.5. Renforcement par gainage métallique :**

#### **3.5.1. Introduction:**

Ce type de renforcement est utilisé généralement pour les poteaux ; l'union de la platine à la structure peut se faire par : Collage, vissage, ou bien ancrage.

Du point de vue transmission des efforts, la meilleure technique est celle du collage.

#### **3.5.2. Les matériaux utilisés :**

- **La colle:** c'est une résine époxy choisie pour ses propriétés d'adhérence sur acier ainsi que sur le béton.

Le film résiduel de la colle doit être de faible épaisseur et d'une rigidité suffisante pour transmettre intégralement par adhérence les efforts à la tôle. Cette rigidité étant réduite par une augmentation de température, des précautions spéciales doivent être prises dans le cas de structures soumises à des températures élevées.

La colle n'apporte pas de résistance mécanique, mais elle doit transmettre les efforts.

- **La tôle :** les tôles d'aciers sont généralement de qualité courante, leur épaisseur est limitée à 3mm de façon à leur permettre de suivre la courbure du support.

Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer des tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur. dans le but d'épouser l'allure de la déformée de la section de béton renforcé (exemple: ressorts à lames des camions) [4].

#### **3.5.3. La mise en œuvre des plats collés:**

Les plats destinés à être collés doivent être traités par sablage pour donner à la surface une rugosité supérieure. Après l'étape qui suit le sablage, les plats doivent être revêtus d'un produit de protection, soit un type de véris, soit un primaire époxy de même nature que la colle, capable d'assurer la protection temporaire de la tôle et son adhérence ultérieure à la structure (compatibilité avec les colles envisagées) [3].

Le sablage est une opération difficile à réaliser puisqu'il est conditionné par les facteurs atmosphériques.

Les tôles doivent être transportées avec soin de façon à ne pas entraîner de défauts de planéité, de rayure ou de choc.

La préparation du support exige les deux actions d'éliminer les parties dégradées et de rendre le support plan. La reprise de la planéité du support nécessite un ragréage au mortier de résine ; les produits de ragréage doivent être compatibles avec les produits d'encollage.

D'une façon générale les surfaces à ragrées ne doivent pas représenter plus de 20% de la surface à encoller.

La colle doit être préparée en respectant le mode d'emploi du produit défini par le fournisseur.

L'encollage exige une couche de colle sur le plat d'acier et sur la paroi du béton. Le meilleur outil pour étaler régulièrement la colle et assurer l'épaisseur moyenne requise est la spatule crantée. Pour un collage efficace, il est indispensable de maintenir la colle sous pression pendant la durée de prise, le temps pendant lequel l'effort de serrage est maintenu doit être fonction de la viscosité de la colle et de la largeur des plats d'acier (Serre-joint, barres filetées, les étais).

Pendant la prise de la résine de collage, il est recommandé d'éviter tout effet vibratoire, en particulier tout mouvement issu de trafic répété, ou d'effets dynamique de machines.

Les plats doivent être protégés en fin des travaux contre la corrosion avec une peinture de type époxy compatible avec le primaire de protection provisoire.

Dans le cas où la structure doit satisfaire à des exigences de stabilité au feu, une protection des plats doit être prévue pour éviter que le film de colle ne dépasse une température jugé critique. Cette protection peut être réalisée par l'utilisation de produit isolant.

Il est à noter que le renfort avec les platines en acier présente des inconvénients tels

- le découpage des platines se fait généralement en atelier.
- les longueurs sont limitées.
- le transport n'est pas toujours aisé.
- l'étalement des éléments structuraux est parfois nécessaire.
- la durabilité vis-à-vis de la corrosion et la fatigue pose problème.

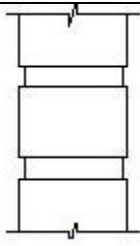

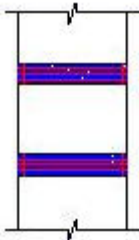
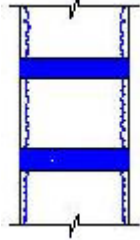
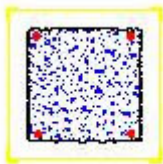
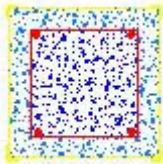
	
1- Création de rainures autour du poteau	2-Installation de bandes métallique
	
3- Enrobage des bandes avec un mortier	4- Repiquage de l'enrobage du béton jusqu'à l'apparition des armatures
	
5- Installation de gainage métallique	6-remplissage du vide avec un béton maigre et plastique.

Figure I.5 : Différents étapes renforcement d'un poteau par gainage métallique

### 3.6. Le renforcement au moyen de profilés métalliques:

L'association des profilés métalliques aux structures en béton armé permet d'augmenter la capacité portante de la structure. La réalisation ainsi d'une structure mixte acier-béton dont il faut assurer la compatibilité entre ces deux matériaux est indispensable et nécessaire.

Cette compatibilité entre les deux matériaux est liée directement à la qualité de l'interface (acier-béton) pour bien transmettre les efforts internes.

L'intérêt de cette méthode est la rapidité de réalisation in-situ, les pièces métalliques sont préfabriquées en atelier, et leur montage s'effectue à l'aide de cheville ou tiges ancrées.

L'assemblage sur site des éléments décomposés en tronçons facilite ainsi leur transport et mise en place.

L'inconvénient majeur de cette méthode de renforcement tient à la précision qui est requise lors du mesurage de la structure existante, si les éléments fournis se positionnent correctement au montage. Il est recommandé d'envisager des possibilités d'ajustement et de positionnement des pièces métalliques pré-forées vis-à-vis de forages dans le béton, lors du montage, contrairement à la construction métalliques nouvelles [1] [4].



Figure I. 6 : Renforcement de poteaux au moyen de profilés métallique.

### 3.7. Le scellement d'armatures pour béton armé:

Il peut être envisagé d'appliquer à des ouvrages existants des efforts de précontrainte en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Cette technique présente l'avantage d'éviter les efforts concentrés importants sur la structure, elle est bien adaptée aux structures minces et peut être ferrillée.

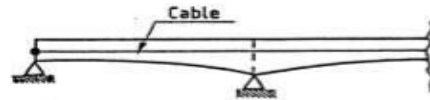
Le câble additionnel étant le plus souvent situé à l'extérieur du béton, il peut y avoir un risque d'instabilité d'ensemble : le flambement. On prévient ce risque en prévoyant aussi des fixations transversales qui s'opposent à une mise en vibration de ces derniers.

La conception et le calcul doivent être en conformité avec les règlements en vigueur.

L'étude doit porter sur l'influence de l'effet des efforts appliqués localement sur des structures ou éléments structurels non conçus à l'origine pour les recevoir [3] [5].

Les tracées des armatures de précontrainte additionnelle peuvent être rectilignes ou polygonaux:

Le tracé rectiligne simple et facile à mettre en œuvre, améliore peu la résistance au cisaillement (Figure 7).



**Figure I.7 : Un tracé rectiligne d'une précontrainte.**

Le tracé polygonal est plus efficace que le tracé précédent, mais il exige la construction de déviateurs qui ont l'inconvénient d'augmenter les pertes par frottement lors de la mise en tension des câbles (Figure 8).



**Figure I.8 : Tracé polygonal d'une précontrainte.**

Les efforts complémentaires appliqués à la structure sont introduits en deux points, aux extrémités de l'armature (cas de tracé rectiligne), et de même pour le deuxième tracé ils sont introduits aussi en certains points de leur courbure ou se trouvent les déviateurs.

Il se peut qu'une précontrainte éventuelle complémentaire soit disposée à l'intérieur du béton dans des gaines prévues à cet effet lors de la conception de l'ouvrage (cas assez rare), soit extérieurement du béton dans l'âme en cas de poutres pleines.

### **3.8.Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres) :**

Un matériau composite est l'assemblage de deux matériaux de nature différente, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Les matériaux composites sont composés de fibres noyées dans une matrice.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments, élémentaires dont le diamètre est de l'ordre de  $5\mu\text{m}$ . La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture les lois de comportement sont de type "élastique fragile".

Le comportement mécanique des matériaux composite dépend du type de fibres et de type des matrices, qui doivent être compatibles entre eux.

La matrice est le matériau qui donne le monolithisme à l'ensemble, et permet d'assurer le collage des fibres entre elles et transférer les efforts extérieurs à celles-ci. De plus la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants. Par ailleurs elle protège les fibres en les isolant de l'humidité, de l'oxydation et des agents agressifs chimiques. [1].

Les avantages du renfort au moyen de matériaux composites offrent :

- une légèreté 5 fois plus que l'acier.
- une résistance 10 fois plus optimale que les platines.
- une grande flexibilité avec une faible épaisseur.
- une facilité de transport
- un poids de l'ordre de 800gr le mètre carré (épaisseur d'environ 1mm)
- une mise en place et un découpage à la forme désirée
- une mise en œuvre aisée
- adaptation aux supports
- Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques
- Meilleure résistance au feu et à la fatigue



Figure I.9 : confinements d'un poteau au moyen de PRFC

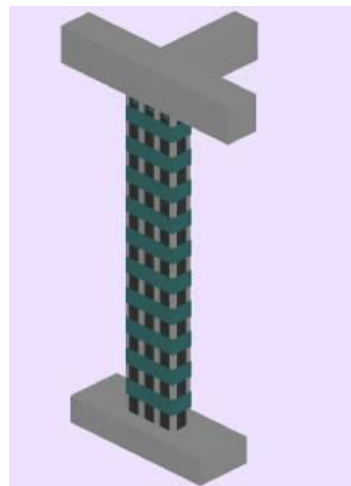
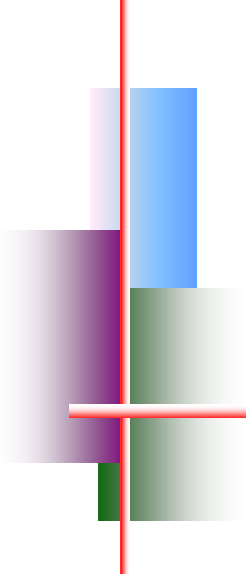


Figure I.10 : Renforcement de poteau: dans le sens longitudinal vis-à-vis de la flexion; et dans le sens radial (confinement) vis-à-vis la compression.



## **CONCLUSION**

Après sélection de la stratégie de renforcement adéquate, il convient de procéder à l'établissement d'un projet de renforcement rationnel. Cela suppose, de la part de l'ingénieur, une grande connaissance, afin d'intégrer les mécanismes généraux suivant lesquels l'action sismique produit des effets qui engendrent différents types de réponses de la structure. Notamment en ce qui concerne la transformation, l'échange et la dissipation d'énergie.



# Chapitre III

---



*Présentation de l'Ouvrage*

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

Dans ce chapitre, nous présentons la structure du Minaret à étudier et son état des lieux et caractéristiques des matériaux

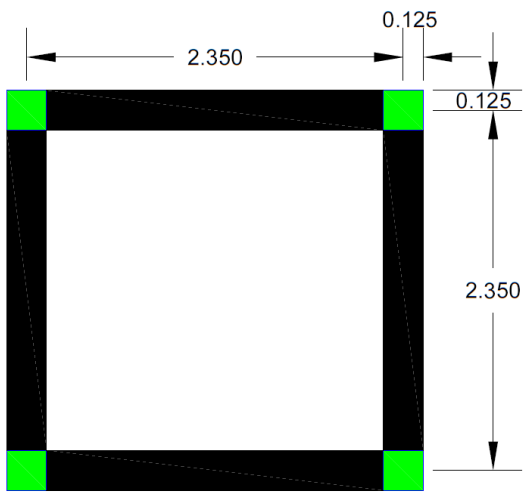
## **II.2.Présentation De L'ouvrage :**

On se propose dans ce travail d'étudier le renforcement d'un Minaret en R+6 contreventé par des portiques autostables (système poteaux - poutres) en béton armé appartenant à la mosquée d'Ali Ibn Abi Talib.

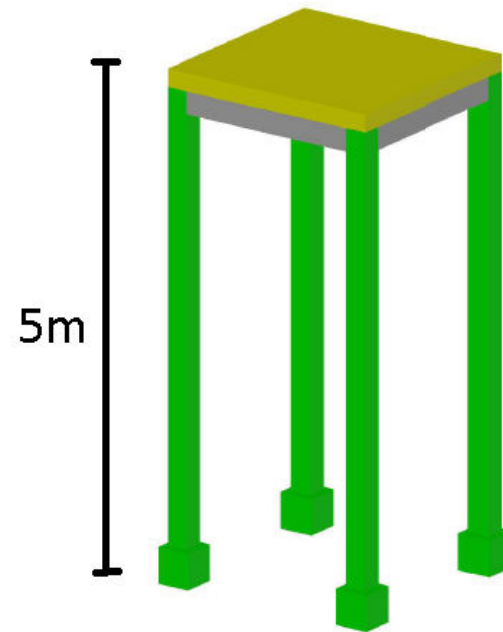
Notre étude a été effectuée sur la Minaret, en se basant sur les résultats des essais à l'ultrason qui donnent la résistance de béton.

La Minaret concerné par cette étude est constitué de 6 étages, de dimensions en plan de 2.56 m dans le sens longitudinal et 2.56 m dans le sens transversal (sur le terrain 2.6 m dans le sens longitudinal et 2.6 m dans le sens transversal), la hauteur total du Minaret est de 22.4 m, la hauteur des étage courants est égale à 2.9 m celle du RDC est de 5 m.

Les différents niveaux (RDC, 1er, 2ème ,3ème ,4ème ,5ème et 6eme étages) sont présentes dans les schémas suivants :



*fig. II.1 a) Vue en plan de Niveau + 5 m*



*fig. II.1 b) Vue en 3D de RDC*

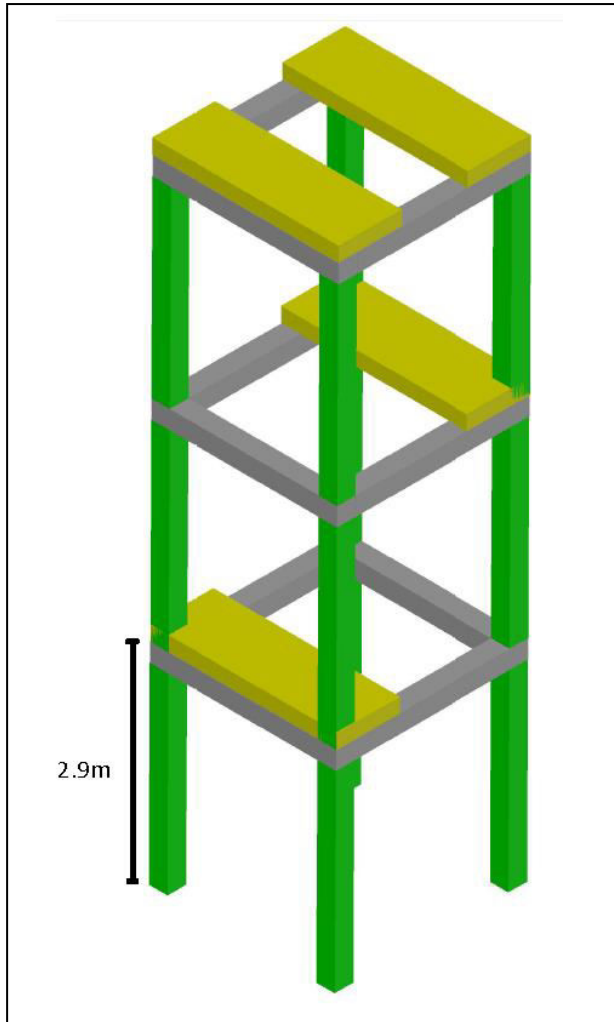


fig. II.2 a) Vue en 3D 1er, 2ème ,3ème étage

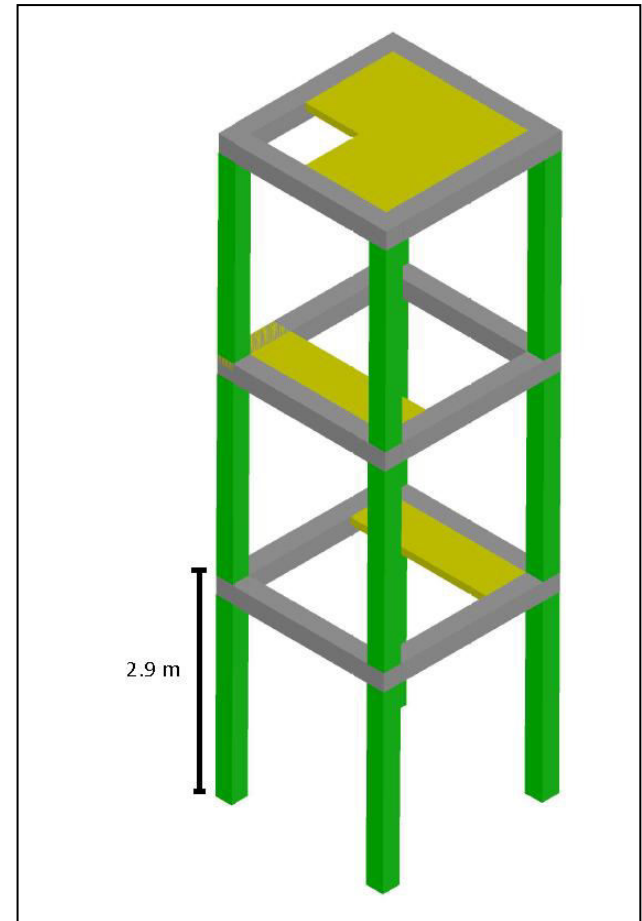
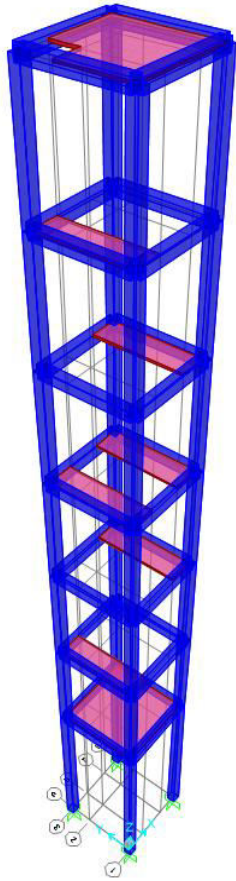


fig. II.2 b) Vue en 3D 4ème ,5ème et 6eme r étage



---

**fig. II.3** Vue en 3D du Minaret



**fig. II.4** Vue du Minaret

## II.3 Histoire de la mosquée :

Cette mosquée est la mosquée d'Ali Ibn Abi Talib initialement fondée sous la supervision de la première Assemblée, qui a été créée en 1991, qui a duré dans la construction de la mosquée de 10 ans ont été démissionnés en 2001 et compensés par une deuxième association appelée «al wafaa» et grâce à Dieu Tout-Puissant a terminé le reste de la construction de cette mosquée.

Et ne pas oublier préféré les habitants de ce quartier où l'achèvement ils ont réussi de la moitié du projet en les aidant intensif et la main-d'œuvre

Dans le cinquième jour du mois de Mars 2004, les membres de l'Assemblée et les gens supérieurs du quartier à l'accord se sont réunis pour changer le nom de la mosquée de son nom actuel à un composé « Ali Ibn Abi Talib » a été ce dû au fait que le complexe comprend deux salles pour l'enseignement du Coran et de la salle de prière pour les hommes et les femmes, ainsi que Salle d'ablution pour les hommes et les femmes et le logement de l'imam de la mosquée et d'une bibliothèque dans le processus d'achèvement.

La mosquée a été conçue par le Bureau des études techniques pour le propriétaire «Brahim Djeridane ».

### 3.1 Le Fiche technique :

- Project: Construire une mosquée « Ali bin Abi Talib »

- Emplacement: cite BERBIH, Djelfa

La superficie totale de ce projet = 1500.00 m

Les utilitaires: - salle de prière pour les hommes

- salle de prière pour les femmes

- logement fonctionnel

- Salle de L'enseignement du Saint Coran

- salle d'ablution

Salle de prière pour les hommes:

- rez-de-chaussée = 1016.14m<sup>2</sup>

Salle de prière pour les femmes :

- rez-de-chaussée = 69.66m<sup>2</sup>

Les deux minarets :

- Surface =11.75

Le dôme : Au centre de la salle de prière pour les hommes

- Diamètre =6.20m

Salle de L'enseignement du Saint Coran :

- Surface =46.48m<sup>2</sup>

- nombre des élèves 100

Logement fonctionnel : R+1

Surface =146.02m<sup>2</sup>

## II.4. Etat Des Lieux :

Après avoir visité le site du minaret et avoir procédé à un examen pour déterminer l'étendue du dommage, il a été noté ci-dessous:

- Mauvaise mise en œuvre du béton engendrant des ségrégations à la base des poteaux dans les zones nodales de certains blocs.
- Mauvaise exécution des coffrages et insuffisance de l'enrobage des aciers dans le béton au niveau de la certains des blocs.
- fissuration du béton au niveau de la zone nodale des poteaux
- Ségrégations du béton au niveau de la zone nodale des éléments structuraux
- Fissures au niveau de la jonction de la maçonnerie et les éléments structuraux
- Mauvaise exécution du béton dans les zones nodales
- En fin la qualité du béton qui n'est pas justifiée totalement au niveau de certains blocs

### Note :

Le Minaret étudie par le règlement parasismique algérien 88

## II.5. Récapitulatif Des Résultats Des Essais A L'ultrason :

Nous travaillons avec CTC pour effectuer le test du l'Ultrason, Donc selon la vitesse nous pouvons déduire la résistance de béton.

Cet essai a été effectué sur un seul élément structure (poteau) du la Minaret (A cause de la difficulté de réaliser des expériences sur le reste des éléments)

Les résultats de cet essai est :  $R(\text{moyenne}) = 12.5\text{MPa}$



Fig. II.5. Poteau testé



## II.6. Caractéristiques Des Matériaux :

### 6.1 Le Béton

#### 5.1.1 Les compositions du béton

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau.

##### - Le ciment

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite, et de la température de cuisson du mélange.

##### - Les granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

##### Les sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur des grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### Pierraille

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux rous) ou obtenues par concassage de roches dure (matériaux concassés).

#### 5.1.2 Dosage

On appelle dosage, le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

#### 5.1.3 Caractéristiques physique et mécaniques du béton

##### a. Masse volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m. Elle peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

##### b. Coefficient de dilatation

Sa valeur moyenne est prise égale à celle l'acier soit 10. Cette circonstance a permis le développement du béton armé

##### c. Retrait hygrométrique

Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume. Lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume. Ce phénomène est appelé " retrait".

##### d. Fluage

Il se développe sous une charge et vient s'ajouter au retrait hygrométrique

### 6.1.4 Résistance à la compression $f_{cj}$

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, cette valeur est représentée par le symbole  $f_{c28}$ . Dans notre cas, et suite à la campagne d'essais (scléromètre, ultrason et carottage) effectuée par le maître de l'ouvrage, il a été constaté une résistance moyenne de 12.5 MPa.

### 6.1.5 Résistance à la traction $f_{tj}$

La résistance caractéristique à 'j' jours se déduit conventionnellement de la relation :

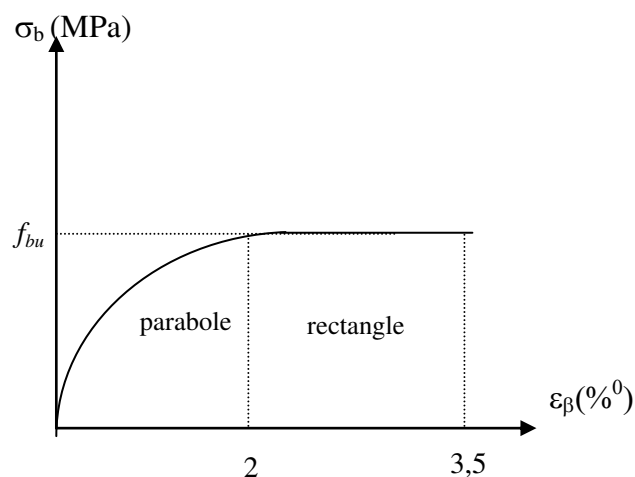
$$f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}$$

Dans notre cas  $f_{c28}=12.5$  MPa.

$$f_{t28}=1.35\text{MPa.}$$

### 6.1.6 Etat limite ultime

Pour le calcul à l'ELU, nous adoptons le diagramme parabole- rectangle suivant :



$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

$f_{bu}$  : contrainte ultime de béton en compression.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton

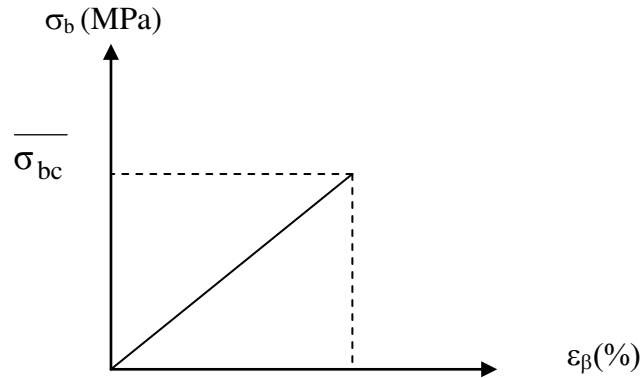
$\gamma_b = 1,5$  en situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle.

$$f_{bu} = 7.08 \text{ Mpa}$$

### 6.1.7 Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.



La contrainte limite de service en compression est limitée par  $\overline{\sigma}_{bc}$  soit :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\begin{aligned}\overline{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ &= 7.5 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

### 6.1.8 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\overline{\tau}$  où :

$$\overline{\tau} = \min(0,13 f_{cj}, 4 \text{ MPa}) = 1.63 \text{ MPa} \quad \text{fissuration non ou peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau} = \min(0,10 f_{cj}, 3 \text{ MPa}) = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

### 6.1.9 Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour des charges instantanées.}$$

$$= 25528.73 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 1/3 \cdot E_{ij} \quad \text{pour des charges de longues durées.}$$

### 6.1.10 Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson  $\nu$  est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$  cas des états limites de service.

$\nu = 0$  cas des états limites ultimes.

## 6.2 Les Aciers

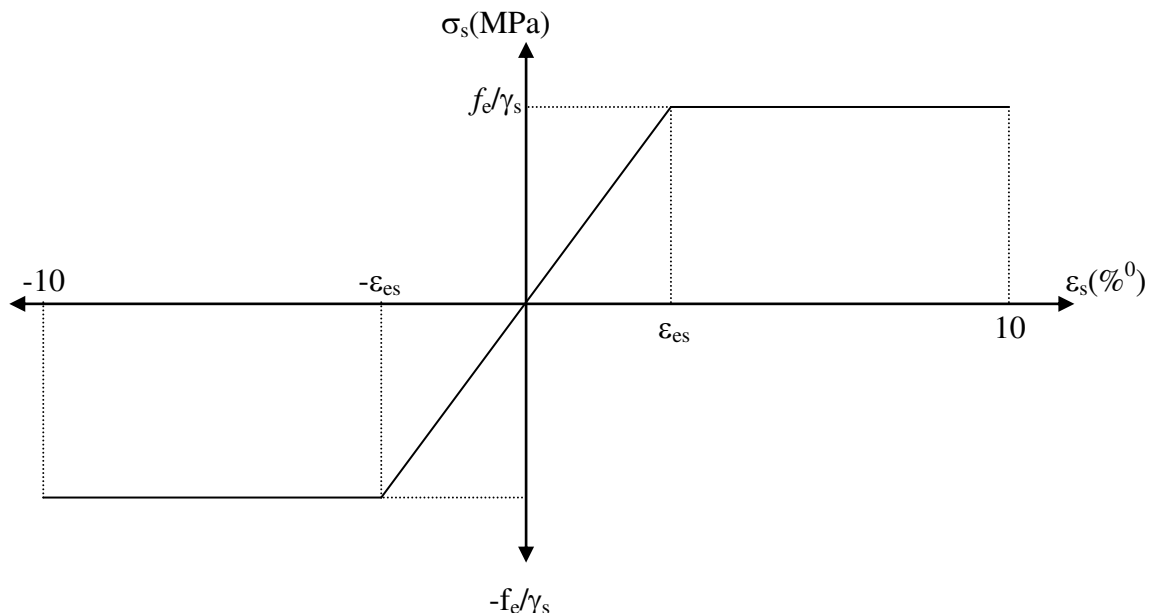
L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue :

- Les fers doux (ronds, ordinaires, ...)
- Les fers à nuances à hautes adhérences.

Dans notre cas, nous avons des armatures à hautes adhérences pour le ferrailage longitudinal FeE40, type1 avec une valeur de limite d'élasticité garantie de 400 MPa et des aciers ronds lisses pour le ferrailage transversal.

### 6.2.1 Etat limite ultime

Pour le calcul, nous utilisons le diagramme contrainte - déformation suivant :



$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  en situations accidentelles

$\gamma_s = 1,15$  cas général .

$f_s = 348$  Mpa.

$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s$ , avec  $E_s = 200000$  Mpa d'où :  $\varepsilon_{es} = 2 \text{ ‰}$

### 6.2.2 Etat limite de service

La contrainte de l'acier n'est limitée qu'en état limite d'ouverture des fissures :

- fissuration peu nuisible : Pas de limitation.

-fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

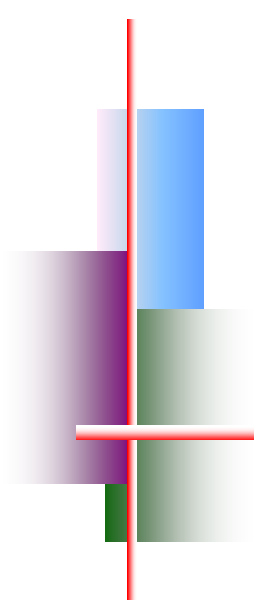
$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence.

**Conclusion :**

Après la présentation du projet a étudiée et les caractéristiques du matériau, nous allons passer à l'étude sismique et l'étude du vent dans le chapitre suivant.



# Chapitre III

---



*Vérification de la Structure Existante*

### III.1 Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage objet de notre étude et avoir passé en revue l'état des lieux de la structure du Minaret, nous passons dans le présent chapitre à la vérification de la résistance de cette structure.

### III.2. étude du vent :

#### III.2.1 Introduction :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

Le but du calcul de la pression du vent est d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

#### III.2.2 Principes du RNV99 :

- Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.
- Le Minaret à étudier est de forme carré donc l'étude se fera sur une seule paroi
- Dans notre cas , il n'y pas de pression intérieure.

#### Données relatives au site :

Se trouve en zone III (Djelfa)

Zone	$q_{ref}$ N/m <sup>2</sup>	$q_{temp}$ N/m <sup>2</sup>
III	575	415

Tableau III.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Avec :

- $q_{ref}$  (N/m<sup>2</sup>) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).
- $q_{temp}$  (N/m<sup>2</sup>) : pression de référence pour les constructions temporaires (durée d'utilisation inférieur à 5ans).

#### Catégories de terrain :

Catégorie de terrain	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\epsilon$
IV Zones urbaines	0.24	1	16	0.46

Tableau III.2 : Définition des catégories de terrain.

- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  : paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : hauteur minimale.
- $\epsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$ .

#### Le coefficient dynamique $C_d$ :

Il est déterminé à l'aide des abaques 3-1 à 3-7 du rnv99

Pour les Minaret à structure béton arme on utilise l'abaque 3-7.

$C_d$  est donné en fonction de :

- B (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
  - H (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.
  - Coefficient de topographie :
- Site plat  $C_t=1$ .



**La pression du vent est donnée par la formule suivante :**

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

**Pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  :**

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent

**Coefficient d'exposition au vent :**

Notre structure est considéré peu sensible aux vibrations

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{K_t}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right) \right]$$

- Coefficient de rugosité  $C_r(z)$  :

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

**III.2.3 Calculs :**

**III.2.3.1 Déterminations du  $C_d$  :**

$$h=22.5m \quad b=2.6m \rightarrow C_d=0.95$$

**III.2.3.2 Coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  :**

$$\rightarrow C_r(Z) = 0.24 \cdot \ln\left(\frac{16}{0,3}\right) = 0.66 \quad Z < Z_{min}$$

$$\rightarrow C_r(Z) = 0.24 \cdot \ln\left(\frac{Z}{0,3}\right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

Niveau	$Z_j(m)$	$C_r(Z_j)$
RDC	2.5	0.66
1	6.45	0.66
2	9.35	0.66
3	12.25	0.66
4	15.15	0.66
5	18.05	0.69
6	20.95	0.73

**Tableau III.3 : Coefficient de rugosité.**

**III.2.3.3 Coefficient d'exposition au vent  $C_e(Z)$  :**

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[ 1 + \left( 7 \cdot \frac{K_t}{C_r(Z) \cdot C_t(Z)} \right) \right]$$

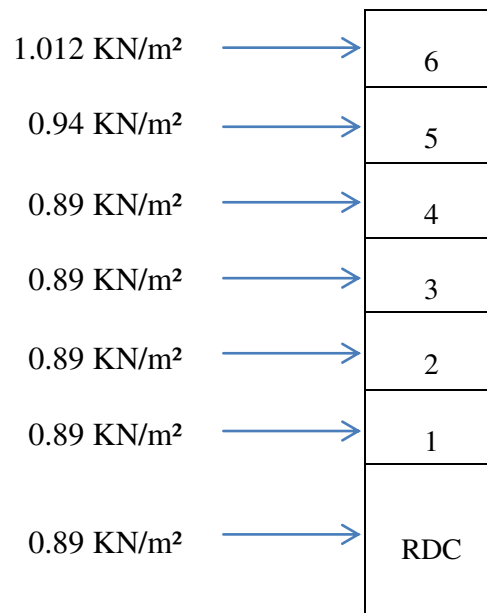
Niveau	$Z_j(m)$	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z)$
RDC	2.5	0.66	1.544
1	6.45	0.66	1.544
2	9.35	0.66	1.544
3	12.25	0.66	1.544
4	15.15	0.66	1.544
5	18.05	0.69	1.6353
6	20.95	0.73	1.7593

**Tableau III.4 : Coefficient d'exposition au vent.**

### III.2.3.4 La pression dynamique $q_{dyn}$ :

Niveau	$Z_j(m)$	$Cr(Z_j)$	$Ce(Z)$	$q_{dyn}(Z_j) \text{ KN/m}^2$
RDC	2.5	0.66	1.544	0.8878
1	6.45	0.66	1.544	0.8878
2	9.35	0.66	1.544	0.8878
3	12.25	0.66	1.544	0.8878
4	15.15	0.66	1.544	0.8878
5	15.5	0.69	1.6353	0.9402975
6	20.95	0.73	1.7593	1.0115975

**Tableau III.5** : La pression dynamique.



**Figure III.1** : Pression dynamique sur la paroi verticale.

#### Conclusion :

La force total du pression sur la paroi verticale est donnée par la somme du pression sur la paroi vertical, donc les forces des pression est égal 50.8 KN.

### III.3. étude sismique :

#### Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

#### III.3.1 Méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

#### III.3.2 méthode statique équivalente :

##### a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

##### b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

#### III.3.3 Méthode dynamique modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

##### III.3.3.1 Modélisation :

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton.

-Détermination des caractéristiques géométriques des elles utilisées.

-Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y)

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q$
- 3)  $0.8G + E$
- 4)  $0.8G - E$
- 5)  $G + Q + E$
- 6)  $G + Q - E$
- 7)  $G + Q + 1.2E$



Enduit intérieur (en plâtre)

$0.02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 220 \text{ kg/m}^2 = 0.22 \text{ t/m}^2$$

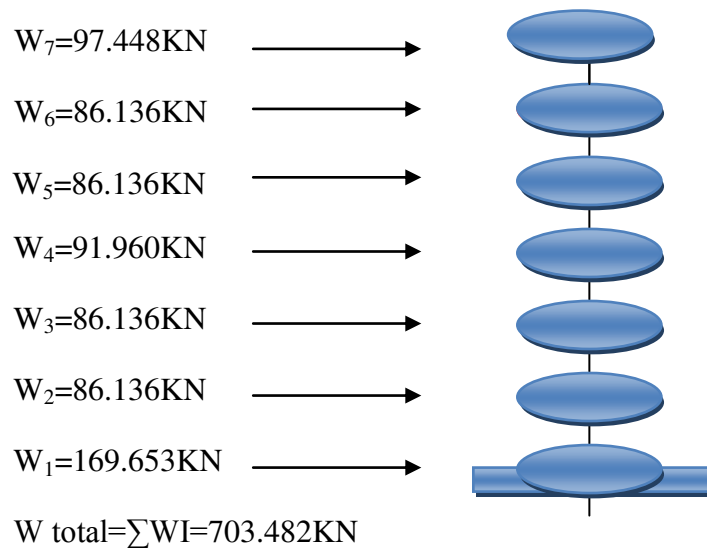
**b. W : Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- $W_G$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_Q$  : Charges d'exploitation.

Par conséquent, le Minaret sera représenté par le système suivant



### III.3.4.3 Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

**D** : facteur d'amplification dynamique.

**Q** : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

**R** : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

**W** : poids totale de la structure.

#### III.3.4.3.1 résultante de la force sismique

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

#### III.3.4.3.2 Définitions de la valeur des coefficients

##### 1. coefficient d'accélération de zone (A)

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage de la structure. Notre Minaret est implanté dans la région de Djelfa (zone I) et appartient au groupe 1B, pour notre cas on a :  $A = 0,12$ .

##### 2. coefficient de comportement globale de structure(R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement,  $R = 3,5$

##### 3. facteur de qualité (Q)

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau III.6 : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P<sub>q</sub>

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  .(RPA 99 révisée en 2003)

Q<sub>y</sub> = 1,20.

#### 4. le pourcentage d'amortissement critique

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 6 \%$  ; (tableau 4.2.RPA99)

#### 5. la période fondamentale T

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

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

C<sub>t</sub> : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

C<sub>t</sub>=0.05

T = 0,05 x 22,4<sup>3/4</sup> = 0.515sec

#### 6. période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol très meuble

T<sub>1</sub> = 0,15s                      T<sub>2</sub> = 0,70s ..... (tableau 4.7.RPA99).

#### 7. facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.94 \geq 0,7$$



**8. facteur d'amplification dynamique :** Donné par la formule :

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

$$0 \leq T \leq T_2 \implies 0 < 0,51 < 0,7$$

donc :  $D = 2,5 \eta = 2,35$

**III.3.4.3.3 La force sismique totale sera :**

$$V = \frac{0,12 \times 2,35 \times 1,20}{3,5} \times 703.482 = 68.02 \text{ KN}$$

**III.3.4.3.4 Distribution verticale de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F<sub>t</sub> : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot TV \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T \leq 0,7s \implies F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \dots\dots\dots\text{chapitre 4-2-5 RPA}$$

F<sub>i</sub> : effort horizontal revenant au niveau i    h<sub>i</sub> : le niveau ou s'exerce la force F<sub>i</sub>

W<sub>i</sub> W<sub>j</sub>: poids revenant aux planchers, i,j.    h<sub>j</sub> : niveau d'un plancher quel conque

Etage	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i \times h_i$	$F_i$ (KN)	$V - F_t$ (KN)
06	97.448	22.4	2182.84	11.2	68.02
05	86.136	19.5	1679.65	8.6	68.02
04	86.136	16.6	1429.86	7.3	68.02
03	91.96	13.7	1259.85	6.5	68.02
02	86.136	10.8	930.27	4.8	68.02
01	86.136	7.9	680.47	3.5	68.02
R.D.C	169.53	5	847.65	4.3	68.02
$\Sigma$	703.482		9010.59		

Tableau III.7 effort tranchant :

### III.3.5.L'efforts tranchant à la base

La résultante des forces à la base 'v' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

V (KN)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	$0.8V_{stat} \leq V_{(spec)}$
58.505	68.02	54.42	Oui

Tableau III.8 vérification L'efforts tranchant à la base

#### Note :

Nous notons que les forces sismique est plus gronde par rapport les forces du vent donc on utilise pour les calculs les forces sismiques.

### III.3.6 Vérification des déplacements :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

$\Delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement  $R = 3,5$

$h_e$  : hauteur de l'étage

$\delta_K$  : déplacement horizontale à chaque niveau K.

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion). D'après les résultats donnés par le sap2000.

Les déplacements relatifs des noeuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	$\delta_{ek}$ max (cm)	$\Delta k_{MAX} \times R$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	RPA
6	7.08	1.44	2.9	C.V
5	6.67	2.00	2.9	C.V
4	6.1	2.52	2.9	C.V
3	5.38	2.94	2.9	NO
2	4.54	3.33	2.9	NO
1	3.59	3.82	2.9	NO
RDC	2.5	8.75	5	NO

Tableau III.9 vérification des déplacements

### III.3.5.1 Vérification des modes ;

Mode	Période (sec)	Participation de Mass. UX (%)	Participation de Mass. UY (%)	Observation
1	0.933011	0.0037	90.69	
2	0.932268	90.73	0.0037	
3	0.63279	0.0058	0.0052	<i>vérifié</i>

Tableau III.10 Vérification des modes

On retient 3 modes : La somme des masses modales effectives est supérieure à 90 % de la masse totale de la structure.

### III.3.7 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce

Phénomène est appelé « effet  $P\Delta$  ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet  $P\Delta$ .) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} < 0,10$$

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

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau « k-1 »

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Niveau	Wi (KN)	V	Hi(cm)	$\Delta k$	$\theta$
6	97.448	11.2	290	1.44	0.043
5	86.136	19.8	290	2.00	0.030
4	86.136	27.1	290	2.52	0.028
3	91.96	33.6	290	2.94	0.028
2	86.136	38.4	290	3.33	0.026
1	86.136	41.9	290	3.82	0.027
RDC	169.53	46.2	500	8.75	0.064

Tableau III.11 Justification vis à vis de l'effet  $P\Delta$

D'après les résultats donnés dans les tableaux ci-dessus, nous pouvons conclure que l'effet  $P\Delta$  peut être négligé dans les calculs ( $\theta < 0.10$ ).

### III.3.8 Vérification au renversement :

Pour que le Minaret soit stable au renversement il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5.

$M_r$  : moment renversant

$M_s$  : moment stabilisant

$$M_s = W \cdot L / 2$$

$W$  = poids du Minaret.

#### - Sense longitudinal

$$W = 703.48 \text{ KN}$$

$$L = 2.6 \text{ m}$$

$$M_r = 871.9101 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 914.524 \text{ KN.m} \quad \text{donc : } M_s/M_r = 1.05 < 1,5$$

Ces résultats nous permettent d'affirmer que le Minaret est n'est pas stable vis-à-vis du renversement.

### III.3.9. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (RPA99, Art. 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

- v : effort normal réduit
- N<sub>d</sub>: effort normal de compression maximal. (Sap2000)
- B<sub>c</sub>: section brute de l'élément.
- f<sub>c28</sub> : résistance caractéristique du béton

Selon les cas d'étude proposés, les poteaux de RDC sont représentés dans le tableau suivant:

local	poteaux	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub> *f <sub>c28</sub>	v	observation
1	25*25	213.617	0.0625	12500	781.25	0.27	<0.3
14	25*25	213.631	0.0625	12500	781.25	0.27	<0.3
21	25*25	213.609	0.0625	12500	781.25	0.27	<0.3
28	25*25	213.625	0.0625	12500	781.25	0.27	<0.3

Tableau III.12 : Vérification de l'effort normal réduit

D'après les résultats précédents, nous constatons Il n'y a aucun risque de rupture par effort normal de compression.

#### III.3.9.1 : vérification du la Contrainte :

La contrainte limite de service en compression est limitée par  $\overline{\sigma}_{bc}$  soit :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{441155}{62500} = 7.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ ----- Condition vérifié}$$

N : effort de compression en Newton.

A : aire de la pièce en mm<sup>2</sup>.

### III.3.10. Vérification Du Ferrailage Des Poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée (effort normal + moment de flexion)

#### III.3.10.1 Combinaisons de calcul :

Les combinaisons à considérer sont celles du CBA 93 et du RPA99.

$$\text{CBA 93: } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{RPA 99 : } G + Q \pm 1,2E$$

$$0,8G \pm E$$

#### III.3.10.2 Ferrailage longitudinal :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

Dans notre cas, nous ne sommes concernés que par les deux premiers cas.

##### - Section partiellement comprimée

- Effort normal étant un effort de compression; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
- Effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et  $e > h/6$

##### - Section entièrement comprimée

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ( $e < h/6$ ) totale rendu homogène.

##### - Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

### III.3.10.2.1 Conditions exigées par le RPA99 V2003 :

#### - Coffrage

- Min (b,h)  $\geq$  25cm en zone I et II

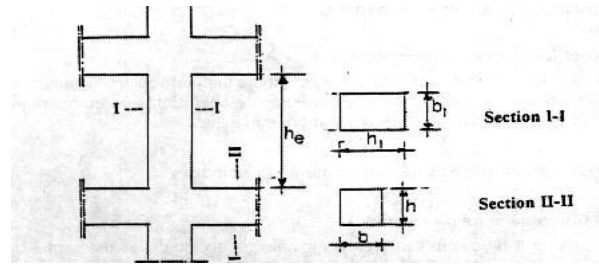
- Min (b,h)  $\geq$  30 cm en zone III

$0,25 \leq b/h \leq 4$

(RPA99, Art. 7.4.1)

Dans notre cas min (b,h) = 25 cm (Oui)

et  $b/h=1 < 4$  (vérifiée)



#### - Ferrailage

- Les armatures longitudinales seront soigneusement sélectionnées et doivent être de haute adhérence et sans crochets.

- le pourcentage minimal des armatures est de 0.7% de la section en zone I, 0,8 % en zone II et de 0.9 % en zone III.

Poteau	$A_{smin} (cm^2)$		
	Zone I	Zone II	Zone III
25x25	4.37	5	5.62

- Le pourcentage maximal des armatures est de :

4% de la section en zone courante

6% de la section en zone de recouvrement.

Poteau	$A_{max} \text{ zone courante } (cm^2)$	$A_{max} \text{ zone de recouvrement } (cm^2)$
25x25	25	37.5

- Le diamètre minimum des armatures est de 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone I et IIa et de  $50\varnothing$  en zone IIb et III

(RPA99, Art. 7.4.1)

Diamètre (mm)	Longueur de recouvrement (cm)	
	Zone I et IIa	Zone IIb et III
12	48	60
14	56	70
16	64	80



- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale.
- Pour un poteau, la distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone I et II et 20 cm en zone III.

### III.3.10.2.2 Armatures longitudinales :

#### - Ferrailage longitudinal sur plan ;

<i>Poteau</i>	<i>Section</i>	<i>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Condition RPA</i>
25x25	6T12	6.78	Vérifiée

#### - Ferrailage longitudinal :

Après la détermination des efforts internes pour chaque poteau, Le résultat sur les tableaux correspond à la section d'acier par face, donc pour vérifier le ferrailage des poteaux, nous comparons ce résultat avec la section d'armature existant sur plan.

$A_{s_c}$  : section d'armature longitudinale de calcul

$A_{s_e}$ : section d'armature longitudinale existant sur plan

		<b>moment (KN.m)</b>	<b>A<sub>s<sub>c</sub></sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s<sub>e</sub></sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>observation</b>
RDC	1	50.08	10.06	6.78	insuffisant
	14	49.91	9.94	6.78	insuffisant
	21	50.08	10.06	6.78	insuffisant
	28	49.90	9.94	6.78	insuffisant
1	2	26.09	4.05	6.78	suffisant
	13	26.45	4.12	6.78	suffisant
	20	26.09	4.05	6.78	suffisant
	27	26.46	4.12	6.78	suffisant
2	3	22.63	3.39	6.78	suffisant
	12	22.15	3.31	6.78	suffisant
	19	22.62	3.39	6.78	suffisant
	26	21.27	3.15	6.78	suffisant
3	4	19.83	2.90	6.78	suffisant
	11	19.73	2.88	6.78	suffisant
	18	19.82	2.90	6.78	suffisant
	25	19.75	2.89	6.78	suffisant

4	5	16.37	2.33	6.78	suffisant
	10	15.90	2.25	6.78	suffisant
	17	16.35	2.32	6.78	suffisant
	24	15.92	2.26	6.78	suffisant
5	6	11.40	1.56	6.78	suffisant
	8	11.76	1.62	6.78	suffisant
	16	11.37	1.56	6.78	suffisant
	23	11.80	1.62	6.78	suffisant
6	7	9.64	1.31	6.78	suffisant
	9	9.50	1.29	6.78	suffisant
	15	9.65	1.31	6.78	suffisant
	22	9.43	1.28	6.78	suffisant

En comparant les résultats du ferrailage obtenu par les calculs et le ferrailage existant sur plans, nous notons que ce dernier est suffisant.

Sauf le ferrailage des poteaux de RDC insuffisant.

### III.3.10.2.3 Vérification des poteaux à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d}$$

Où :

$\tau_u$  : contrainte conventionnelle de cisaillement

V : effort tranchant agissant sur l'élément considéré

b : largeur de la section cisailée

d : largeur utile de la section = 0,9x h (h : hauteur totale de la section)

Selon le RPA99, Art. 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement est limitée par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où  $\rho_d$  est fonction de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ :

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

$$l_f = 2.05 \text{ m}$$

$$a = 0.25$$

$$\lambda_g = 8.2 \text{ m}$$

$$\rho_b = 0,075 \quad (\lambda > 5)$$

Les résultats de vérification des poteaux à l'effort tranchant sont représentés dans les tableaux suivants

	<i>poteau (25x25)</i>	$V_{max}(KN)$	$B(m)$	$d(m)$	$\tau_u (MPa)$	$\tau_b (MPa)$	Observation
RDC	1	17.81	0.250	0.225	0.32	0.9375	Vérifier
	14	17.35	0.250	0.225	0.31	0.9375	Vérifier
	21	17.76	0.250	0.225	0.32	0.9375	Vérifier
	28	17.30	0.250	0.225	0.31	0.9375	Vérifier
1	2	17.00	0.250	0.225	0.30	0.9375	Vérifier
	13	14.71	0.250	0.225	0.26	0.9375	Vérifier
	20	16.94	0.250	0.225	0.30	0.9375	Vérifier
	27	14.66	0.250	0.225	0.26	0.9375	Vérifier
2	3	13.02	0.250	0.225	0.23	0.9375	Vérifier
	12	12.98	0.250	0.225	0.23	0.9375	Vérifier
	19	15.17	0.250	0.225	0.27	0.9375	Vérifier
	26	13.04	0.250	0.225	0.23	0.9375	Vérifier
3	4	13.31	0.250	0.225	0.24	0.9375	Vérifier
	11	10.74	0.250	0.225	0.19	0.9375	Vérifier
	18	13.25	0.250	0.225	0.24	0.9375	Vérifier
	25	13.06	0.250	0.225	0.23	0.9375	Vérifier
4	5	10.68	0.250	0.225	0.19	0.9375	Vérifier
	10	8.08	0.250	0.225	0.10	0.9375	Vérifier
	17	10.62	0.250	0.225	0.19	0.9375	Vérifier
	24	8.03	0.250	0.225	0.14	0.9375	Vérifier
5	6	7.41	0.250	0.225	0.13	0.9375	Vérifier
	8	5.56	0.250	0.225	0.14	0.9375	Vérifier
	16	7.36	0.250	0.225	0.13	0.9375	Vérifier
	23	5.49	0.250	0.225	0.10	0.9375	Vérifier
6	7	5.35	0.250	0.225	0.10	0.9375	Vérifier
	9	0.99	0.250	0.225	0.02	0.9375	Vérifier
	15	5.24	0.250	0.225	0.09	0.9375	Vérifier
	22	1.03	0.250	0.225	0.02	0.9375	Vérifier

En comparant les résultats obtenus par les calculs et l'existant sur plans, nous notons que ce dernier est suffisant.

### Ferrailage transversal :

Les armatures transversales sont calculées par la formule (Rpa99, Art. 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur de la section.

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

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = 2.5 \quad (\lambda_g > 5)$$

L'espacement des cadres est donné suivant le RPA99, Art. 7.4.2.2 par :

- dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10 \cdot \varnothing_1; 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et IIa}$$

$$t = 10 \text{ cm} \text{ en zone IIb et III}$$

- dans la zone courante :

$$t < 15 \cdot \varnothing_1 \text{ en zone I et IIa}$$

$$t \leq \min(b/2, h/2, 10 \cdot \varnothing_1) \text{ en zone IIb et III (RPA99, Art.7.4.2.1)}$$

La longueur de la zone nodale est donnée par  $h' = \max(h_e/6, b, h, 60 \text{ cm})$  où  $h_e$  est la hauteur d'étage.

poteau	h' (cm)	Esp. z. nod (cm)		Esp. z. cour. (cm)	
		Zone I et IIa	Zone IIb et III	Zone I et IIa	Zone IIb et III
25x25	60	12	10	18	12

L'espacement et  $\varnothing$  des armatures transversales sur plans est non confirmé.

### III.3.11 Vérification Du Ferrailage Des Poutres :

Généralement les poutres sont sollicitées par les efforts suivants :

- Moment fléchissant

- Effort tranchant
- Effort normal

Vu la contribution de l'effort normal dans les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, il est négligé dans les calculs, donc le ferrailage se fera en flexion simple.

### Combinaison de calcul

1,35G+1,5Q	CBA93
G+Q±E	RPA99
0,8G±E	RPA99

### Ferrailage longitudinal

#### Conditions exigées par le RPA99

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section (RPA99, Art.7.5.2.1).

<i>Poutre</i>	<i>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>
25x25	3.125

- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux de la poutre est de 4 % en zone courante et de 6 % en zone de recouvrement (RPA99, Art.7.5.2.1).

<i>Poutre</i>	<i>A<sub>max</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	
	<i>Zone de recouvrement</i>	<i>Zone courante</i>
25x25	37.5	25

- La longueur minimale de recouvrement est de 40  $\emptyset$  en zone I et II et de 50  $\emptyset$  en zone III.

<i>Poutre</i>	<i>Long. Recouvrement (cm)</i>
	<i>Zone I</i>
25x25	48

### III.3.11.1 Ferrailage longitudinal des poutres :

#### Poutres de section 25x25 :

		<b>moment (KN.m)</b>	<b>As<sub>c</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As<sub>e</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>observation</b>
RDC	42	55.085	11.73	6.78	insuffisant

	56	53.3225	10.62	6.78	insuffisant
	35	54.9288	11.27	6.78	insuffisant
	49	53.154	10.58	6.78	insuffisant
<b>1</b>	41	40.7719	8.01	6.78	insuffisant
	55	40.931	8.08	6.78	insuffisant
	34	40.6707	7.97	6.78	insuffisant
	48	39.7886	7.62	6.78	insuffisant
<b>2</b>	40	34.1515	5.86	6.78	suffisant
	54	33.6533	5.74	6.78	suffisant
	33	34.0082	5.83	6.78	suffisant
	47	34.3517	5.92	6.78	suffisant
<b>3</b>	39	25.9867	4.03	6.78	suffisant
	53	26.6197	4.15	6.78	suffisant
	32	25.9214	4.01	6.78	suffisant
	46	26.5718	4.14	6.78	suffisant
<b>4</b>	38	19.3826	2.82	6.78	suffisant
	52	18.9339	2.75	6.78	suffisant
	31	18.6044	2.69	6.78	suffisant
	45	19.729	2.88	6.78	suffisant
<b>5</b>	37	10.3358	1.41	6.78	suffisant
	51	10.6067	1.45	6.78	suffisant
	30	10.3186	1.40	6.78	suffisant
	44	10.0634	1.37	6.78	suffisant
<b>6</b>	36	5.9829	0.79	6.78	suffisant
	50	6.0262	0.80	6.78	suffisant
	29	5.9942	0.79	6.78	suffisant
	43	5.9559	0.79	6.78	suffisant

En comparant les résultats du ferrailage obtenu par les calculs et le ferrailage existant sur plans, nous notons que ce dernier est suffisant.

Sauf le ferrailage des poutres de RDC et 1<sup>er</sup> étage insuffisant

### III.3.11.2 Vérification de la contrainte tangentielle :

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d}$$

$\tau_u$  : contrainte conventionnelle de cisaillement

$V$  : effort tranchant agissant sur l'élément considéré.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : largeur utile de la section = 0,9x h (h : hauteur totale de la section)

$$\bar{\tau} = \min(0,10.f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de Vérification de la contrainte tangentielle sont représentés dans les tableaux suivants :

### Poutres de section : 25x25

		$b$ (m)	$d$ (m)	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	observation
RDC	42	0.250	0.225	57.76	1.03	1.25	vérifié
	56	0.250	0.225	63.93	1.14	1.25	vérifié
	35	0.250	0.225	57.63	1.02	1.25	vérifié
	49	0.250	0.225	63.82	1.13	1.25	vérifié
1	41	0.250	0.225	47.02	0.84	1.25	vérifié
	55	0.250	0.225	46.08	0.82	1.25	vérifié
	34	0.250	0.225	46.90	0.83	1.25	vérifié
	48	0.250	0.225	47.42	0.84	1.25	vérifié
2	40	0.250	0.225	41.32	0.73	1.25	vérifié
	54	0.250	0.225	42.04	0.75	1.25	vérifié
	33	0.250	0.225	41.24	0.73	1.25	vérifié
	47	0.250	0.225	40.33	0.72	1.25	vérifié
3	39	0.250	0.225	35.52	0.63	1.25	vérifié
	53	0.250	0.225	36.11	0.64	1.25	vérifié
	32	0.250	0.225	35.46	0.63	1.25	vérifié
	46	0.250	0.225	36.02	0.64	1.25	vérifié
4	38	0.250	0.225	28.62	0.51	1.25	vérifié
	52	0.250	0.225	29.45	0.52	1.25	vérifié
	31	0.250	0.225	28.58	0.51	1.25	vérifié
	45	0.250	0.225	27.86	0.50	1.25	vérifié
5	37	0.250	0.225	21.27	0.38	1.25	vérifié
	51	0.250	0.225	20.42	0.36	1.25	vérifié

	30	0.250	0.225	21.24	0.38	1.25	vérifié
	44	0.250	0.225	22.23	0.40	1.25	vérifié
<b>6</b>	36	0.250	0.225	17.16	0.31	1.25	vérifié
	50	0.250	0.225	17.16	0.31	1.25	vérifié
	29	0.250	0.225	16.83	0.30	1.25	vérifié
	43	0.250	0.225	16.80	0.30	1.25	vérifié

En comparant les résultats obtenus par les calculs et l'existant sur plans, nous notons que ce dernier est suffisant.

### Ferrailage transversal

La section minimale des cadres transversaux est donnée par :

$$A_t \geq 0,4.b.S_t./f_e \quad (\text{BAEL91})$$

où : b: largeur de la poutre.

$S_t$ : espacement des cours d'armatures transversaux.

- En zone nodale (RPA99, Art. 7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \varnothing_1) = 6.25 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 0.28 \text{ cm}^2$$

- En zone courante

$$S_t \leq h/2 \text{ d'où } S_t = 12.5 \text{ cm.}$$

Où h représente hauteur de la poutre.

$$\text{Selon B.A.E.L } S_t \leq \min (0,9.d; 40 \text{ cm})$$

Soit  $S_t \leq \min (0.225 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$  la condition est vérifiée

$$A_t \geq 0.57 \text{ cm}^2$$



- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par RPA99, Art. 7.5.2.2 :

$$A_{tmin}=0,003.S_t.b$$

$$A_{tmin}=0.47 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale}$$

$$A_{tmin}=0.94 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

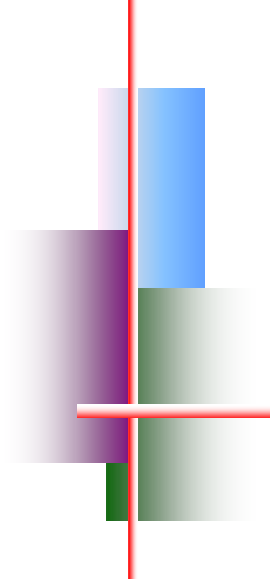
L'espacement et  $\emptyset$  des armatures transversales sur plans est non confirmé.

**Conclusion :**

A partir des résultats de la vérification des éléments structuraux que nous avons entamé, nous avons noté les insuffisances au niveau de :

- La vérification du déplacement de les étages RDC, 1er ,2eme et 3eme étages insuffisances.
- Le minaret présentent un risque de renversement (n'est pas stable)  $M_s/M_r < 1.5$
- Le ferrailage des poteaux de RDC insuffisance.
- Le ferrailage des poutres de RDC et 1er étage insuffisance.

Donc Nous devons trouver des solutions pour tous les problèmes dans le chapitre suivant.



# Chapitre IV

---



*Etude du Renforcement de la Structure*

## IV.1. Introduction :

A partir des résultats de la vérification des éléments structuraux que nous avons entamé dans le chapitre précédent, nous avons noté des insuffisances au niveau de

- Le minaret présentent un risque de renversement (n'est pas stable)  $M_s/M_r < 1.5$
- Le déplacement plus grand sur les étages RDC, 1er ,2eme et 3eme étages.
- Les ferrailages du poteaux RDC et poutres RDC,1<sup>er</sup> étage insuffisant .

De ce fait, nous pouvons affirmer que ce Minaret est vulnérable. Afin d'améliorer le comportement du la Minaret vis à vis du séisme, il a été procédé au renforcement de la structure par l'introduction de nouveaux éléments de contreventement.

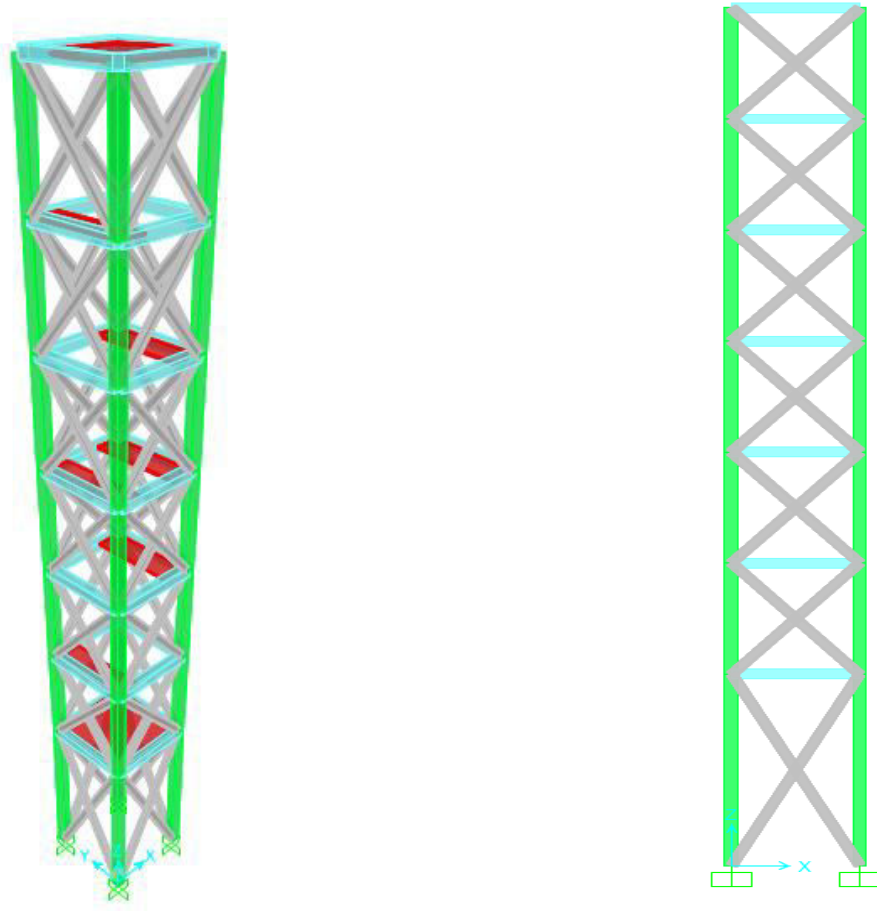
On propose :

- Un renforcement métallique (forme X) comme solution pour éliminer le déplacement.
- Modifier la semelle pour stabiliser le Minaret.

Au cours de ce chapitre, nous vérifions le nouveau comportement du la Minaret suite à l'insertion des nouveaux éléments.

## IV. 2. Etude De La Variante Proposée :

Nous présentons ci-dessous le schéma de la variante proposée le renforcement métallique pour le confortement du Minaret.



**Figure IV.1. Disposition du profile**

**(Vue en 3D)**

**(Sense X-Z)**

### IV.2.1. Dimensionnement du profil métallique :

Le tableau suivant présente les résultats du calcul de la section nécessaire de chaque profil avec le choix du profile (Nous choisissons parmi le tableau)

$$A = \frac{N}{\sigma_e} \quad \text{Avec : } \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

		N max (KN)	A calculi (cm <sup>2</sup> )	L (m)
RDC	79	78.349	3.33	5.3
	107	78.33	3.33	5.3
	98	78.274	3.33	5.3
	81	78.267	3.33	5.3
	80	78.232	3.33	5.3
	106	78.224	3.33	5.3
	82	78.159	3.33	5.3
	99	78.155	3.33	5.3
1	74	45.761	1.95	3.5
	73	45.694	1.94	3.5
	76	44.251	1.88	3.5
	97	44.193	1.88	3.5
	75	43.822	1.86	3.5
	96	43.767	1.86	3.5
	105	43.33	1.84	3.5
	108	43.266	1.84	3.5
2	71	36.968	1.57	3.5
	72	36.909	1.57	3.5
	109	36.396	1.55	3.5
	104	36.339	1.55	3.5
	78	35.926	1.53	3.5
	94	35.867	1.53	3.5
	77	35.823	1.52	3.5
	95	35.762	1.52	3.5
3	103	30.097	1.28	3.5
	110	30.045	1.28	3.5
	85	29.156	1.24	3.5
	92	29.091	1.24	3.5
	84	28.79	1.23	3.5
	93	28.725	1.22	3.5
	70	28.43	1.21	3.5
	69	28.382	1.21	3.5
	111	22.075	0.94	3.5

4	102	22.032	0.94	3.5
	63	21.755	0.93	3.5
	90	21.686	0.92	3.5
	64	21.614	0.92	3.5
	91	21.546	0.92	3.5
	65	21.447	0.91	3.5
	66	21.406	0.91	3.5
5	67	14.576	0.62	3.5
	68	14.552	0.62	3.5
	62	14.463	0.62	3.5
	88	14.385	0.61	3.5
	101	14.295	0.61	3.5
	58	14.29	0.61	3.5
	112	14.265	0.61	3.5
	89	14.214	0.60	3.5
6	113	7.223	0.31	3.5
	100	7.21	0.31	3.5
	59	7.176	0.31	3.5
	87	7.098	0.30	3.5
	57	7.023	0.30	3.5
	86	6.941	0.30	3.5
	60	6.931	0.29	3.5
	61	6.917	0.29	3.5

Après calculs les sections nécessaires en prend le choix du profile 2 UPN5 et  $A=12.32 \text{ cm}^2$

### L'assemblage par boulon :

Nous utilisons les boulons du  $\varnothing 14$  pour assembler les profiles avec les plaques d'épaisseur 10mm.

### Nombre du boulon :

$$F_{vrd} = 0.6 \times f_u \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times 360 \times \frac{154}{1.25} = 2.66 \times 10^4 \text{ N}$$

$$N_b = \frac{N}{F_{vrd}} = \frac{78.35}{26.6} = 2.95$$

En prend 3 boulons

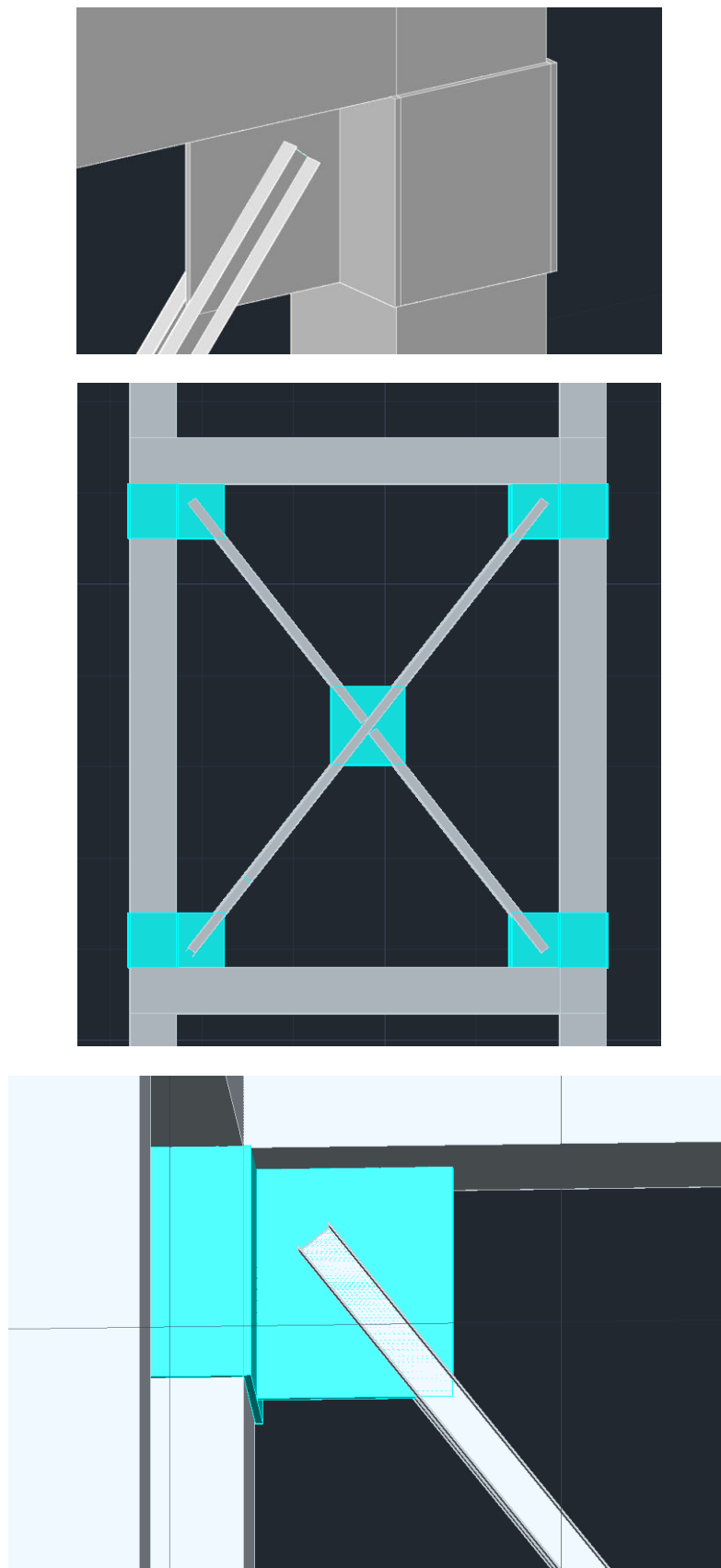


Figure.IV.2: Système d'assemblage



## IV.2.2 Analyse modale :

### IV.2.2.1 Périodes et facteurs de participations modales :

Mode	Période (sec)	Participation de Mass. UX (%)	Participation de Mass. UY (%)	Observation
1	0.376945	0.002	71.42	
2	0.376421	71.51	0.002	
3	0.126313	0.02	0.0004	
4	0.082511	0.01	24.31	
5	0.082298	24.25	0.01	<i>vérifié</i>

Tableau IV.1 Vérification des modes

## IV .2.3. Vérification des déplacements :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

$\Delta_K$  : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement  $R = 3,5$

$h_e$  : hauteur de l'étage

$\delta_K$  : déplacement horizontale à chaque niveau K.

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion). D'après les résultats donnés par le sap2000.

Les déplacements relatifs des noeuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	$\delta_{ek}$ max (cm)	$\Delta k_{MAX} \times R$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	RPA
6	1.6	1.05	2.9	Vérifie
5	1.3	0.7	2.9	Vérifie
4	1.1	1.05	2.9	Vérifie
3	0.8	1.05	2.9	Vérifie
2	0.5	0.7	2.9	Vérifie
1	0.3	0.35	2.9	Vérifie
RDC	0.2	0.7	5	Vérifie

Tableau IV.2 vérification des déplacements

#### IV.2.4 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ :

Niveau	Wi (KN)	V	Hi(cm)	$\Delta k$	$\theta$
6	97.448	11.2	290	1.05	0.032
5	86.136	19.8	290	0.7	0.011
4	86.136	27.1	290	1.05	0.012
3	91.96	33.6	290	1.05	0.010
2	86.136	38.4	290	0.7	0.005
1	86.136	41.9	290	0.35	0.002
RDC	169.53	46.2	500	0.7	0.005

Tableau IV.3 Justification vis à vis de l'effet  $P\Delta$ 

D'après les résultats donnés dans les tableaux ci-dessus, nous pouvons conclure que l'effet  $P\Delta$  peut être négligé dans les calculs ( $\theta < 0.10$ ).

### IV.2.5 L'efforts tranchant à la base

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V. (RPA99, Art. 4.3.6).

F (KN)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	0.8Vstat≤F
75.13	68.02	54.42	Oui

### IV.2.6 Vérification de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

- v : effort normal réduit
- Nd: effort normal de compression maximal. (Sap2000)
- Bc: section brute de l'élément.
- fc28 : résistance caractéristique du béton

local	poteaux	Nd (KN)	Bc (m <sup>2</sup> )	fc28 (KN/m <sup>2</sup> )	Bc*fc28	v	observation
1	25*25	215.807	0.0625	12500	781.25	0.28	<0.3
14	25*25	215.758	0.0625	12500	781.25	0.28	<0.3
21	25*25	215.803	0.0625	12500	781.25	0.28	<0.3
28	25*25	215.757	0.0625	12500	781.25	0.28	<0.3

D'après les résultats précédents, nous constatons Il n'y a aucun risque de rupture par effort normal de compression.

## IV.2.7 Vérification du Ferrailage des poteaux :

		moment (KN.m)	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
RDC	1	1.7475	0.23	6.78	Vérifie
	21	1.7476	0.23	6.78	Vérifie
	14	1.7463	0.23	6.78	Vérifie
	28	1.7464	0.23	6.78	Vérifie
1	2	0.83	0.11	6.78	Vérifie
	20	0.8301	0.11	6.78	Vérifie
	13	0.8302	0.11	6.78	Vérifie
	27	0.8301	0.11	6.78	Vérifie
2	3	0.8736	0.11	6.78	Vérifie
	19	0.8734	0.11	6.78	Vérifie
	12	0.8708	0.11	6.78	Vérifie
	26	0.8709	0.11	6.78	Vérifie
3	11	0.6641	0.09	6.78	Vérifie
	25	0.6638	0.09	6.78	Vérifie
	4	0.6537	0.08	6.78	Vérifie
	18	0.6537	0.08	6.78	Vérifie
4	10	0.4734	0.06	6.78	Vérifie
	24	0.4734	0.06	6.78	Vérifie
	5	0.4763	0.06	6.78	Vérifie
	17	0.4763	0.06	6.78	Vérifie
5	8	0.3121	0.04	6.78	Vérifie
	23	0.312	0.04	6.78	Vérifie
	16	0.2932	0.04	6.78	Vérifie

	6	0.2932	0.04	6.78	Vérifie
6	7	0.1252	0.02	6.78	Vérifie
	15	0.1251	0.02	6.78	Vérifie
	9	0.117	0.01	6.78	Vérifie
	22	0.1135	0.01	6.78	Vérifie

En comparant les résultats du ferrailage obtenu par les calculs et le ferrailage existant sur plans, nous notons que ce dernier est suffisant.

#### IV.2.8 Vérification des poteaux à l'effort tranchant :

	<i>poteau</i> (25x25)	$V_{max}(KN)$	$B(m)$	$d(m)$	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_b$ (MPa)	Observation
RDC	1	0.401	0.250	0.225	7E-03	0.9375	Vérifier
	14	0.4	0.250	0.225	7E-03	0.9375	Vérifier
	21	0.401	0.250	0.225	7E-03	0.9375	Vérifier
	28	0.399	0.250	0.225	7E-03	0.9375	Vérifier
1	2	0.234	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
	13	0.233	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
	20	0.236	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
	27	0.236	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
2	3	0.315	0.250	0.225	6E-03	0.9375	Vérifier
	12	0.314	0.250	0.225	6E-03	0.9375	Vérifier
	19	0.315	0.250	0.225	6E-03	0.9375	Vérifier
	26	0.314	0.250	0.225	6E-03	0.9375	Vérifier
3	4	0.271	0.250	0.225	5E-03	0.9375	Vérifier
	11	0.27	0.250	0.225	5E-03	0.9375	Vérifier
	18	0.273	0.250	0.225	5E-03	0.9375	Vérifier
	25	0.272	0.250	0.225	5E-03	0.9375	Vérifier

<b>4</b>	5	0.221	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
	10	0.22	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
	17	0.225	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
	24	0.224	0.250	0.225	4E-03	0.9375	Vérifier
<b>5</b>	6	0.169	0.250	0.225	3E-03	0.9375	Vérifier
	8	0.168	0.250	0.225	3E-03	0.9375	Vérifier
	16	0.167	0.250	0.225	3E-03	0.9375	Vérifier
	23	0.168	0.250	0.225	3E-03	0.9375	Vérifier
<b>6</b>	7	0.081	0.250	0.225	1E-03	0.9375	Vérifier
	9	0.08	0.250	0.225	1E-03	0.9375	Vérifier
	15	0.084	0.250	0.225	1E-03	0.9375	Vérifier
	22	0.081	0.250	0.225	1E-03	0.9375	Vérifier

#### IV.2.9 Vérification Du Ferrailage Des Poutres :

		<b>moment (KN.m)</b>	<b>As<sub>c</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As<sub>e</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>observation</b>
<b>RDC</b>	42	0.4425	0.06	6.78	Vérifie
	56	0.4425	0.06	6.78	Vérifie
	35	0.3674	0.05	6.78	Vérifie
	49	0.3674	0.05	6.78	Vérifie
<b>1</b>	41	0.1719	0.02	6.78	Vérifie
	55	0.1707	0.02	6.78	Vérifie
	34	0.1706	0.02	6.78	Vérifie
	48	0.1603	0.02	6.78	Vérifie
<b>2</b>	40	0.1452	0.02	6.78	Vérifie
	54	0.145	0.02	6.78	Vérifie

	33	0.1352	0.02	6.78	Vérifie
	47	0.1351	0.02	6.78	Vérifie
<b>3</b>	39	0.1277	0.02	6.78	Vérifie
	53	0.1092	0.01	6.78	Vérifie
	32	0.1086	0.01	6.78	Vérifie
	46	0.1057	0.01	6.78	Vérifie
<b>4</b>	38	0.1047	0.01	6.78	Vérifie
	52	0.0909	0.01	6.78	Vérifie
	31	0.0602	0.01	6.78	Vérifie
	45	0.0447	0.01	6.78	Vérifie
<b>5</b>	37	1.71E-13	0.00	6.78	Vérifie
	51	1.71E-13	0.00	6.78	Vérifie
	30	2.37E-14	0.00	6.78	Vérifie
	44	1.60E-14	0.00	6.78	Vérifie
<b>6</b>	36	1.60E-14	0.00	6.78	Vérifie
	50	1.19E-14	0.00	6.78	Vérifie
	29	2.21E-16	0.00	6.78	Vérifie
	43	1.66E-16	0.00	6.78	Vérifie

En comparant les résultats du ferrailage obtenu par les calculs et le ferrailage existant sur plans, nous notons que ce dernier est suffisant

#### IV.2.10 Vérification de la contrainte tangentielle :

		$b$ (m)	$d$ (m)	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	observation
RDC	42	0.250	0.225	1.01	0.018	1.625	vérifié
	56	0.250	0.225	1.01	0.018	1.625	vérifié
	35	0.250	0.225	1.007	0.018	1.625	vérifié

	49	0.250	0.225	1.008	0.018	1.625	vérifié
<b>1</b>	41	0.250	0.225	0.57	0.010	1.625	vérifié
	55	0.250	0.225	0.568	0.010	1.625	vérifié
	34	0.250	0.225	0.568	0.010	1.625	vérifié
	48	0.250	0.225	0.561	0.010	1.625	vérifié
<b>2</b>	40	0.250	0.225	0.569	0.010	1.625	vérifié
	54	0.250	0.225	0.56	0.010	1.625	vérifié
	33	0.250	0.225	0.567	0.010	1.625	vérifié
	47	0.250	0.225	0.563	0.010	1.625	vérifié
<b>3</b>	39	0.250	0.225	0.484	0.009	1.625	vérifié
	53	0.250	0.225	0.476	0.008	1.625	vérifié
	32	0.250	0.225	0.482	0.009	1.625	vérifié
	46	0.250	0.225	0.471	0.008	1.625	vérifié
<b>4</b>	38	0.250	0.225	0.407	0.007	1.625	vérifié
	52	0.250	0.225	0.377	0.007	1.625	vérifié
	31	0.250	0.225	0.405	0.007	1.625	vérifié
	45	0.250	0.225	0.384	0.007	1.625	vérifié
<b>5</b>	37	0.250	0.225	0.292	0.005	1.625	vérifié
	51	0.250	0.225	0.241	0.004	1.625	vérifié
	30	0.250	0.225	0.29	0.005	1.625	vérifié
	44	0.250	0.225	0.241	0.004	1.625	vérifié
<b>6</b>	36	0.250	0.225	0.197	0.004	1.625	vérifié
	50	0.250	0.225	0.197	0.004	1.625	vérifié
	29	0.250	0.225	0.187	0.003	1.625	vérifié
	43	0.250	0.225	0.186	0.003	1.625	vérifié



### IV.2.11 Vérification au renversement :

Pour que le Minaret soit stable au renversement il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5.

$M_r$  : moment renversant

$M_s$  : moment stabilisant

$$M_s = W \cdot L / 2$$

$W$  = poids du Minaret.

#### - Sense longitudinal

$$W = 703.48 \text{ KN}$$

$$L = 2.6 \text{ m}$$

$$M_r = 1180 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 914.524 \text{ KN.m} \quad \text{donc : } M_s/M_r = \mathbf{0.78} < 1,5$$

Ces résultats nous permettent d'affirmer que le Minaret est n'est pas stable vis-à-vis du renversement.

Pour stabiliser le minaret, nous créerons une semelle radier avec les dimensions suivantes:  $L=4.6\text{m}$  et  $e=0.3\text{m}$  a profondeur  $1.2 \text{ m}$

Plus un remblai de même surface avec une épaisseur de  $0.90 \text{ m}$

#### IV.2.11.1 Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier:

$$G_{\text{radier}} = 158,7 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 718,698 + 158,7 = 877,40 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{877,40}{21,16} = 41,47 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### IV.2.11.2 Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

#### 1<sup>ère</sup> cas :

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle travaille suivant les deux directions.

**Les moments sont donnés par :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

**Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\alpha = L_x/L_y < 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

**Exemple de calcul**

$$\alpha = L_x/L_y = 1 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.037 ; \mu_y = 1$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0.037 \times 46.12 \times (2.05)^2 = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 1 \times 7.17 = 7.17 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

**Sens x :**

$$M_{tx} = 6.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,02$$

$$\alpha = 0,025. \quad Z = 0,267 \text{ m} \quad A = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5T12 \dots A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte le même ferrailage pour le sens y

**En appuis :**

**Sens x:**

$$M_{ax} = 2.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,01$$

$$\alpha = 0,01. \quad Z = 0.268 \text{ cm} \quad A = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopted } 5T12 \dots A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} , \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte le même ferrailage pour le sens y

#### IV.2.11.3 Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur  $d = 1\text{m}$  et d'épaisseur  $h = 30\text{cm}$

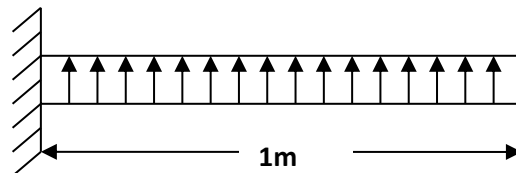


Figure IV.6 schéma statique de débord

**Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = 23.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 16.98 \text{ KN.m}$$

**Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,07$$

$$\alpha = 0,09 ; \quad z = 0.26$$

$$A_s = 2.5 \text{ cm}^2$$

**Armatures de répartitions  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.5}{4} \Rightarrow A_r = 0,625 \text{ cm}^2$$

**Section minimal:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2$$

**Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4T10**  $\Rightarrow A_s = 3,14\text{cm}^2$  Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

**IV.2.12 Vérification au renversement après la solution :**

$$W = 703.48 \text{ KN}$$

$$L = 2.6 \text{ m}$$

$$G_{\text{radier}} = 158,7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{remblai}} = 238.05 \text{ KN}$$

$$L_{\text{radier}} = 4.6 \text{ m}$$

$$M_r = 1180 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1827.049 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_s/M_r = 1.55 < 1,5$  ----- condition vérifier

Ces résultats nous permettent d'affirmer que le Minaret est stable vis-à-vis du renversement.

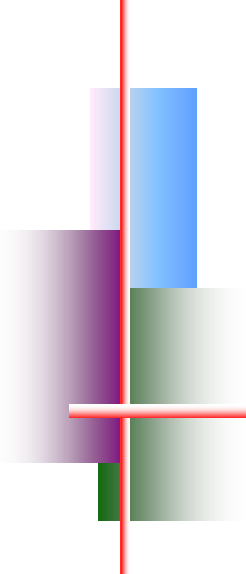
### **Conclusion:**

Après avoir appliqué le renforcement métallique et la modification sur la semelle, nous constatons que tous les problèmes ont été résolus.

Donc :

- le minaret est stable vis-à-vis du renversement.
- Le problème du déplacement dans les étages RDC, 1er, 2ème et 3ème ont été résolus.
- Les ferraillements longitudinaux des poteaux et poutres ont été résolus.

Donc la solution est applicable sans aucun problème.



# Chapitre V

---



*Etude comparaison*

## V.1 Introduction:

Dans ce chapitre on propose une autre variante (chemisage + voile) pour le comportement du le minaret est due une étude de comparaison du cout avec le renforcement métallique.

## V.2 Etude des voiles :

### V.2.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

### V.2.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

#### 1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### 2. Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

**1. RDC :**

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq 0.2375 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow a = 25 \text{ cm.}$$

**3. Calcul**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**4. principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

**5. La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

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

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$



**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales  $A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>ème</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**a. Armatures verticales :**

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

**b. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

**c. Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par  $m^2$  au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**V.2.3 ferrailage des voiles :**• **Exemple de calcul :****a. Voile de RDC:**

$$A = 0,96 \text{ m}^2 \quad N = 609,616 \text{ t}$$

$$I = 0,0022 \text{ m}^4 \quad M = 25,046 \text{ t.m}$$

$$V = 1,65 \text{ m}$$

**1. Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 261.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 176.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

**2. Calcul des armatures verticales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3. Le diamètre :  $D \leq 1/10 \times a$  (mm)**

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

**4. L'espacement :**

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{50 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{37.5 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

**Donc :**  $St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml

### 5. Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit  $5 T 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

### 6. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins; on prend donc  $4\phi 6$  par  $\text{m}^2$ .

#### b. Disposition des armatures :

##### 1. Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a  $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$  .....vérifiée

$L=100 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 10 \text{ cm}$

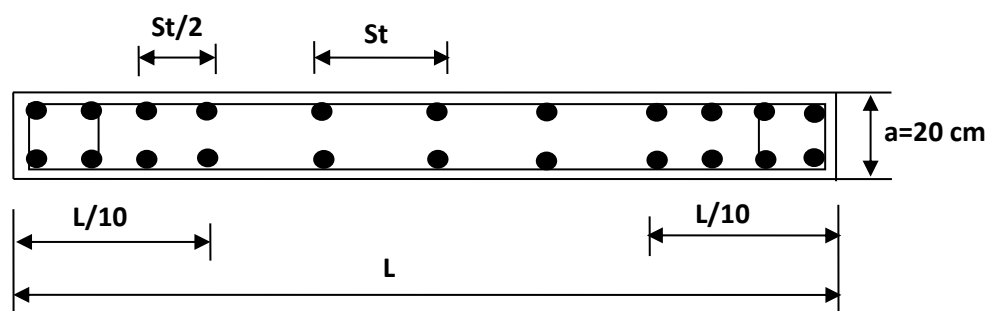


Figure V.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

##### 2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

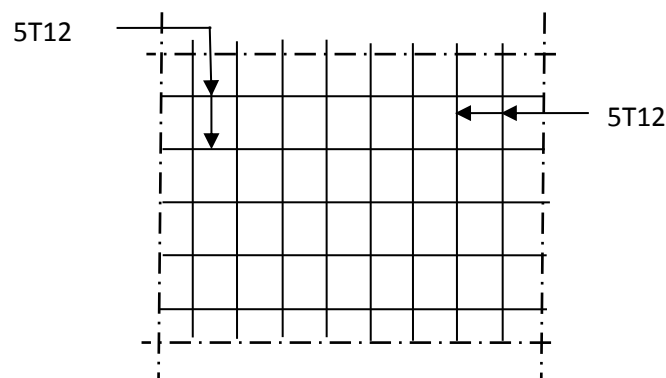
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### 3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



**FigureV.2 disposition du ferrailage du voile**

### V.3 Chemisage :

Pour le chemisage nous utilisons une épaisseur de  $e=7.5\text{cm}$  dans tous l'élément du minaret.

#### V.3.1 Les avantages et les inconvénients :

Dans le tableau suivant, nous mentionnons quelques-uns des avantages et des inconvénients le chemisage:

Les avantages	les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Peu coûteux.</li> <li>- Ne nécessite pas de main d'œuvre hautement qualifiée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Augmentation de la section et de l'encombrement et du poids de la structure.</li> <li>- Corrosion et autres pathologies du béton armé.</li> <li>- Nécessite de coffrages travaux assez longs</li> </ul>

**V.4 Etude de cout :****V.1 Renforcement métallique :**

Mâtereaux		Quantité	Prix unitaire(DA)	Prix total (DA)
Acier	Profil (Kg)	2028	250	507000
	Plaque(Kg)	1844.75	250	461187.5
Béton arme (semelle) (m <sup>3</sup> )		6.3	30000	189000
Déblai (m <sup>3</sup> )		19	400	7600
Remblai (m <sup>3</sup> )		19	400	7600
			$\Sigma =$	1172387.5
			<b>TTC (19%)</b>	<b>1395141.125</b>

**V.2 Chemisage et voile :**

Mâtereaux		Quantité	Prix unitaire(DA)	Prix total (DA)
Béton arme	Voile (m <sup>3</sup> )	21	35000	735000
	Chemisage (m <sup>3</sup> )	15.15		530250
			$\Sigma =$	1265250
			<b>TTC (19%)</b>	<b>1505647.5</b>

**Conclusion :**

Après l'étude du cout, nous notons que le cout du renforcement métallique est moins cher par apport le renforcement par chemisage.

# Conclusion general

Dans le cadre du projet de graduation, nous avons étudié le comportement du minaret de la mosquée Ali Ibn Abi Talib.

Nous avons visité le projet et effectué un diagnostic, l'état de lieux et évaluation de tous les dommages sur le minaret, Et notre proposition de renforcement métallique en tant que solution aux problèmes existants.

Enfin, nous avons calculé et comparé le coût du renforcement métallique avec le chemisage, Nous considéré que le renforcement métallique est moins cher avec la rapidité de réalisation par rapport le chemisage.

Dans ce projet, nous avons appris à utiliser certains logiciels comme : Sap 2000, Autocad, Word et Excel...etc.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



# BIBLIOGRAPHIQUES



## **Les livres:**

- 📖 [1]. J.V.MIRANDA, *techniques et systèmes de renfort des structures en béton 2004.*
- 📖 [2]. *Perfectionnement sur les techniques de réhabilitation et de renforcement des structures, rencontres scientifiques, SOCOTEC-CTC année 2002.*
- 📖 [3]. A.PLUMIER, *pathologie et réparations structurelles des constructions, ArGenCo, édition.*
- 📖 [4]. J. PERCHAT. « Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », *Techniques de l'Ingénieur, C2306-C2320, 1991.*
- 📖 [5]. J.A.CALGARO, *maintenance et réparation des ponts, ENPC, année 1997.*
- 📖 [6]. *Règlement eurocode8. Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme et document d'application nationale AFNOR 2000.*
- 📖 [7]. *Document scientifique et techniques AFGC, réparation et renforcement des structures en béton au moyen de matériaux composites, année 2007*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*
- 📖 *Calcul des constructions en acier -cm66 -*

## **Outils informatiques**

- *Logiciel AUTOCAD2013*
- *Logiciel SAP2000 v19*
- *Logiciel EXCEL*