

TABLE DES MATIERES

Introduction Générale	1
 Chapitre I	
Les matériaux composites en tissus de fibre de carbone	
I.1. Généralités.....	3
I.2. Matériaux Composite.....	4
I.3 Technique de renforcement.....	5
I.4. Le collage de composites parmi les différentes méthodes de renforcement.....	7
I.5. Mise en œuvre des composites de renfort en génie civil.....	7
I.5.1. Collage de plat consolidés.....	8
I.5.2. Stratification au contact.....	9
I.5.3. Renforcement au cisaillement.....	12
I.5.4. Renforcement par confinement.....	13
 Chapitre II	
Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
II.1. Introduction.....	16
II.2. Présentation de l'ouvrage.....	16
II.2.1 Dimension en élévation et en plan.....	16
II.2.2 Schémas de l'ouvrage.....	17
II.2.3 Classification de l'ouvrage.....	19
II.2.4 Fonction.....	19
II.3. Caractéristiques des matériaux.....	20
II.3.1 Les fibres de renfort.....	20
II.3.2 Les fibres de carbone.....	21
II.4. Les composites à fibres.....	21
II.5. Matériaux composite de renfort en Génie Civil.....	21
II.6. Propriétés des composites de renfort.....	23
II.7.Exemples de système de renforcement sur le marché.....	24
II.8.Conclusion.....	25
 Chapitre III	
Etude sismique de la structure	
III.1. Introduction.....	26
III.2.1.But de l'étude dynamique.....	26
III.2.2. Avantage et inconvénient d'utilisation des différentes méthodes de calcul.....	27

III.2.3. Choix d'approche de la méthode de calcul	28
III.2.4. Exposé de la méthode d'analyse modale spectrale.....	28
III.3. Vérification selon le RPA 99V2003.....	31
III.3.1. Vérification de la période fondamentale.....	31
III.3.2. Justification de la force sismique de calcul.....	31
III.3.3. Distribution verticale de la force sismique.....	33
III.3.4. Distribution horizontale des forces sismiques.....	34
III.3.5. Vérification des déplacements	34
III.3.6. Vérification de la largeur de joint sismique	36
III.3.7. Justification de l'effet $p-\Delta$	36
III.3.8. Vérification du renversement	38
III.4. Vérification des poteaux	39
III.4.1. Vérification de coffrage des poteaux.....	39
III.4.2. Vérification de la section des poteaux	39
III.4.3. Vérification de l'effort normal réduit	41
III.4.4. Vérification des sollicitations tangentes	42
III.5. Etude comparative entre une structure existante et de la structure renforcée	44
III.5.1. Introduction.....	44
III.5.2. Vérification selon l'RPA 99V2003.....	44
III.6. Conclusion.....	47

Chapitre IV

L'impact de l'utilisation des tissus de fibre de carbone sur un bâtiment en béton armé

IV.1. Introduction	48
IV.2. Estimation des périodes et facteurs de participation modale	48
IV.3. Analyse dans le domaine linéaire	48
IV.3.1. Variation du déplacement en fonction du temps	49
IV.3.2. Variation d'accélération en fonction du temps	50
IV.3.3. Variation de la vitesse (vitesse) en fonction du temps	51
IV.3.4. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps	52
IV.3.5. Variation des sollicitations en fonction du temps	53
IV.4. Variation du déplacement en fonction du temps	56
IV.5. Variation de l'accélération en fonction du temps	57
IV.6. Variation de la vitesse (vitesse) en fonction du temps	58
IV.7. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps	59
IV.8. Variation des sollicitations en fonction du temps	60

IV.8.1. Variation de l'effort normal en fonction du temps	60
IV.8.2 .Variation de l'effort tranchant en fonction du temps	61
IV.8.3. Variation du moment fléchissant en fonction du temps.....	62
IV.9. Variation du déplacement en fonction du temps	63
IV.10. Variation de l'accélération en fonction du temps.....	64
IV.11. Variation de la vitesse (vitesse) en fonction du temps.....	65
IV.12. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps.....	66
IV.13. Variation des sollicitations en fonction du temps.....	67
IV.13.1. Variation de l'effort normal en fonction du temps	67
IV.13.2 .Variation de l'effort tranchant en fonction du temps.....	68
IV.13.3. Variation du moment fléchissant en fonction du temps	69
IV.14. Etude paramétrique.....	70
IV.14.1. Déplacement.....	70
IV.14.2. Accélération.....	70
IV.14.3. Vitesse.....	71
IV.14.4. Effort normal.....	72
IV.14.5. Effort tranchant.....	72
IV.14.6. Moment fléchissant.....	73
IV.15. Conclusion.....	74

Conclusion générale

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Béton armé, illustration de poutre armé.....	3
Figure I.2: Comportement en traction du Béton armé	3
Figure I.3: Les différentes familles de composite,.....	4
Figure I.4 : Matériaux composite	5
Figure I.5: Barre de recouvrement d'un élément renforcé avec une chemise en acier	6
Figure I.6 : Procédé de réfection en TFC pour poteau	6
Figure I.7: Renforcement d'éléments existants par collage de tissus fibres de carbone (TFC)	7
Figure I.8 : Renforcement par plats consolidés à fibres de carbone	8
Figure I.9: Renforcement par stratification au contact avec FRP carbone.....	9
Figure I.10: Consolidation de poutre et dalle par fibre de carbone	10
Figure I.11: Poutre renforcée par collage de TFC (représentation multiforme).....	11
Figure I.12: Différentes configurations de renforcement en cisaillement	12
Figure I.13: Confinement d'un poteau par TFC uni axial (expérimentation).	14
Figure I.14: Tissage uni axial des fibres de TFC. Le fil structurel est orthogonal à l'axe du poteau.	14
Figure I.15 : Béton non confiné –Fissuration par extension transversale.....	15
Figure I.16 : Poteau non confiné – Fissuration par extension et flambement des armatures.....	15
Figure II .1 : Vue en 3D de la structure existante (auto stable)	17
Figure II .2 : Vue en plan 2D, le plancher de 2 ^{ème} S-sol(h=-4,08 m)	17
Figure II .3 : Vue en plan 2D, le plancher de 1 ^{er} S-sol (h=-0.00m).....	18
Figure II .4 : Vue en plan 2D, le plancher de RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage.....	18
Figure II .5 : Vue en plan 2D, le plancher de 3 ^{ème} étage (terrasse 1).....	19
Figure II .6 : Vue en plan 2D ,le plancher de 4 ^{ème} étage (terrasse 2).....	19
Figure. II .7 : Lois de comportement du TFC.....	20
Figure II .8 : Schéma explicatif de la structure d'un polymère renforcé de fibres unidirectionnelles.....	21
Figure II.9: Plages des propriétés contrainte-déformation en traction des composites de renforts unidirectionnel et de l'acier.....	23
Figure. III.1 : Schéma des poteaux fragile.....	42
Figure. IV.1: Réponse temporelle en déplacement des trois modèles suivant U_x selon E_x	49
Figure IV.2 : Réponse temporelle de l'accélération des trois modèles selon E_x	50
Figure. IV.3 : Réponse temporelle de la vitesse des trois modèles suivant V_x selon E_x	51
Figure. IV.4 : Réponse temporelle en effort tranchant X selon E_x à la base des trois modèles.....	52
Figure. IV.5 : Réponse temporelle en effort normal des trois modèles selon E_x	53
Figure. IV.6 : Réponse temporelle en effort tranchant des trois modèles selon E_x	54
Figure. IV.7 : Réponse temporelle en moment fléchissant des trois modèles selon E_x	55

Figure IV.8 : Réponse temporelle en déplacement des trois modèles suivant U_y selon E_y	56
Figure IV.9 : Réponse temporelle en accélération des trois modèles selon E_y	57
Figure IV.10 : Réponse temporelle de la vitesse des trois modèles selon E_y	58
Figure IV.11 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base Y des trois modèles selon E_y	59
Figure IV.12 : Réponse temporelle en effort normal des trois modèles selon E_y	60
Figure IV.13 : Réponse temporelle en effort tranchant des trois modèles selon E_y	61
Figure IV.14 : Réponse temporelle en moment fléchissant des trois modèles selon E_y	62
Figure IV.15 : Réponse temporelle en déplacement maximal des trois modèles	63
Figure IV.16 : Réponse temporelle maximal de l'accélération des trois modèles.....	64
Figure IV.17 : Réponse temporelle maximal de la vitesse des trois modèles.....	65
Figure IV.18 : Réponse temporelle en effort tranchant maximal à la base des trois modèles.....	66
Figure IV.19 : Réponse temporelle maximal en effort normal des trois modèles.....	67
Figure IV.20 : Réponse temporelle maximal en effort tranchant des trois modèles.....	68
Figure IV.21 : Réponse temporelle maximal en moment fléchissant des trois modèles.....	69
Figure IV.22 : Etude paramétrique par rapport aux déplacements.....	70
Figure IV.23 : Etude paramétrique par rapport à l'accélération.....	71
Figure IV.24 : Etude paramétrique par rapport à la vitesse.....	71
Figure IV.25 : Etude paramétrique par rapport à l'effort normal.....	72
Figure IV.26 : Etude paramétrique par rapport à l'effort tranchant.....	73
Figure IV.27 : Etude paramétrique par rapport au moment fléchissant.....	73

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Récapitulatif des différents types de renforcement de structure par PRF.....	13
Tableau II.1 : Propriétés des résines polymères employées en génie civil	22
Tableau II.2 : Propriétés mécaniques de composites de renforts dans le commerce	24
Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques du composite	25
Tableau III.1 : Valeur des pénalités.....	29
Tableau III.2 : Périodes et facteurs de participation modale.....	30
Tableau III.3 : Poids des différents étages.....	33
Tableau III.4 : Distribution verticale de la force sismique.....	34
Tableau III.5 : Distribution horizontale des forces sismiques.....	34
Tableau III.6 : Déplacements relatifs dans le sens longitudinal.....	35
Tableau III.7 : Déplacements relatifs dans le sens transversal.....	35
Tableau III.8 : Déplacements inter- étages.....	36
Tableau III.9 : Justification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	37
Tableau III.10 : Justification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	37
Tableau III.11 : Vérification du renversement.....	38
Tableau III.12 : Vérification de la section des poteaux.....	40
Tableau III.13 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal.....	41
Tableau III.14 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal.....	41
Tableau III.15 : Caractéristique géométrique du poteau.....	43
Tableau III.16 : Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal.....	43
Tableau III.17 : Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal.....	43
Tableau III.18 : Poids des différents étages.....	45
Tableau III.19 : Force sismique de calcul.....	46
Tableau III.20 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal	46
Tableau III.21 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal	46
Tableau IV.1 : Périodes et facteurs de participation modale.....	48
Tableau IV.2 : Comparaison des valeurs de déplacement U_x selon E_x entre les différents types de Contreventements.....	49
Tableau IV.3 : Comparaison des valeurs d'accélération A_x selon E_x entre les différents types de contreventements.....	50
Tableau IV.4 : Comparaison des valeurs de vitesse selon E_x entre les différents types de. contreventements.....	51
Tableau IV.5 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant à la base X selon E_x entre les différents types de Contreventements.....	52

Tableau IV.6 : Comparaison des valeurs de l'effort normal selon E_x entre les différents types de contreventements.....	53
Tableau IV.7 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant selon E_x entre les différents types de Contreventements.....	54
Tableau IV.8 : Comparaison des valeurs du moment fléchissant selon E_x entre les différents types de contreventements.....	55
Tableau IV.9 : Comparaison des valeurs du déplacement suivant U_y selon E_y entre les différents types Contreventements.....	56
Tableau IV.10 : Comparaison des valeurs d'accélération A_y selon E_y entre les différents types de Contreventements.....	57
Tableau IV.11 : Comparaison des valeurs de la vitesse selon E_y entre les différents types de contreventements.....	58
Tableau IV.12 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant a la base Y selon E_y entre les différents types de Contreventements.....	59
Tableau IV.13 : Comparaison des valeurs de L'effort normal selon E_y entre les différents types de contreventements.....	60
Tableau IV.14 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant selon E_y entre les différents contreventements.....	61
Tableau IV.15 : Comparaison des valeurs des moments fléchissant selon E_y entre les différents types de Contreventements.....	62
Tableau IV.16 : Comparaison des valeurs des $U_{\max}$ selon E_x et E_y entre les différents types de contreventements.....	63
Tableau IV.17 : Comparaison des valeurs des $Acc_{\max}$ selon E_x et E_y entre les différents types de contreventements.....	64
Tableau IV.18 : Comparaison des valeurs de la vitesse max selon E_x et E_y entre les différents types de contreventements.....	65
Tableau IV.19 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant $V_{\max}$ a la base selon E_x et E_y entre les différents types de Contreventements.....	66
Tableau IV.20 : Comparaison des valeurs de l'effort normal max selon E_x et E_y entre les différents types de Contreventements.....	67
Tableau IV.21 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant max ($T_{\max}$) selon E_x et E_y entre les différents types de Contreventements.....	68
Tableau IV.22 : Comparaison des valeurs des $M_{\max}$ selon E_x et E_y entre les différents types de contreventements.....	69
Tableau IV.23 : Variation des valeurs épaisseur /déplacement	70
Tableau IV.24 : Variation des valeurs épaisseur /accélération	70
Tableau IV.25 : Variation des valeurs épaisseur /vitesse	71

Tableau. IV.26 : Variation des valeurs épaisseur /effort normal	72
Tableau IV.27 : Variation des valeurs épaisseur /effort tranchant.....	72
Tableau IV.28 : Variation des valeurs épaisseur /moment fléchissant	73

LISTE DES NOTATIONS

Ae	: La surface du béton effectivement confiné
Ac	: La surface totale du béton enveloppée par le composite «PRF»
Ag	: La surface de la section du béton avec les coins arrondis
Cj	: Module de confinement
C	: La cohésion du matériau béton
D	: Degré d'endommagement du spécimen en béton
D	: Diamètre de la section du béton
Eco	: Module d'élasticité du béton non confiné
Êco	: mModule d'élasticité du béton non confiné après endommagement
EPRF	: Module d'élasticité en traction du composite «PRF»
Efib	: Module d'élasticité en traction des fibres du matériau composite
Erés	: Module d'élasticité en traction de la matrice (résine) du matériau composite
Ea	: Module d'élasticité de l'acier d'armatures
E2	: La deuxième pente de la courbe contrainte-déformation bilinéaire ascendante
f'co	: Résistance à la compression axiale maximale du béton non confiné
f'cc	: Résistance à la compression axiale maximale du béton confiné par composite «PRF»
f'cu	: Résistance à la compression axiale ultime du béton confiné par composite «PRF»
fl	: Pression de confinement latérale due au composite «PRF»
f'l	: Pression de confinement latérale effective due au composite «PRF» dans un confinement partiel
fl,eff	: Pression de confinement latérale effective due au composite «PRF» dans un confinement totale
fl,r	: Pression de confinement latérale réelle due au composite «PRF»
fPRF	: Résistance à la traction du composite «PRF» dans la direction circonférentielle
ft	: La contrainte axiale de transition du béton confiné dans la courbe contrainte-déformation
fo	: La contrainte plastique de référence à l'intersection de la deuxième pente de la courbe contrainte-déformation avec l'axe des contraintes
fl / f'co	: Rapport de confinement
fl,eff / f'co	: Rapport de confinement actuel
f'cc / f'co	: Rapport de résistance
fct,ax	: La résistance à la traction axiale
fct,sp	: La résistance à la traction par fendage
fc28	: Résistance à la compression du béton à 28 jours
fcj	: Résistance à la compression du béton le jour des essais
fe	: Limite élastique de l'acier des armatures
fr	: Résistance à la rupture de l'acier des armatures
k1	: Coefficient d'efficacité de confinement
k2	: Est le coefficient d'augmentation de déformation axiale du béton
ke	: Coefficient empirique d'efficacité de confinement
kg	: Le coefficient d'espacement des bandes «PRF»
ks	: Facteur de forme de la section
L/D	: Elancement géométrique
m	: Coefficient de confinement modifié
n	: Paramètre de forme de la courbe contrainte-déformation qui contrôle la courbure dans la zone de la transition
N	: Nombre de couches du matériau composite
Rc	: Rayon de courbure des coins d'une section carrée ou rectangulaire
SPRF	: Espacement vertical entre les bandes du composite «PRF»
tPRF	: Epaisseur totale de l'enveloppe composite
PRF	: Polymères renforcés de fibres
PRFV	: Polymère renforcé de fibres de verre
PRFC	: Polymère renforcé de fibres de carbone
PRFA	: Polymère renforcé de fibres d'aramide
T.F.C	: Tissus de fibre de carbone



LETTRES GRECQUES

ϵ_{co}	: Déformation axiale maximale du béton non confiné
ϵ_{cc}	: Déformation axiale maximale du béton confiné par composite «PRF»
ϵ_{cu}	: Déformation axiale ultime du béton confiné par composite «PRF»
ϵ_r	: Déformation radiale (circonférentielle) du béton confiné par composite «PRF» au moment de la rupture
ϵ_t	: Déformation axiale de transition du béton confiné dans la courbe contrainte-déformation
ϵ_{fu}	: Déformation ultime de traction du composite «PRF»
$\epsilon_r / \epsilon_{cc}$	: Ratio de dilatation
ρ_{PRF}	: Rapport volumétrique du composite «PRF»
ρ_{sc}	: Rapport de la section des armatures longitudinales à la section du béton
ρ_{rf}	: Facteur de résistance du composite «PRF»
ρ_c	: Facteur de résistance du béton
σ_c	: La contrainte axiale du béton confiné
σ_1	: La contrainte de compression ultime du béton
σ_3	: La contrainte de confinement latéral due à l'enveloppe composite (équivalente à f_l)
ϕ°	: L'angle interne de frottement du matériau béton
ν_c	: Coefficient de Poisson du béton non confiné
ν_a	: Coefficient de Poisson de l'acier d'armatures
ν_{PRF}	: Coefficient de Poisson du matériau composite «PRF»
ν_{fib}	: Coefficient de Poisson des fibres du matériau composite
$\nu_{rés}$	: Coefficient de Poisson de la matrice (résine) du matériau composite
λ	: Elancement mécanique

Introduction générale

I.1 .Introduction Générale

De nombreuses études ont porté sur le développement de la maintenance des ouvrages en béton Armé qui consiste à protéger ces structures en assurant une résistance aux différentes sollicitations et catastrophe naturel dont ils peuvent être soumis. Ceci en les renforçant afin d'améliorer les performances et la durabilité de ses structures ouvrages. C'est une contrainte qui demeure préoccupante dans la mesure où le coût des ouvrages neufs est de plus en plus élevé et les conditions de réparation et de renforcement deviennent difficiles.

Le contexte de vieillissement des infrastructures publiques et privé engendre des dégradations souvent majeures qui restent difficilement prévisible sous les contraintes environnementales et accidentelles tels que le séisme.

Dès les années 1980 [1], les différents mécanismes qui ont conduit à cette pathologie qui est la dégradation du béton des ouvrages a commencé être étudiée. Il devient donc nécessaire et urgent pour qu'une approche de réhabilitation et de maintenance pour des raisons de coûts mais aussi pour un développement durable soit considérée.

Parmi les méthodes de renforcement, il existe le collage de composites en surface qui peuvent reprendre les effort subis par le béton des ouvrages d'art et bâtiment à l'aide de résines époxy caractérisé par son excellente adhérence au béton, un retrait faible et rapidité de mise œuvre [2]. Ces composites sont renforcés de fibres synthétiques de carbone, verre, aramide et plus récemment de basalte. Ces fibres jouent le rôle d'armature extérieure.

La majorité des dommages des structures en béton sont causés par des déficiences au niveau des éléments de construction de la structure. On peut citer par exemple : l'accroissement des charges qui sollicitent la structure, la réhabilitation de la structure, les défauts de conceptions notamment erreur de ferraillage, les dégâts dans la structure, la nécessité d'améliorer les conditions en service.

Dès 1980 [3], plusieurs chercheurs ont développé des techniques d'utilisation adaptées aux nouveaux matériaux, les premières applications lancé a partir de l'année 1987 s'était une

réalisation pour un renforcement d'un pont en suisse [4], Mais, c'est depuis 1990[3] que l'utilisation des composites connaît sa véritable croissance en Europe comme méthode de réhabilitation.

L'objectif de ce travail consiste alors à prédire le comportement d'un bâtiment à usage administrative (R+3 +2 sous-sols) composé de 03 blocs : A, B et C. avant et après son renforcement par des matériaux composites en tissu de fibre de carbone.

Pour cela le travail a été organisé en 4 chapitres dont le plan de travail élaboré est le suivant :

- Une introduction générale dont on définit au préalable la problématique du sujet et les objectifs recherchés.
- Le premier chapitre fait l'objet d'un aperçu sur les propriétés des composites de renfort, la stratégie de renforcement et les techniques de renforcement des éléments porteur.
- Le deuxième chapitre concerne la présentation de l'ouvrage étudié et les caractéristiques des matériaux.
- Le troisième chapitre est destiné à l'étude sismique de la structure renforcé du bâtiment existant.
- Le quatrième chapitre est destiné à l'étude de l'impact de l'utilisation des tissus de fibre de carbone sur une structure a usage administrative en béton armé ,suivi d'une étude comparative dans le domaine linéaire, cette comparaison se fait entre une structure qui est contreventée par voiles en béton armé une deuxième structure contreventé par TFC et une structure auto stable sans contreventement.
- Enfin, une conclusion générale suivie de recommandations générale.

I.1.Généralités

Les différentes méthodologies d'essais retenue pour les diverses approches présenter dans ce travail ont porté sur les méthodes basé sur:

L'explication du mode de fonctionnement sur différents mécanismes qui conduisent à cette pathologie physico chimique et les principales causes de la dégradation des ouvrages.

Actuellement, la consommation moyenne du béton par habitant de la planète est de l'ordre de 1 m³ par an [5]. Vu son faible coût, sa technique de mise en forme coulable et peu résistant a la traction, par contre il présente un très bon comportement mécanique à la compression, fragile ce qui signifie que la rupture se produit sans déformation importante qui est un **danger** pour l'usager et qui ne peut être détecté a l'œil nu afin de prévenir une défaillance [6].



Figure I.1: Béton armé, illustration de poutre armée [3]

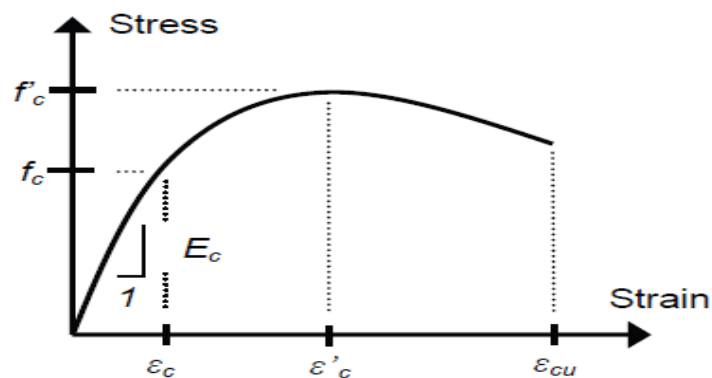


Figure I.2 : Comportement en traction du Béton armé [3]

I.2. Matériaux Composite

Le terme matériau composite est généralement employé pour désigner les matériaux en fibre synthétique tels que la fibre de verre, la fibre de carbone et l'aramide (Fig I.4) enchâssée dans une résine (résine époxyde).

Le béton armé est constitué du béton, et barres d'aciers, par contre les matériaux composites sont constitués de deux éléments complémentaires d'un liant qui est la matrice et un renfort de fibres longues qu'ils peuvent se mélanger de façon hétérogène.

La matrice a pour but de :

- Assurer la distribution de la charge sur toutes les fibres.
- Protéger les fibres contre les effets de l'environnement.
- Assurer la liaison avec le support à renforcer.

Ainsi les fibres longues apportent les meilleures propriétés physiques, statiques et dynamiques. Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moins que celle de l'acier.

On identifie principalement deux classes de matériaux composites (Fig. I.3)

- Les composites à fibres
- Les composites à particules

Dans ce mémoire nous nous intéressons principalement aux composites à fibres

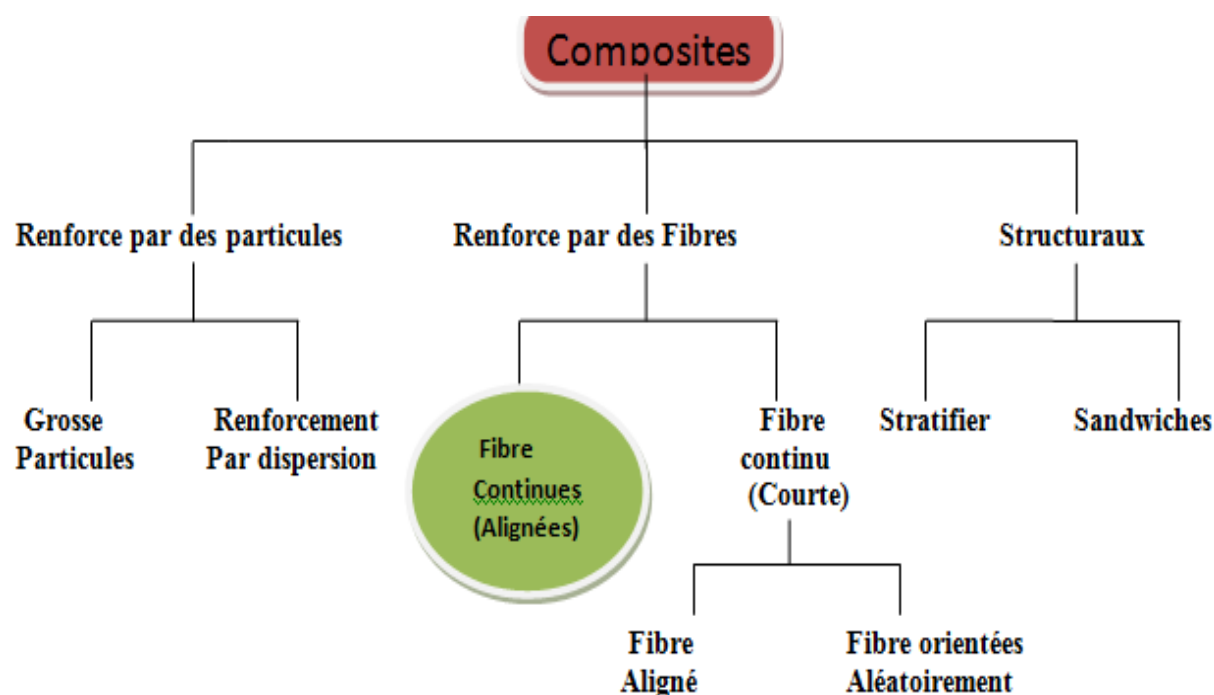


Figure I.3 : Les différentes familles de composite [11]



(a) Fibre de verre

(b) Fibre d'aramide

(c) Fibre de carbone

Figure I.4 : Matériaux composite [8]

I.3. Technique de renforcement

Depuis les années 1960, le développement du collage de plaques métalliques en surface du béton leur permet de travailler comme des armatures extérieures. Malgré l'efficacité de cette méthode, l'apparition des contraintes comme la corrosion, masses, difficulté au collage a freiné l'utilisation pour les grandes surfaces du béton.

A cet effet, une attention particulière doit être portée sur les conditions d'ancrages de celui-ci afin d'assurer une continuité entre les éléments et d'éviter les risques de délaminage.

Il est important aussi de souligner que de nombreuses universités se sont penchées sur ce sujet de renforcements structurels à base de matériaux composites, il y lieu de citer [7] qui a décrit de façon concise la projection de béton fibré ou non qui est utilisé aussi bien pour des réparations superficielles et profondes.

Le processus consiste à renforcer les fibres en enveloppant un élément de tôles de composite de fibres (Fig I.5 et Fig I.6) est donc considéré comme un atout majeur et une potentialité importante qui doit passer généralement par les étapes suivantes [8] :

- 1) Inspecter la condition de surface de l'élément de structure à renforcer.
- 2) Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxyde et du mortier à résine Époxydique.
- 3) Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules à main et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.

4) Appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des feuilles de fibres.

5) Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.

6) Appliquer les feuilles de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.

7) Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les feuilles auront bien durci, généralement au bout d'une heure.

8) Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées



Figure I.5 : Barre de recouvrement d'un élément renforcé avec une chemise en acier [8]



Figure I.6 : Procédé de réfection TFC Poteau [18]

I.4 .Le collage de composites parmi les différentes méthodes de renforcement

Cette approche vise à utiliser les propriétés de matériaux différents du support d'origine en béton, tels que des enveloppes métalliques ou des matériaux composites (Fig I.7), dont l'impact de la masse est négligeable sur la structure.

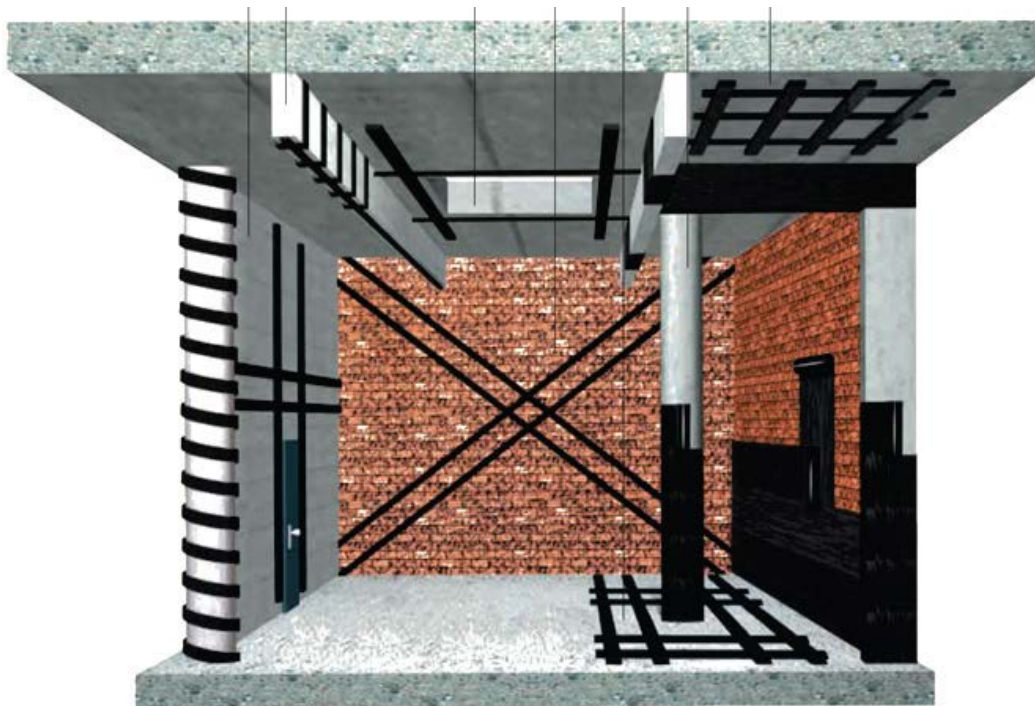


Figure I.7 : Renforcement d'éléments existants par collage de tissus de fibres de carbone (TFC) [9]

I.5.Mise en œuvre des composites de renfort en génie civil

Si leurs avantages sont de proposer une mise en œuvre relativement aisée, et de ne pas impacter la conception architecturale de l'édifice, la principale problématique de ces méthodes de renforcement réside dans la difficulté de les dimensionner et d'en prédire l'impact sur le comportement dynamique de la construction. [9]

L'avancement dans les recherches dans Le collage de composites à matrice polymère et fibres techniques (FRP) aux entreprises chargées de sa fabrication de développer un procédé de renforcement à base de tissu fibre de carbone [10] ou son utilisation s'est largement appliquer en Amérique du Nord, et en Europe.

Les composites utilisés actuellement en renforcement extérieur de béton aux ouvrages sont disponibles sous deux formes différentes (Fig I.8 et Fig I.9) :

I.5.1.Collage de plats consolidés



Figure I.8 : Renforcement par plats consolidés à fibres de carbone [3]



Ces matériaux composites carbone/époxy ont l'avantage sur les plats métalliques d'être beaucoup plus légers. Toutefois la technique de pose ne permet que difficilement de maîtriser l'épaisseur de la colle.

I.5.2.Stratification au contact



(a) Renforcement d'un poteau [3]



(b) Renforcement d'une poutre par collage de TFC

Figure I.9 : Renforcement par stratification au contact avec FRP carbone [9]

Des tissus secs de fibres de renfort souples sont imprégnés directement sur le site lors de l'application sur la structure au moyen d'une colle liquide durcissant à température ambiante. La zone à renforcer est au préalable induite d'une couche de résine primaire liquide. Après marouflage, une dernière couche de résine de fermeture peut être appliquée comme protection supplémentaire avec le milieu extérieur et améliorer la durabilité du composite.

Dans cette technique une même résine est souvent à la fois matrice du composite et l'adhésif assurant la liaison entre le composite et le support béton.

L'encollage sur site se fait généralement à la main, même si certains essais d'automatisation d'enrobage de colonne ont déjà été effectués [11]

De plus, la seule interface de collage avec le support étant la matrice même du composite, cette technique de pose ne génère pas de concentration de cisaillement pouvant provoquer des amorces de décollement dans les zones de faible épaisseur de résine.

Actuellement les PRF sont utilisés comme renforcement extérieur de structures en béton dans principalement trois cas d'application [12] : la flexion, l'effort tranchant (cisaillement) et le confinement :

I.5.2.1. Renforcement en flexion

Afin d'optimiser le renforcement en traction des éléments de la structure telle que les poutres ou les dalles. Le matériau de renfort doit donc présenter à la fois un haut module de Young E et une haute résistance garantie à la rupture (σ_{rf}) qui est alors la somme des contributions du béton, de l'acier et du composite.



Figure I.10 : Consolidation de poutre et dalle par fibre de carbone [3]

I.5.2.2. Modélisation du renforcement d'éléments vis-à-vis de la flexion

Ce chapitre traite également du renforcement axial d'éléments vis-à-vis de la flexion, dans lequel le TFC joue le rôle d'armatures longitudinales externes, l'utilisation de ce type de renforcement par différentes modélisations, par exemple en 2D [9] et 3D [9]. Le TFC est généralement modélisé par une loi de comportement élastique linéaire fragile. et afin d'éviter le risque lié au délaminage du composite, l'introduction d'un coefficient d'ancrage (ou d'efficacité) est nécessaire dont l'effet est de diminuer la contrainte ultime du TFC [9].

A l'image du renforcement en flexion, la résistance de l'élément s'obtient par la somme des forces que peut fournir le béton, l'acier et le composite. [3].

Dans le cas de l'utilisation des composites multifibres, la méthode de modélisation à considérer comporte à simuler le renforcement par des fibres supplémentaires au niveau de la section de l'élément poutre multifibres. La surface de l'élément est alors constituée de fibres de béton, d'acier et de TFC (figure I.11).

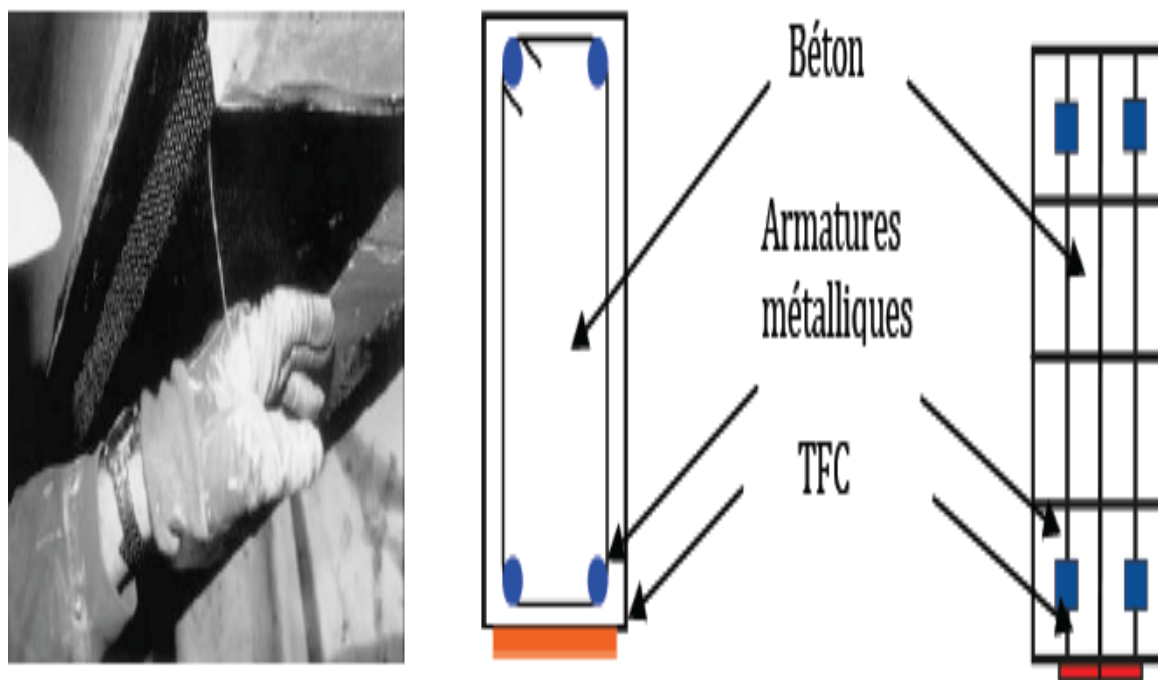


Figure I.11 : Poutre renforcée par collage de (TFC) (représentation multifibres) [4]

I.5.3. Renforcement au cisaillement

Afin de protéger les structures, en particulier les poutres, peuvent être renforcées à l'effort tranchant en améliorant les performances mécaniques. Les composites sont collés sur les faces latérales

D'autre part, différentes configurations de renforcement en cisaillement peuvent être utilisées, avec des bandes discontinues [13] ou une surface continue de la poutre, en U ou seulement sur les côtés [14] dans la direction longitudinale (Fig I.12)

Le module d'élasticité n'affecte pas la résistance en cisaillement .cette dernière est fonction exclusivement de la résistance du matériau composite et de la longueur d'ancrage [3].

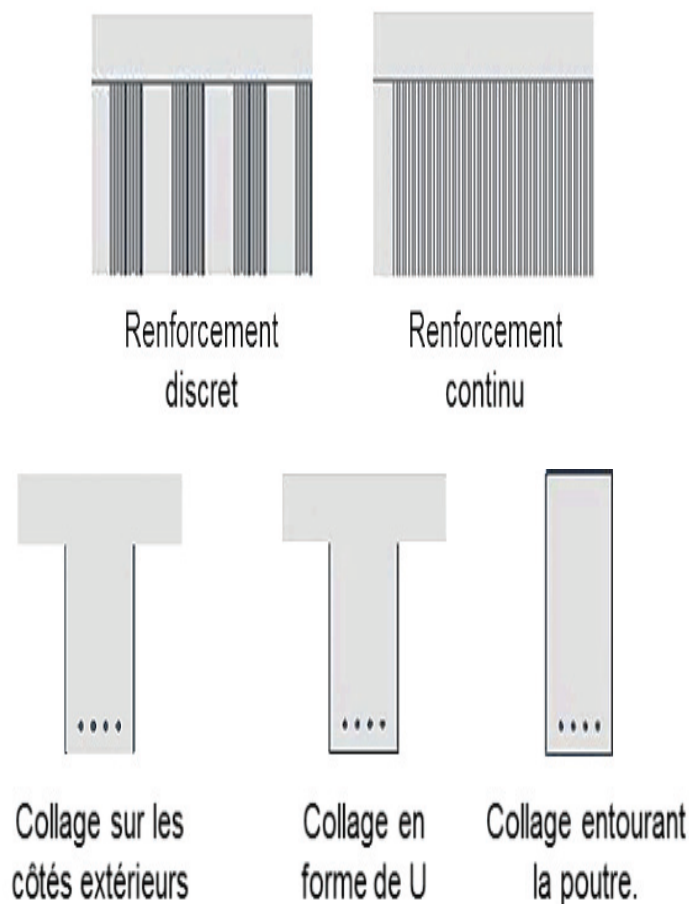


Figure I.12 : Différentes configurations de renforcement en cisaillement [14]

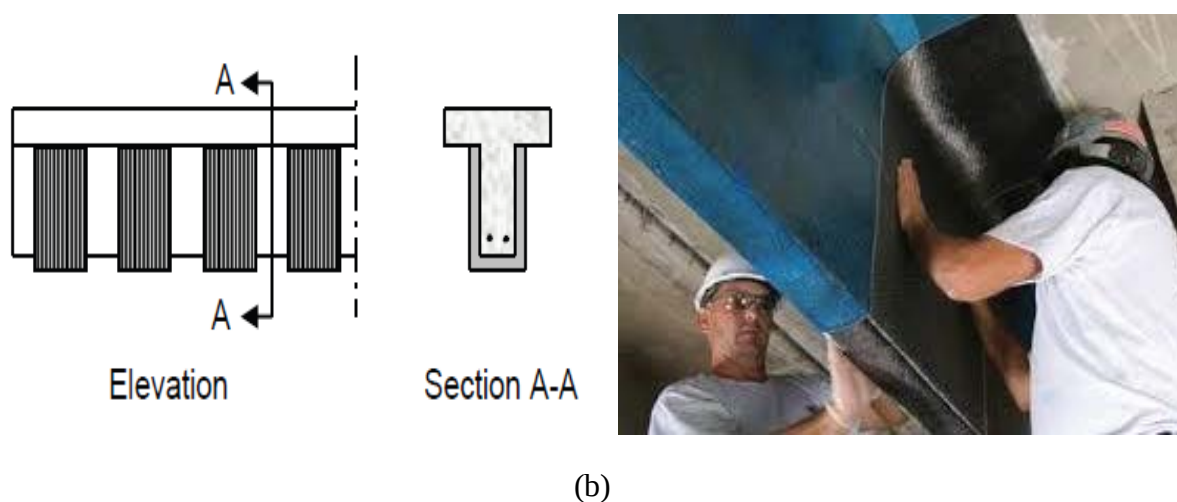
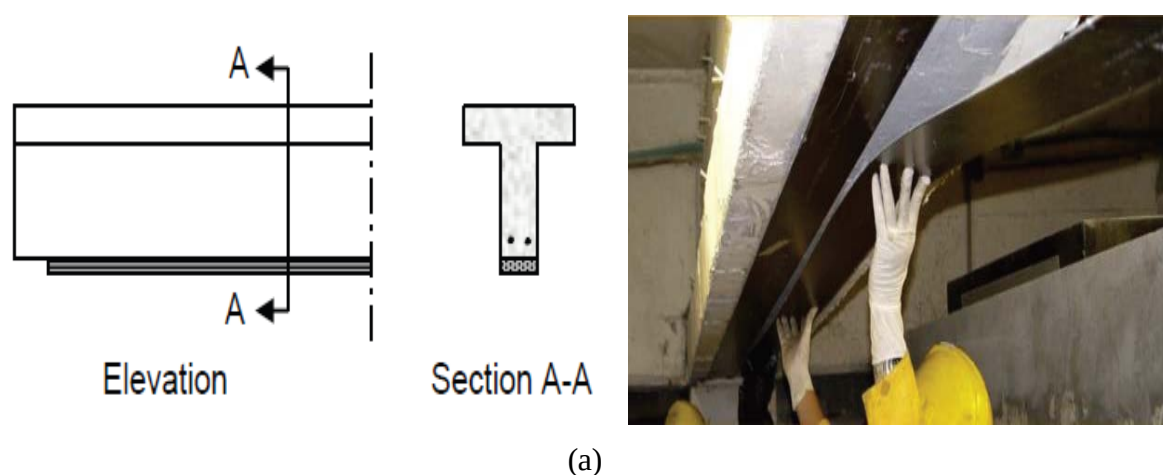
I.5.4 .Renforcement par confinement

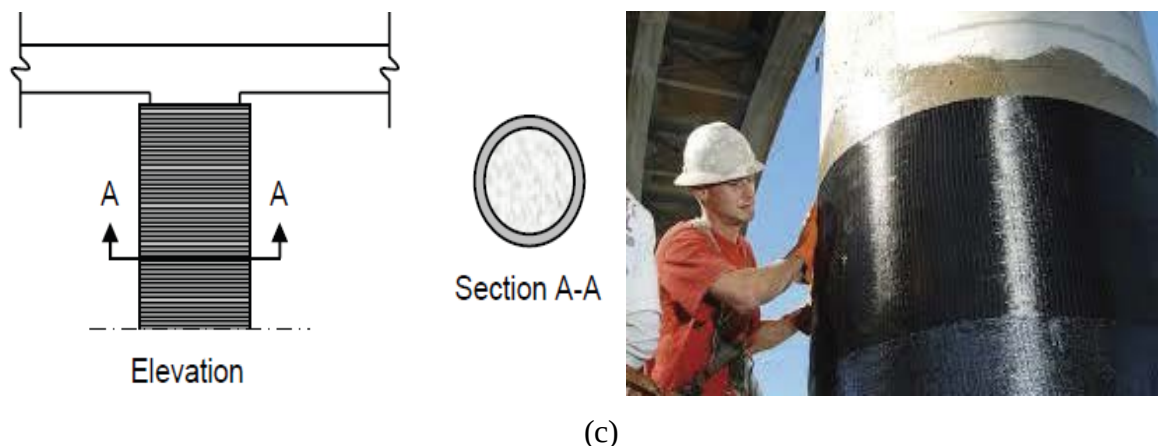
Historiquement la modélisation du confinement dans les poteaux en béton armé visait à traiter l'effet des cadres transversaux, Par la suite l'effet d'un confinement externe (TFC, Acier...) à été étudié enfin certains modèles prennent en compte l'effet conjoint de ces actions.

L'application d'une charge de compression axiale engendre des déformations transversales du béton par dilatation latérale du poteau. Cette dernière peut être limitée par l'utilisation de renfort en matériaux composites sur la circonférence du poteau. D'un autre coté ce procédé permettra d'améliorer significativement sa capacité portante en augmentant la résistance du béton après confinement en additionnant la résistance du matériau composite.

[3]

Tableau. I.1 : Récapitulatif des différents types de renforcement de structure par PRF [3]





I.5.4.1. Renforcement de poteaux par confinement

Le renforcement par confinement des colonnes en béton armé en utilisant les tissus TFC (figure I.13) peut être réalisé de plusieurs manières. La plus appliquée sur terrain et celle du tissage uni axial (figure I.14). Ce genre de procéder se caractérise par une résistance dans une seule direction. L'orientation des fibres se fait transversalement par rapport à l'axe neutre du Poteau, ce qui résulte à l'annulation des interactions engendrées par l'emploi des fibres axiales.



Figure I.13: Confinement d'un poteau par TFC uni axial. expérimentation [9]

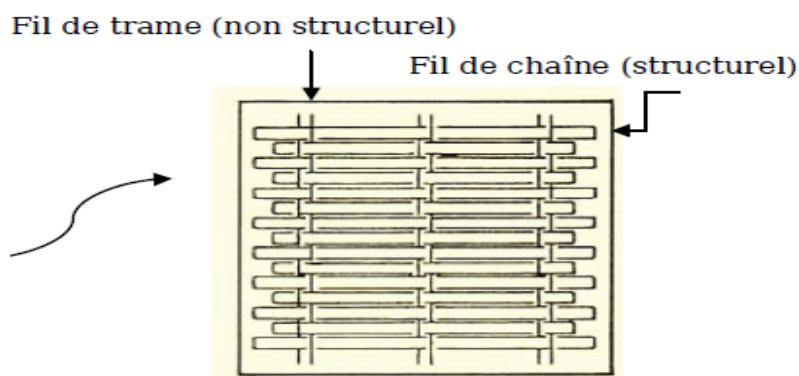


Figure I.14 : Tissage uni axial des fibres de TFC. Le fil structurel est orthogonal à l'axe du poteau. [9]

Pendant un tremblement de terre, les éléments de la structure sont soumis à des chargements important en particulier les poteaux qui seront sollicité en flexion composée. Ces conditions extrêmes provoquent la création de rotules plastiques localisées aux extrémités des poteaux induisant une rupture soit au niveau des nœuds poteau –poutre, soit par compression excessive dus à l’expansion latéral du béton (figure I.15), soit par flambement des armatures en compression (figure I.16).

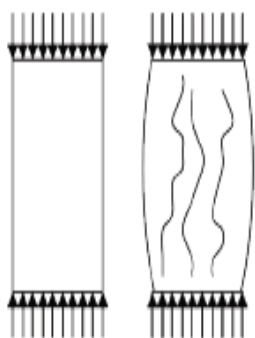


Figure I.15 : Béton non confiné –Fissuration par extension transversale. [9]

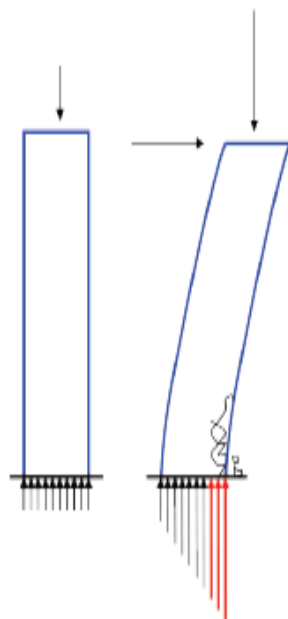


Figure I.16 : Poteau non confiné – Fissuration par extension et flambement des armatures. [9]



[NISEE, 1979]

II.1. Introduction

Dans le cadre d'étude de projet d'un bâtiment et dans le souci d'améliorer et de préserver la qualité du bâti, les documents techniques réglementaires, les recommandations techniques et les guides de construction élaborés, visent essentiellement un double objectif :

- Assurer la sécurité des constructions aux plans de la stabilité aux charges, la sécurité en cas d'incendie, la sécurité d'occupation.
- Assurer le confort acoustique, le confort hygrométrique, la pureté de l'air avec la ventilation des produits de la combustion.

En plus, des méthodes de renforcements ont été développées au monde dans ce domaine là tel que le renforcement par les matériaux composites.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Le présent de travail a pour objet l'étude de renforcement d'un bâtiment à usage administrative (R+3 +2 sous-sols) composé de 03 blocs : A, B et C. par des matériaux composites ou va cette étude sur le bloc principale (bloc A). Implanté à Boumerdés, il est classé selon le RPA 99 V 2003 dans la zone III à forte sismicité, l'ouvrage à une forme irrégulière.

II 2.1. Dimension en élévation et en plans

La hauteur totale-----H=26,48 m

La hauteur d'étage courant et RDC-----h=4,08 m

La hauteur du sous sol-----h=4,08 m

II.2.2. Schéma de l'ouvrage

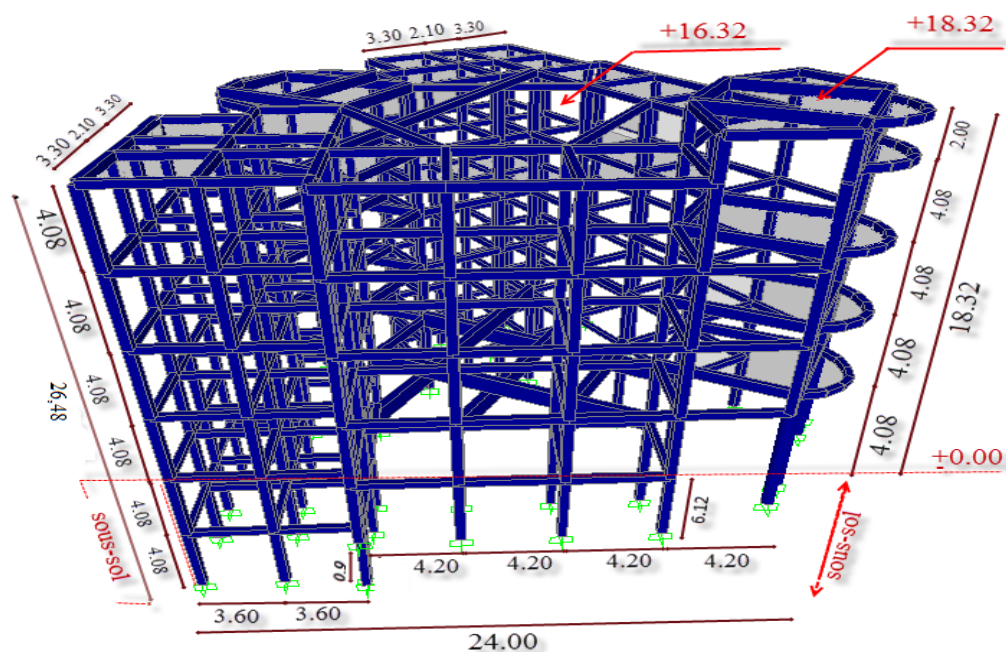


Figure II.1 : Vue en 3D de la structure existante (auto stable)

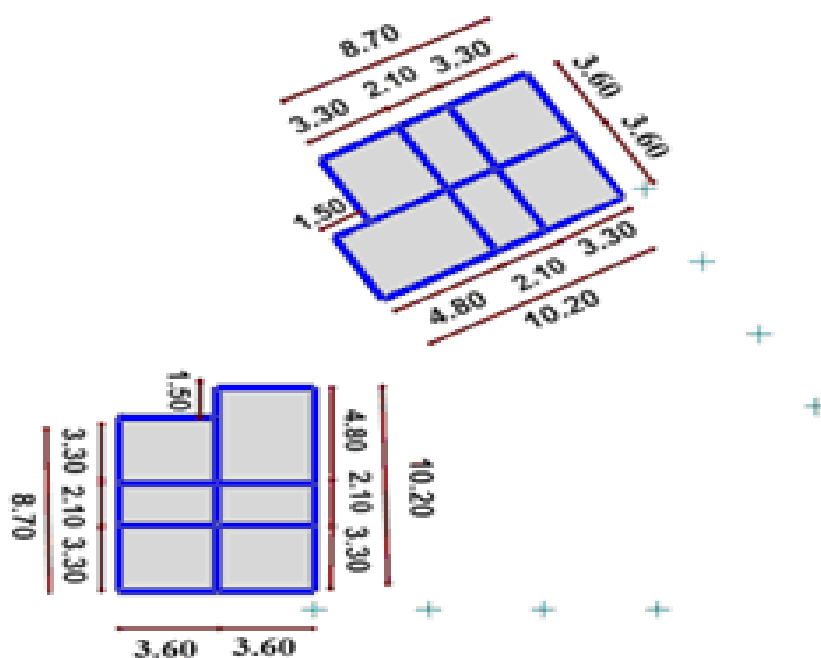


Figure II 2 : Vue en plan 2D, le plancher de 2^{ème} sous sol (h=-4,08m)

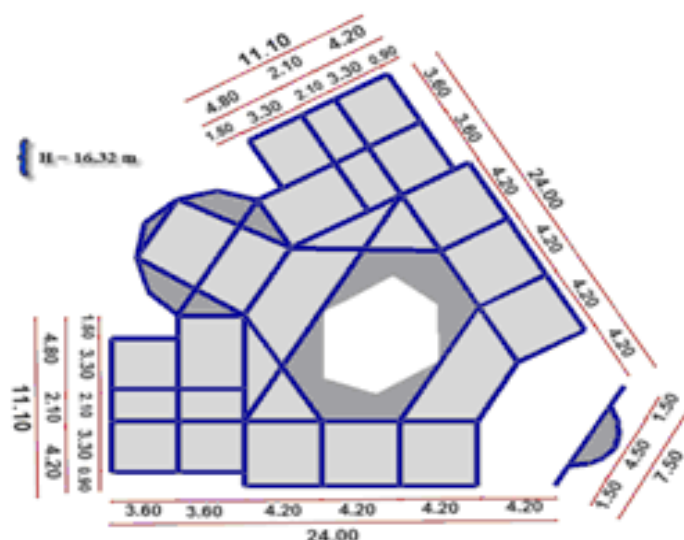


Figure II.5 : Vue en plan 2D, le plancher de 3^{ème} étage (terrasse1)

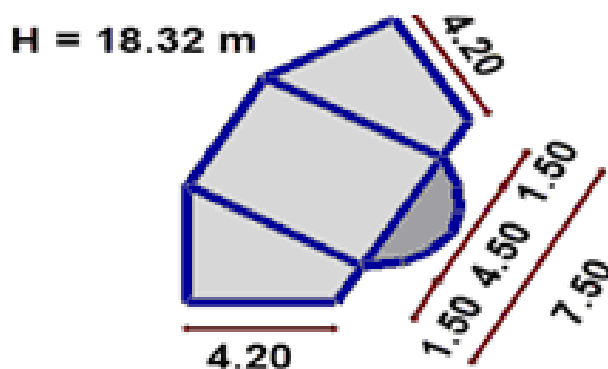


Figure II.6 : Vue en plan 2D, le plancher de 4^{ème} étage (terrasse2)

II.2.3. Classification de l'ouvrage

Cet ouvrage est classé comme étant ouvrage courant d'importance moyenne (classe 2) selon le RPA 99 V 2003 car il ne dépasse pas 48 mètre de hauteur.

II .2.4. Fonction :

La fonction principale de cet ouvrage est d'abriter les bureaux de l'administration de la commission nationale des œuvres sociale des travailleurs de l'éducation nationale au RDC et des chambre d'ébergement au 1^{ER}, 2^{ÉME} et 3^{ÉME} étage.

Les sous sols comportent une salle de conférence et des sanitaires.

II.3 : Caractéristiques des matériaux

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton, l'acier, et les adjuvants.
- Les justifications et les calculs du bâtiment étudié sont faits suivant les règles de BAEL91, CBA 93, RPA 99V2003.

II.3.1 Les fibres de renfort

La résistance et la rigidité du composite sont assurées par les fibres qui supportent la majorité des contraintes mécaniques sachant que le verre, le carbone, l'aramide et le basalte sont choisis pour leur haut module d'élasticité ou leur haute résistance mécanique.

Le Tableau II.1 Donne un ordre de grandeur des caractéristiques des fibres techniques habituellement utilisées.

Tableau II.1: Propriétés mécaniques et physiques des fibres de renfort utilisées en génie civil pour le renforcement extérieur de structures en béton. [2].

Type de fibres	Densité (en kg.m ⁻³)	Résistance en traction (en Mpa)	Module de Young (en GPa)	Allongement rupture (en %)	Coefficient de dilatation thermique (en 10 ⁻⁶ /°C)	Coefficient de poisson
Verre E	2 500	3 450	72,4	2,4	5	0,22
Verre S	2 500	4 580	85,5	3,3	2,9	0,22
Verre alcali résistant	2 270	1 800-3 500	70-76	2,0-3,0	-	-
ECR	2 620	3 500	80,5	4,6	6	0,22
Carbone (haut module)	1 650	2 500-4 000	050-500	0,5	- 1,2...- 0,1	0,20
Carbone (haute résistance)	1 750	3 500	240	1,1	- 0,6...- 0,2	0,20
Aramide (Kevlar 29)	1 440	2 760	62	4,4	- 2,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramide (Kevlar 49)	1 440	3 620	124	2,2	- 2,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramide (Kevlar 149)	1 440	3 450	175	1,4	- 2,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramide (Technora H)	1 390	3 000	70	4,4	- 6,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramide (SVM)	1 430	3 800-4 200	130	3,5	-	0,35
Basalte (Albarrie)	2 800	4 840	89	3,1	8	0,30

II.3.2. Fibre de carbone

Dans le cadre de l'amélioration des propriétés du béton, le procédé de renforcement d'éléments de structures, consiste à coller sur la surface des éléments visés un tissu de fibres de carbone à l'aide d'une résine époxyde synthétique à deux composants qui doivent avoir des propriétés mécaniques suffisamment élevées [15].

Ce procédé est destiné à augmenter la capacité portante des éléments concernés, par fonctionnement mécanique conjoint élément-tissu, grâce à l'adhérence conférée par la résine après son durcissement entre les deux matériaux (figure II.7).

Malgré un prix plus élevé [16], les résines époxydes sont les plus employées de par leurs résistances mécaniques et chimiques qui possèdent.

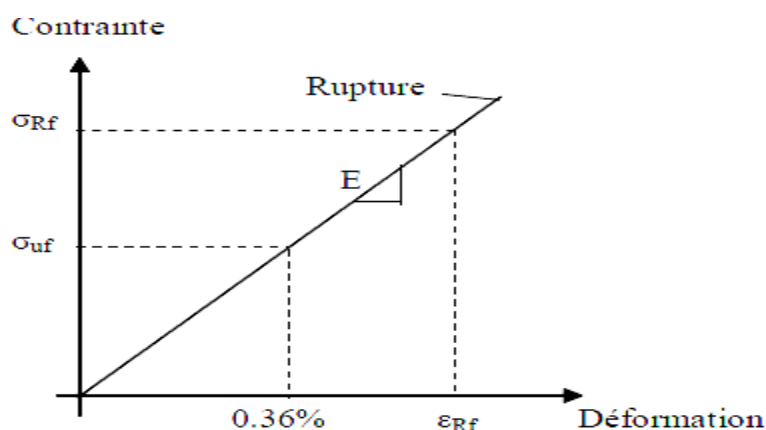


Figure II.7 :Loi de comportement du TFC [8]

II.4. Les composites à fibres

On parle de composite à fibres si le renfort se trouve sous forme de fibres (continues ou discontinues) dans la matrice.

II.5. Matériaux composites de renfort en Génie Civil

L'utilisation d'un matériau composite se base à assembler dans un même élément plusieurs matériaux caractérisé par leur différence en nature chimique et leur forme permettant une association de différentes performances [17].

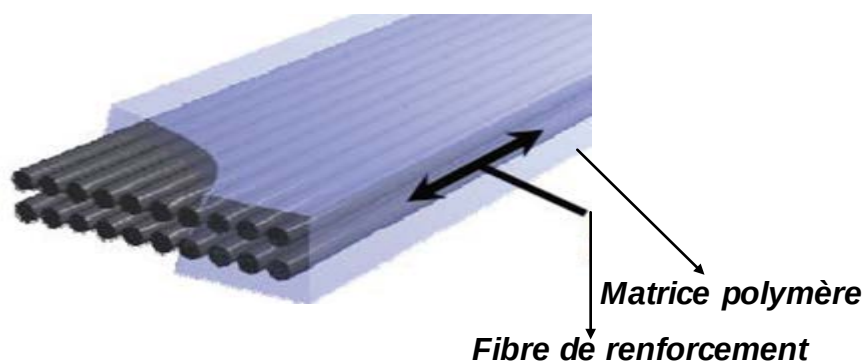


Figure II.8 : Schéma explicatif de la structure d'un polymère renforcé de fibres Unidirectionnelles [3]

Il est évident que globalement les éléments de renfort présentent des propriétés en traction du composite utilisé. Elles sont présentes dans une matrice polymère permettant de transférer des efforts de résistance entre les fibres mais aussi permettent de protéger le renfort (figure II.8).

Le tableau suivant résume les caractéristiques physiques et mécaniques des résines polymères les plus utilisées pour le renfort extérieur de structure en béton :

Tableau .II.2 : Propriétés des résines polymères employées en génie civil [3]

Performances/Propriétés	Époxydiques	Polyuréthannes	Polyesters
Durée pratique d'utilisation (DPU) (h à 20 °C)	1 à 2	1 à 1,5	1 à 1,5
Temps de polymérisation complète (j à 20 °C)	5 à 6	4 à 5	3
Résistance à la compression (MPa)	70 à 90	5 à 50	25 à 80
Résistance à la traction (MPa)	45 à 70	10 à 30	35 à 80
Allongement à la rupture..... (%)		1 à 100	≈ 1
Module d'Young (MPa)	3 500 à 10 000	15 à 700	2 000 à 5 000
Résistance à la fissure nouvelle (mm)		1,5 à 20 °C 0,4 à - 10 °C	
Température de fléchissement sous charge (°C)	40 à 65 selon formule		
Résistance au choc thermique accidentel (°C)	200	200 à 220	180
Température minimale d'application (°C)	5 à 10	0	5
Autoaccélération de la réaction.....	OUI Oblige à réfléchir aux emballages	NON Pas de problème pour les emballages sauf ceux liés à la DPU	OUI Oblige à réfléchir aux emballages
Application sur support humide	OUI avec formule spéciale	NON (primaire spécial époxyde)	Peu recommandé
Résistance à l'abrasion : indice de Taber		0,7 à 0,9	2,8 à 4
Réparation/reprise.....	Possible mais délicate sur le plan de la préparation de surface	OUI avec préparation de surface	Difficile, nécessite un traitement spécial

II.6. Propriétés des composites de renfort

Les caractéristiques mécaniques qui composent les multiples matériaux composites de servant à renforcer les structures (figure II.9), sont différentes selon le mode de fabrication. Ils sont en fonction des propriétés des fibres qui les composent, de leur répartition, de leur nombre et de du type de l'interface matrice/fibres de renfort [3].

Pour cela, le problème réside dans l'identification des propriétés basées sur l'épaisseur réelle du tissu.

Afin de se libérer du changement d'épaisseur du composite, l'American Concrete Institute (ACI 2010) propose de calculer les caractéristiques des composites stratifiés au contact à partir de l'épaisseur « nette », considérée comme l'épaisseur des fibres sèches seules. Cette approche n'est complètement exacte dans l'identification la section réelle de l'éprouvette mais elle aide à se libérer des variations.

La figure II.9 : Comparaison des propriétés des matériaux obtenus avec différentes fibres et une résine époxy avec celles de l'acier [3]

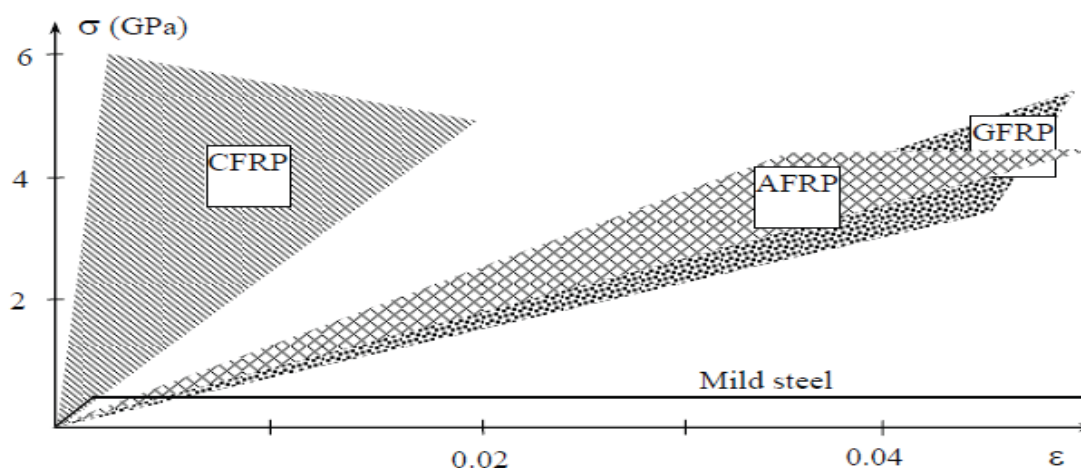


Figure II.9 : Plages des propriétés contrainte-déformation en traction des composites de renforts unidirectionnel et de l'acier. [3]

CFRP = Composite à fibres de carbone

GFRP = Composite à verre,

AFRP = Composite à fibres d'aramide, Steele = acier

Le **tableau II.3**: présente l'influence du taux volumique de fibres sur un composite stratifié au contact à fibres de verre.

Tableau II.3 : Influence du taux de fibres sur les propriétés d'un composite stratifié au contact à fibres de verre [11].

Taux volumique fibres V_f (%)	Module réel E_f (GPa)	Contrainte réelle f_f (MPa)	Déformation à rupture (%)	Charge à rupture (kN)
100	220	4000	1.818	280.0
70	154,9	2824	1.823	282.4
50	111,5	2040	1.830	285.6
0	3	80	-	-

II.7 .Exemples de systèmes de renforcement sur le marché

Dans le Tableau cité ci dessous mentionne les propriétés de quelque système de renforcement composite disponibles dans le marché ou les systèmes à base de fibres de carbone sont fortement les plus représentatifs.

Tableau. II.4 : Propriétés mécaniques de composites de renforts dans le commerce [3].

Procédé	Fibre	Epaisseur(mm) (lamelle/tissus)	Résine époxy	Contrainte de traction (MPa)	Module (GPa)	ϵ (%)
Foreva TFC	Carbone	0,48 mm	Foreva Epx	1700	>105	$\geq 1,5$
Foreva LFC	Carbone	1,2mm	Foreva Epx SC 980	3 000	>160	$\geq 1,7$

Dans le but une comparaison des propriétés des composites, la rigidité axial $E_f.t_f$ correspondant au produit du module par l'épaisseur a été introduite. La rigidité axiale donne une information sur la déformabilité du matériau.

Tableau. II.5 : Caractéristiques mécaniques du composite tissu de fibre de carbone (T.F.C) [8]

Résistance garantie à la rupture (σ_{rf})	1700 MPa
Contrainte de traction à l'ELU (σ_{uf})	913 MPa
Contrainte de traction à l'ELS (σ_{sf})	913 MPa
Déformation de rupture garantie (ϵ_{rf})	0,68%
Module de Young E	250000 MPa
Poids volumique (γ)	18 KN/m ³
Epaisseur moyenne (e_p)	0,43 mm

II.8 .Conclusion :

Les caractéristiques mécaniques des tissus de fibres de carbones comparativement aux autres tissus de fibres sont d'autre part confortées par une excellente résistance à la fatigue et aux sollicitations dynamique et peut s'avérer en pratique plus compétitif que les procédés classiques, du fait d'une mise en œuvre plus simple.

III.1.INTRODUCTION

Le grand problème de protection parasismique réside dans le traitement de « **l'absorption et de la dissipation d'énergie** » sans rupture ou sans déformation inacceptable.

L'utilité d'une problématique est fondamentale pour la fixation d'objectif ou l'étude de la résistance de cette structure objet d'étude dans de ce chapitre selon les recommandations de l'RPA 99 version 2003.

III.2. ETUDE DYNAMIQUE

Dans le modèle de mouvement sismique l'action sismique s'exerce sur un ouvrage peut être considérer comme composée :

Des déformations ou force d'origine dynamique induite dans la structure par le mouvement de translation d'ensemble du fait de l'inertie des masses qui la compose lui sont liées ou s'apprent sur elles.

Des déformations ou déplacement directement imposés à l'ouvrage ou à sa fondation par les mouvements différentielle horizontaux.

Des déformations ou force développées par les oscillations de torsion d'axe vertical induit par les mouvements différentielle.

Le cas échéant, les suppressions dynamiques exercé sur l'ouvrage par les terres et l'eau éventuellement retenue par ce dernier.

III.2.1. But de l'étude dynamique

L'analyse dynamique des structures est très importante pour les bâtiments, initialement, elle demande toujours de créer un modèle de calcul représentant la structure.

Ce travail a pour principal objectif l'apport de faire comprendre les comportements dynamiques de cette structure sujette aux séismes et de présenter quelques méthodes pratiques de calcul qui résultent à savoir la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. et la modélisation pour les structures complexe. Pour pouvoir aplanir d'éventuelles contraintes rencontrées.

III.2.2. Avantage et inconvénient d'utilisation des différentes méthodes de calcul

La nécessité de lutter contre les effets dévastatrice des séismes a donné naissance à des méthodes de calcul qui permettent de fournir des informations quantitatives sur les effets sismiques. On peut classer les méthodes de calcul et de conception parasismique en deux catégories :

III.2.2.1. Méthode statique équivalente

Elle présente l'avantage d'une analyse statique mais impose des restrictions quant à leur application. Elle n'est valable que pour une catégorie de structure assez restreinte.

III.2.2.1. Méthode dynamique

La nécessité de lutter contre les effets dévastateurs des séismes a donné naissance à des méthodes de calcul qui permettent de fournir des informations quantitatives sur les effets sismiques : on peut classer les méthodes de calcul et de conceptions parasismiques en deux catégories..

➤ La méthode d'analyse modale spectrale

L'idée de base de la méthode de superposition modale est de réduire un système à plusieurs degrés de liberté en plusieurs systèmes à un seul degré de liberté en utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes propres de vibration. Cette méthode ne permet pas de prendre en compte explicitement le comportement non linéaire des structures, mais présente l'avantage d'être programmable sur les ordinateurs.

➤ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

L'idée de la méthode spectrale est de considérer que les valeurs maximales des caractéristiques cinématiques (élongation, vitesse, accélération...) des constructions, au lieu de rechercher leur valeur en fonction du temps, étudient à cet effet le comportement dynamique d'un oscillateur simple sollicité par un accélérogramme réel ou présumé. On en déduit les courbes spectrales ou spectre de réponse qui donnent les valeurs maximales dans des accélérations, vitesses ou déplacements de l'oscillateur en fonction de sa période propre et de son amortissement.

III.2.3. Choix d'approche de la méthode de calcul

La structure étudiée est implantée à Boumerdés, classée dans la zone sismique III groupe d'usage 2 conformément à l'RPA 99V2003. On a opté pour le choix de la méthode d'analyse modale spectrale à cause des paramètres mentionnés ci-dessous :

- La non application de la méthode statique équivalente
- Le bloc étudié du bâtiment, ne caractérise pas les conditions géométriques de la structure.
- Groupe d'usage 2, la hauteur du bâtiment $h = 26,48\text{m} > 17\text{m}$ (non vérifié) dont le règlement parasismique stipule que si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m (condition non vérifiée).

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

III.2.4. Exposé de la méthode d'analyse modale spectrale

- **Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

- **Coefficient d'accélération A**

Notre structure a les paramètres suivants :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES 

- Zone sismique : III (Boumerdés).
- Groupe d'usage : 2
- D'après le (RPA99, chapitre IV, Tab 4.1, Art 4.2.3), le coefficient d'accélération : **A = 0,25**.

- **Coefficient de comportement de la structure R**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 4.2.3 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide, le coefficient de comportement sera pris à **R = 3,5** selon le R.P.A 99/V.2003.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES 

• Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{q_i}$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau III.1 : Valeur des pénalités.

Critère	DIRECTIONS	
	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2. Redondance en plan.	0.05	0.05
3. Régularité en plan.	0.05	0.05
4. Régularité en élévation.	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.00	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.00	0.00
Q=1+	0.20	0.20

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{q_i} = 1 + 0,20 \Rightarrow Q = 1,20.$$

• Facteur de correction d'amortissement

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$ Avec ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le R.P.A99/V.2003 on prend un remplissage "dense en béton armé"
 $\Rightarrow \xi = 7\%$.

- **Période T1 et T2**

Le spectre S3 est pris selon les recommandations de (RPA99, chapitre III, Art 3.3.3). suite à l'absence de l'étude du sol et les essais on T1 et T2 se sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site qui ont une valeur suivante :

T1=0.1 T2=0.50

- **Analyse modale (Périodes et facteurs de participation modale)**

Tableau III.2 : Périodes et facteurs de participation modale.

Mode	Périodes (s)	μ_x	μ_y	R_z
1	0,69760	6,189	25,271	33,075
2	0,59688	19,808	27,561	31,321
3	0,627	48,391	23,815	37,843
4	0,236	0,71	3,999	4,424
5	0,223	8,186	0,643	2,847
6	0,217	0,001309	3,800	01,454
7	0,138	0,154	1,791	1,872
8	0,134	4,519	0,194	1,316
9	0,132	0,154	1,756	0,912
10	0,089	9,536	0,23	1,413
11	0,083	1.78E-12	8,492	8,948
Σ		97,648	97,553	

- **Remarque :**

L'analyse dynamique établis de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale $T= 0.69760$ s.
- ✓ Les 11 premiers modes sont importants pour que la masse modale atteigne les 90% selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.4).

- ✓ Le 1^{ère} et le 2^{ème} modes sont des modes de rotation.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de translations suivant l'axe globale X.

III.3. Vérification conformément au RPA 99V2003

III.3.1. Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période empirique appropriée de 30% doit être supérieure à la période numérique ($T_N < 1,3 T_e$).

La période fondamentale est égale à : $T_N = 0,69760$ s

T_e : Période empirique de la structure :

$$T_e = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{Où :}$$

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

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 26,48\text{m} \quad L_y = 28,28\text{m} .$$

$$T_{ex} = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{L_x}} = 0,445\text{s} \quad \text{avec : } L_x = 28,58\text{m} .$$

$$T_{ey} = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{L_y}} = 0,448\text{s} \quad \text{avec : } L_y = 28,28\text{m} .$$

$$T_e = \min(T_{ex}, T_{ey}) \rightarrow T_e = 0,445\text{s}$$

$$T_N = 0,69760\text{s} > 1,3 T_e = 0,578\text{s} \dots\dots\dots \text{C.N.Vérifié}$$

La période fondamentale de la structure n'est vérifiée par rapport à la période empirique ce que signifie qu'on est à la présence d'une structure flexible.

III.3.2. Justification de la force sismique de calcul

L'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode

statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

On a : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} w$ avec $\begin{cases} A = 0,25 \\ R = 3,5 \\ Q = 1,20 \\ D = ??? \\ w = ??? \end{cases}$

Le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit selon le RPA 99/V.2003:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots\dots\dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 s \dots\dots\dots (III) \end{cases}$$

On a $T = 0,69760s$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$$

$T_2 = 0.5 s$ $T = 0.69760s \Rightarrow$ on utilise la formule (II). $\Rightarrow D = 1,738 = 1,74$

➤ Poids total de la structure :

D'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003 .p41).il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation Selon le Tableau IV.5, RPA99/version 2003 : Bâtiments recevant de publique temporairement $\beta = 0,3$.

Les résultats des différentes poids correspond à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumé comme suit :

Tableau III.3 : Poids des différents étages.

Niveau	h	W_i [KN]
s.sol 2	-4.08	1046,918
s.sol 1	0.00	2607,903
RDC	4.08	3540,046
1 ^{ère} Etage	8.16	3554,571
2 ^{ème} Etage	12.24	3695,494
Terrasse 1	16.32	2447,597
Terrasse 2	18.32	499,498
		$\Sigma = 17392,030$

Donc l'effort sismique sera :

$$V_{x\text{ stat}} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,20}{3,5} \times 17392,030 = 2593,90 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{ stat}} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,25}{3,5} \times 17392,030 = 2593,90 \text{ KN.}$$

$$V_{x\text{ dyn}} = 1989.31 < 0,8 \cdot V_{x\text{ stat}} = 2075,12 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.N.Vérifié.})$$

$$V_{y\text{ dyn}} = 1892.48 < 0,8 \cdot V_{y\text{ stat}} = 2075,12 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.N.Vérifié.})$$

III.3.3. Distribution verticale de la force sismique

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{Art 4.2.5 RPA 99}), \text{ Avec: } T=0,69760 \text{ s} < 0,7\text{s} \quad \rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau III.4 : Distribution verticale de la force sismique

Niveau	h_i	W_j	$W_j h_j$	$W_j h_j \frac{h_i^2}{\sum_{j=1}^n (W_j h_j^2)}$	V- F_t	F_i
Terrasse 2	26,48	499,498	13226,718	0,048	2464,43	118,292
Terrasse 1	24,48	2447,597	59917,178	0,217	2464,43	534,781
2 ^{ème} Etage	20,4	3695,494	75388,092	0,273	2464,43	672,789
1 ^{ère} Etage	16,32	3554,571	58010,608	0,210	2464,43	517,530
RDC	12,24	3540,046	43330,166	0,157	2464,43	386,915
s.sol 1	8,16	2607,903	21280,494	0,077	2464,43	189,761
s.sol 2	4,08	1046,918	4271,429	0,015	2464,43	36,966

III.3.4. Distribution horizontale des forces sismiques

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Tableau.III.5 : Distribution horizontale des forces sismiques.

Niveau	Terrasse 2	Terrasse 1	2 ^{ème} Etage	1 ^{ère} Etage	RDC	s.sol 1	s.sol 2
F_i	118,292	534,781	672,789	517,530	386,915	189,761	36,966
F_t	129,47	129,47	129,47	129,47	129,47	129,47	129,47
V_k	247.762	782.543	1455.333	1972.863	2359.779	2549,540	2586,506

III.3.5. Vérification des déplacements

III.3.5.1. Calcule les déplacements relatifs

Conformément a (l'RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3) Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné par la formule suivante :

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

Tableau III.6 : Déplacements relatifs dans le sens longitudinal

Niveau	δ_{ekx} (m)	R	δ_{kx} (m)
Terrasse 2	0.01901	3.5	0,06653
Terrasse 1	0.020198	3.5	0,07066
2 ^{ème} Etage	0.017355	3.5	0,06072
1 ^{ère} Etage	0.013741	3.5	0,04809
RDC	0.009231	3.5	0,03230
s.sol 1	0.00456	3.5	0,01596
s.sol 2	0.001969	3.5	0,00689

Tableau III.7 : Déplacements relatifs dans le sens transversal

Niveau	δ_{eky} (m)	R	δ_{ky} (m)
Terrasse 2	0.021069	3.5	0,07341
Terrasse 1	0.020131	3.5	0,07045
2 ^{ème} Etage	0.017354	3.5	0,06074
1 ^{ère} Etage	0.014322	3.5	0,05012
RDC	0.010395	3.5	0,03638
s.sol 1	0.006067	3.5	0,02123
s.sol 2	0.002671	3.5	0,00934

III.3.5.2. Les déplacements inter- étages

Les déplacements latéraux inter- étages. Sont fortement recommander par le RPA99 /V2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta k_{\square} = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1 \% \text{ de la hauteur d'étage (4,08m).}$$

Tableau III.8 : Déplacements inter- étages

Niveau	Δk_x (m)	Δk_y (m)	1% h = 0,0408 m
Terrasse 2	0,00413	0,00296	< 0,04 Vérifié
Terrasse 1	0,00944	0,00971	< 0,04 Vérifié
2 ^{ème} Etage	0,01263	0,01062	< 0,04 Vérifié
1 ^{ère} Etage	0,01579	0,01374	< 0,04 Vérifié
RDC	0,01634	0,01515	< 0,04 Vérifié
s.sol 1	0,00907	0,01189	< 0,04 Vérifié
s.sol 2	0,00689	0,00934	< 0,04 Vérifié

III.3.6. Vérification de la largeur de joint sismique

Selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.8): Deux blocs mitoyen doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante:

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40mm.$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon: (l'article 4.4.3 RPA99/V2003) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations. Nous avons $\delta_1 = 60.74mm$. On prend par défaut que δ_2 est égale aussi à 60.74 mm, le joint sismique existant est de $d = 40 \text{ mm}$.

Donc : $d_{min} = 136.48 \approx 137mm$ **C.N.Vérifié.**

III.3.7. Justification de l'effet P-Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels, ce phénomène est appelé « effet p-delta ».

Les effets P-Δ peuvent être négligés dans le cas où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.9):

$$\theta = P_k \Delta k_x / V_k h_k \leq 0.10$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n [(W)_{Gi} + \beta W_{qi}]$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 h_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9 : Justification de l'effet P-Δ dans le sens longitudinal

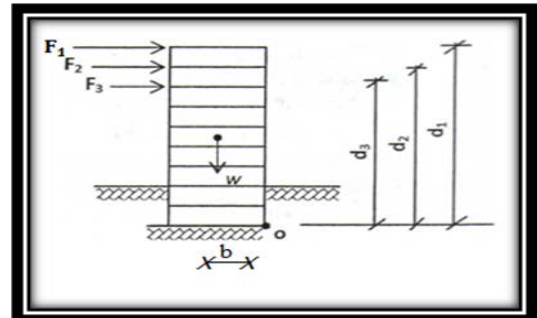
Niveau	Pk (KN)	Δkx (m)	Vx (KN)	h(m)	θx	Observation
Terrasse 2	499,498	0,00413	118,292	2	0.008	≤ 0,1 CV
Terrasse 1	2447,597	0,00944	534,781	4,08	0.010	≤ 0,1 CV
2 ^{ème} Etage	3695,494	0,01263	672,789	4,08	0.017	≤ 0,1 CV
1 ^{ère} Etage	3554,571	0,01579	517,530	4,08	0.026	≤ 0,1 CV
RDC	3540,046	0,01634	386,915	4,08	0.036	≤ 0,1 CV
s.sol 1	2607,903	0,00907	189,761	4,08	0.030	≤ 0,1 CV
s.sol 2	1046,918	0,00689	36,966	4,08	0.047	≤ 0,1 CV

Tableau III.10 : Justification de l'effet P-Δ dans le sens transversal

Niveau	Pk (KN)	Δky (m)	Vy (KN)	h(m)	θy	Observation
Terrasse 2	499,498	0,00296	118,292	2	0.006	≤ 0,1 C.V
Terrasse 1	2447,597	0,00971	534,781	4,08	0.010	≤ 0,1 C.V
2 ^{ème} Etage	3695,494	0,01062	672,789	4,08	0.014	≤ 0,1 C.V
1 ^{ère} Etage	3554,571	0,01374	517,530	4,08	0.023	≤ 0,1 C.V
RDC	3540,046	0,01515	386,915	4,08	0.033	≤ 0,1 C.V
s.sol 1	2607,903	0,01189	189,761	4,08	0.040	≤ 0,1 C.V
s.sol 2	1046,918	0,00934	36,966	4,08	0.064	≤ 0,1 C.V

III.3.8. Vérification du renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5 selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.5).



$$M_{\text{Renversement}} = \sum \frac{M_{Fi}}{o} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i$$

$$M_{\text{Stabilisateur}} = \frac{M_w}{o} = W \cdot b$$

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

Tableau III.11 : Vérification du renversement

	W (kn)	b (m)	Ms (kn.m)	Mr(Kn.m)	Ms/Mr	Observation
Sens long	17392,030	14,29	248532,10	44829,90	5,54	C.Vérifie
Sens trans	17392,030	14,14	245923,30	44829,90	5,48	C.Vérifie

III.4. VÉRIFICATION DES POTEAUX

III.4.1. Vérification de coffrage des poteaux

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes selon le (RPA99, chapitre VII Art 7.4.1):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b1, h1) \geq 30 \text{ cm en zone III} \\ \text{Min}(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min}(b1, h1) = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots CV \\ \text{Min}(b1, h1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm} & \dots CV \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 & \dots CV \end{array} \right.$$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\text{■ } (D \geq 25 \text{ cm en zone I} \quad \text{Ⓜ } D \geq 30 \text{ cm en zone II} \quad \text{Ⓜ } D \geq 35 \text{ cm en zone III}$$

On remarque que le coffrage des poteaux est **vérifié**.

III.4.2. Vérification de la section des poteaux

En ce qui suit, on procèdera à un pré dimensionnement des sections attribuées aux poteaux existants afin de vérifier leur conformité aux exigences. Pour cela, le BAEL nous propose la formule suivante :

$$\beta N_u = B_r f_{bc} / 0.9 + 0.85 A f_e / \gamma_s \quad (1)$$

N_u : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité

B_r : Section réduite du poteau (en m²).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (Armatures longitudinales).

- **f_{c28}** : Résistance caractéristique du béton = 22MPa.
- **f_{bc}** : $\frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 12,46 \text{ MPa.}$
- **f_e** : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.
- **γ_b** : 1,5 (Situation durable ou transitoire).
- **γ_s** : 1,15 (Cas général).

- **b** : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

On fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $b = 1,2$

L'expression (1) peut s'écrire comme suit :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_s}{\gamma_s} \cdot \frac{A}{B_r}}$$

Selon RPA99V2003 dans l'article 7.4.2 nous donne :

$$A_{min} = 0,9\% B_r$$

$$A/Br = 0,009$$

$$\text{Alors } Br \geq 0,072 N_u$$

Tableau III.12 : Vérification de la section des poteaux

Niveau	Nu (kn)	B_r (m ²)	$(a, b)_{calculer}$	$B_{r,cal}$ (m ²)	$B_{existant}$ (m ²)	Observation
s-sol2	1026.722	0,0739	0,291	0,08	0,16	Vérifier
s-sol1	972.807	0,070	0,284	0,08	0,16	Vérifier
RDC	931.537	0,067	0,278	0,077	0,16	Vérifier
Etage 1	696.796	0,050	0,243	0,06	0,16	Vérifier
Etage 2	440.881	0,031	0,196	0,04	0,16	Vérifier
Terrasse 1	231.968	0,016	0,146	0,02	0,16	Vérifier
Terrasse 2	120.807	0,008	0,109	0,011	0,16	Vérifier
Poteaux Ø56	456.163	0,032	0,2	0,19	0,24	Vérifier

Les sections attribuées aux poteaux sont vérifiées.

III.4.3. 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, chapitre VII, Art 7.1.3.3) :

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



Où :

- ν : effort normal réduit

- N_d : effort normal de compression maximal. (SAP 2000)

- B_c : section brute de l'élément.

- f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Selon les cas d'étude proposés, les poteaux qui présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal

Niveau	Elément	Nd (kn)	Bc (m²)	fc28 (kn)	$\frac{B_c \times}{f_{c28}}$	V(kn)	Observation
S.sol 1	2	1270.529	0.16	22000	3520	0,36	>0.3 C. N.Vérifié

Tableau III.14 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal

Niveau	Elément	Nd (kn)	Bc (m²)	fc28 (kn)	$\frac{B_c \times}{f_{c28}}$	V(kn)	Observation
S.sol 1	1	1307.945	0.16	22000	3520	0,37	>0.3 C.N.Vérifié
S.sol 1	3	1080.404	0.16	22000	3520	0.306	>0.3 C.N.Vérifié

D'après les résultats précédents, nous constatons qu'un nombre des poteaux présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, et ces poteaux sont représentés dans la figure ci-dessous :

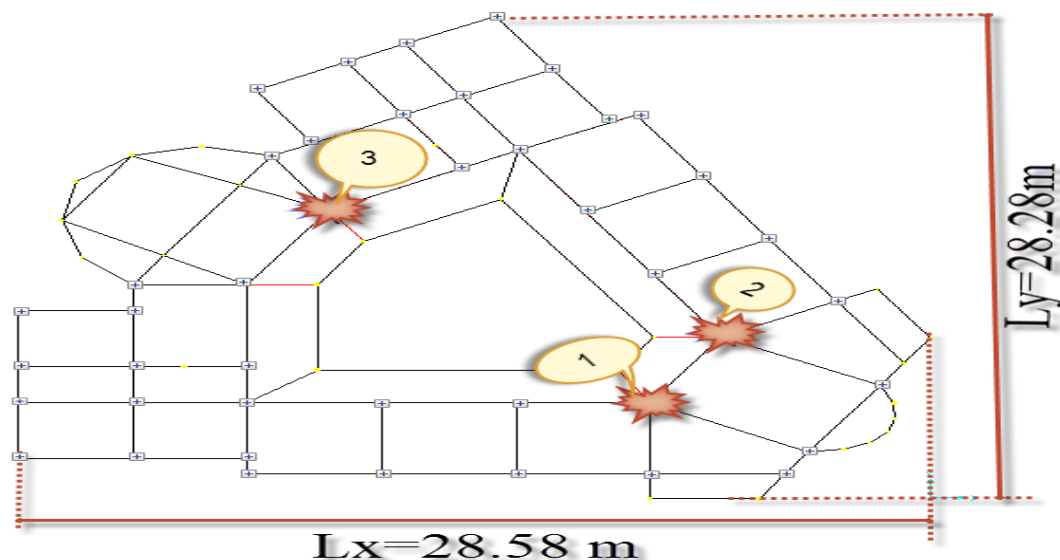


Figure III.1 : Schéma des poteaux fragile

III.4.4. Vérification des sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique selon le (RPA99, chapitre VII, Art 7.4.3.2) doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_{bu} = \frac{V_{max}}{b \cdot d}$$

V_{max} : 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)

ρ_d : est fonction de l'élanement géométrique λ_g avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

Tableau III.15 : Caractéristique géométrique du poteau

Niveau	Poteau	h (m)	l _f (m)	a (m)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)
S.sol	40x40	4,08	2,856	0,40	7,14	0,075	1,65
RDC	40x40	4,08	2,856	0,40	7,14	0,075	1,65
	Ø56	6.12	4.284	0,56	7.65	0.075	1,65
Etage 1/2/3	40x40	4,08	2,856	0,40	7,14	0,075	1,65
Etage 4	40x40	2	1,4	0,40	3,5	0,04	0,88

Tableau III.16 : Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal

Niveau	Poteau	V_{max} (kn)	b (m)	d(m)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)
S.sol	40x40	110.472	0,4	0,36	0,76	< 1,65 CV
RDC	40x40	171.115	0,4	0,36	1,18	< 1,65 CV
	Ø56	39.984	0,56	0,504	0.190	< 0,88 CV
Etage 1/2/3	40x40	160.954	0,4	0,36	1,11	< 1,65 CV
Etage 4	40x40	53.056	0,4	0,36	0,36	

Tableau III.17 : Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal

Niveau	Poteau	V_{max} (kn)	b (m)	d (m)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)
S.sol	40x40	110.788	0,4	0,36	0.769	< 1,65 CV
RDC	40x40	162.831	0,4	0,36	1.13	< 1,65 CV
	Ø56	42.729	0,56	0,504	0,15	
Etage 1/2/3	40x40	145.913	0,4	0,36	1.01	< 1,65 CV
Etage 4	40x40	45.37	0,4	0,36	0.315	< 0,88 CV

III.5 .ETUDE COMPARATIVE ENTRE LA STRUCTURE EXISTANTE ET DE LA STRUCTURE RENFORCE

III.5.1. INTRODUCTION

D'après l'analyse des résultats afficher par le SAP 2000 , et les vérifications faite a la structure auto stable ont montré beaucoup d'anomalie au niveau des poteaux d'une part et le non respect des recommandations du nouveau règlement parasismique algérienne 99 version 2003.on a opte pour un renforcement par injection des voiles ;pour cela on a fait la vérification de quelque point non vérifier par rapport a la structure auto stable :

III.5.2. VÉRIFICATION SELON LE RPA 99V2003

III.5.2.1.Vérification de la structure renforcé en mur voile en béton armé :

- **Vérification de la période fondamentale**

Après introduction des contreventements, la période est devenue

$$T = 0.376 \text{ s} \quad \text{selon} \quad T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec : $C_t = 0,050$ (coefficient donné en fonction du système de contreventement)

$$h_N = 26,48\text{m} \text{ (hauteur à partir de la base)}$$

$$1,3T_e = 0,556 \text{ s (période empirique)}$$

$$T = 0,376 \text{ s} < T_e + 30\%T_e = 0,556\text{s} \text{ (C.V)}$$

La période fondamentale de la structure est vérifiée par rapport à la période empirique.

- **Justification de la force sismique de calcule**

D'après le RPA 99 V2003 (Chapitre 4.3.6 - article 4.3.6) On doit vérifier que

$$V_{\text{dyn}} > 0,8.V_{\text{stat}} .$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = 0.25 \\ R = 5 \\ Q = 1,20 \\ D = ??? \\ W = ??? \end{cases}$$

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots\dots\dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots (III) \end{cases}$$

On a $T=0,376\text{s} \Rightarrow$ on utilise la formule (I).

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \\ \xi &= 7\% \text{ (Tab 4.2 Art 4.2.3)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 = 2,205$$

➤ **Poids total de la structure**

Les résultats des différentes poids correspond à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumé comme suit :

Tableau III.18 : Poids des différents étages.

Niveau	h	W_i [KN]
s.sol 2	-4.08	1221.390
s.sol 1	0.00	2662.314
RDC	4.08	3637.389
1 ^{ère} Etage	8.16	3633.032
2 ^{ème} Etage	12.24	3600.662
Terrasse 1	16.32	2486.450
Terrasse 2	18.32	499.498
		$\Sigma = 17740.738$

$$W = 17740.738 \text{ KN}$$

Donc l'effort sismique sera :

$$V_{xstat} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,205 \times 1,20}{5} \times 17740.738 = 2347,56 \text{ KN.}$$

$$V_{ystat} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,205 \times 1,25}{5} \times 17740.738 = 2347,56 \text{ KN.}$$

$$V_{xdyn} = 2605,41 > 0,8.V_{xstat} = 1878,05 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$V_{ydyn} = 2596,02 > 0,8.V_{ystat} = 1878,05 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Tableau III.19 : Force sismique de calcul

	$V_{dyn} \text{ (kN)}$	$V_{stat} \text{ (kN)}$	80 % V	$V_t > 80 \% V_{stat}$
V_x	2605,41	2347,56	1878,05	C.V
V_y	2596,02	2347,56	1878,05	C.V

• VÉRIFICATION DES POTEAUX

➤ Vérification de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Où :}$$

- ν : effort normal réduit

- N_d : effort normal de compression maximal. (SAP 2000)

- B_c : section brute de l'élément.

- f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Selon les cas d'étude proposés, les poteaux qui présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal

Niveau	Elément	$N_d \text{ (kn)}$	$B_c \text{ (m}^2\text{)}$	$f_{c28} \text{ (kn)}$	$B_c f_{c28}$	$V \text{ (kn)}$	Observation
S.sol 1	2	925.611	0.16	22000	3520	0,26	< 0.3 C.V

Tableau III.21 : Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal

Niveau	Elément	$N_d \text{ (kn)}$	$B_c \text{ (m}^2\text{)}$	$f_{c28} \text{ (kn)}$	$B_c f_{c28}$	$V \text{ (kn)}$	Observation
S.sol 1	1	593.472	0.16	22000	3520	0.16	< 0.3 C.V
	3	989.202	0.16	22000	3520	0,28	< 0.3 C. V

III.6.CONCLUSION

Après calcul de la structure auto stable qui a donné une période fondamentale de 0,713 s par analyse modale de l'ouvrage les résultats ont montré :

- ✓ Une structure flexible qui est due suite à non vérification de la condition de la période par rapport à la période empirique.
- ✓ Les déplacements inter étage sont vérifiés
- ✓ Joint sismique n'ont vérifié.
- ✓ La structure ne peut pas résister aux efforts tranchant à la base.
- ✓ Risque des de trois poteaux d'avoir une rupture fragile par effort normale réduit.

Augmenter la rigidité latérale de la structure suite à la souplesse mentionnée dans la structure soit la révision des caractéristiques géométriques des poteaux avec un renforcement par des voiles qui devient une structure mixte vu que la structure étudiée se trouve en zone III et sa hauteur qui est de l'ordre $H=26,48$ m supérieur à 17 m.

Structure après renforcement par les voiles en B.A. selon le règlement parasismique algérien 1999 V2003.

- ✓ La condition de la période par rapport à la période empirique est vérifiée.
- ✓ La condition de la Force sismique de calcul pour un coefficient de comportement $R=5$ est vérifiée
- ✓ Les conditions de L'effort normal réduit selon le sens transversal et longitudinal. Sont vérifiées
- ✓ Augmenté la rigidité K latérale de la structure par son renforcement.

IV. 1.Introduction :

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre trois modèles non contreventée, contreventée par des voiles en béton armé et par murs en matériaux composites (TFC). L'analyse des résultats a été scindée par une :

- Analyse dans le domaine linéaire entre les trois types de structures (auto stable sans contreventement, contreventée par des voiles en béton armé et structure contreventée par des matériaux composites TFC).

IV.2 Estimation des périodes et facteurs de participation modale :

Tableau IV.1. : Périodes et facteurs de participation modale

Structure	Mode	Période(s)	PM(%)
Auto stable	Mode 1	0,69760	29,98%
	Mode 2	0,59688	41,52%
Contreventée par voile en B.A	Mode 1	0,37630	41,89
	Mode 2	0,37159	74,31
Contreventée par TFC	Mode 1	0,39233	41,46
	Mode 2	0,38462	72,48

Remarque :

La condition de 90% de participation massique exigées par le RPA 99 V2003 n'a était atteinte que en niveau du mode 09 pour les deux modèles contreventé par voile en béton armé et en tissus en fibre de carbone (TFC), et en mode n°11 pour le modèle auto stable.

IV.3.Analyse dans le domaine linéaire :

Les résultats obtenus après calculs aux SAP2000 [] pour la réponse des différents modèles à savoir déplacement, accélération, vitesse, effort tranchant à la base et les sollicitations (N, T, M) qui peut être représenté selon trois partie :

IV.3.1. Variation du déplacement en fonction du temps :

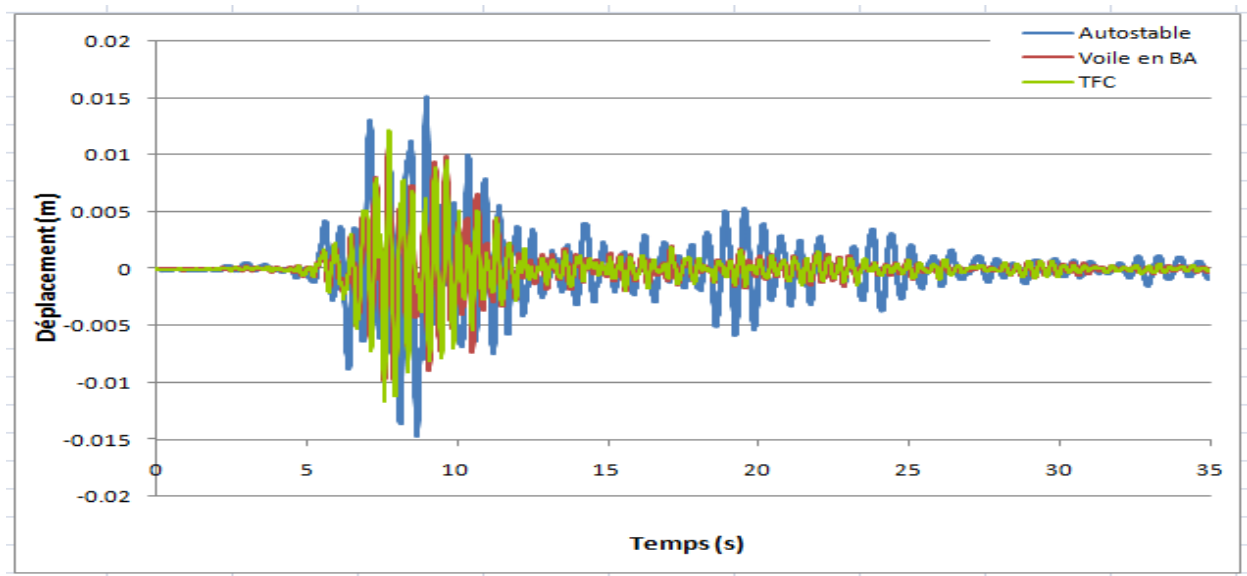


Figure IV.1: Réponse temporelle en déplacement des trois modèles suivant Ux selon Ex

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Ux (cm) selon Ex	1,14	1,21	1,12	1,21
Différence (%)	5,78%		7,41%	

Tableau IV.2 : Comparaison des valeurs du déplacement Ux selon Ex entre les différentes configurations

➤ **Commentaire:**

D’après l’analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau cité ci-dessus nous constatons que la réduction des déplacements dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 5,78% et 7,41% respectivement comparés aux voiles et sans contreventement.

IV.3.2. Variation de l'accélération en fonction du temps

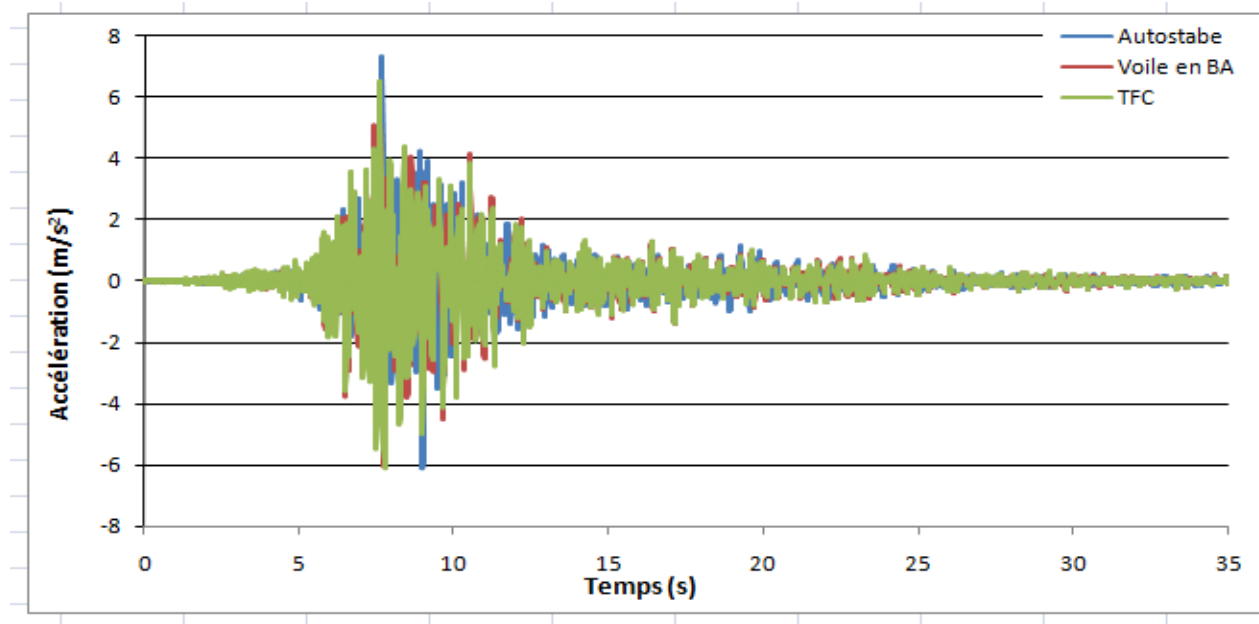


Figure IV.2 : Réponse temporelle en accélération des trois modèles selon Ex

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Ax (m/s ²) selon Ex	6,31	6,49	7,32	6,49
Différence (%)	2,77%		11,33%	

Tableau IV.3 : Comparaison des valeurs de l'accélération selon Ex entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire:

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que la réduction de l'accélération Ax selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 2,77% et 11,33% respectivement aux voiles et sans contreventement.

IV.3.3. Variation de la vitesse (vitesse) en fonction du temps :

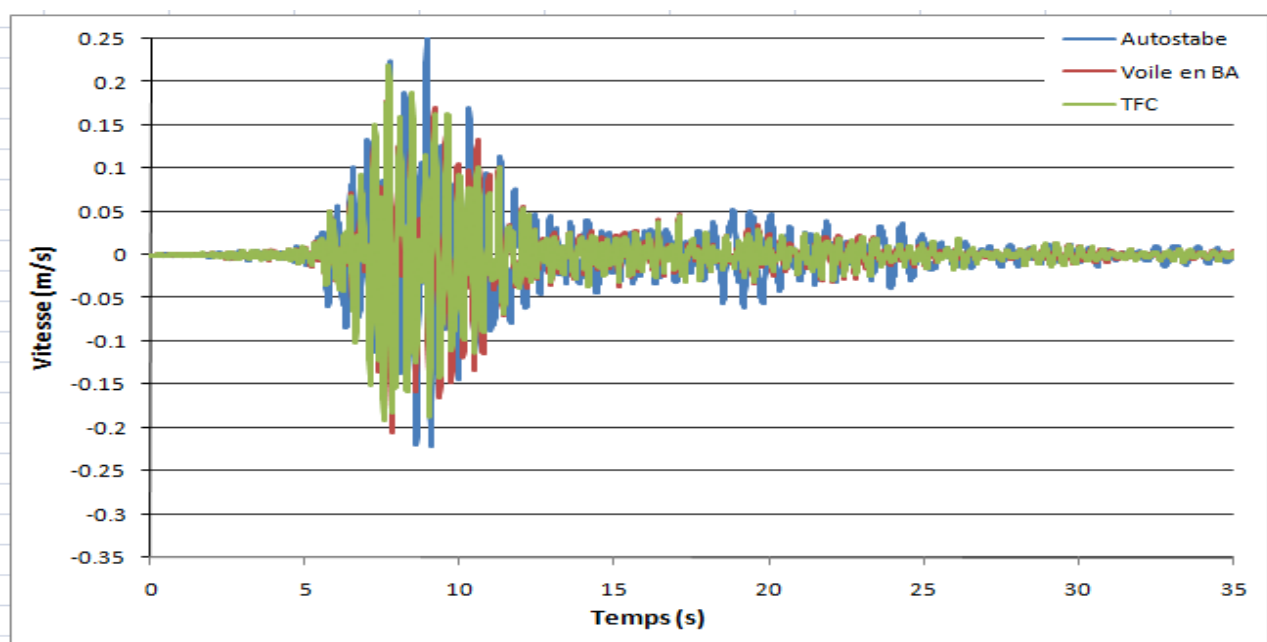


Figure IV.3 : Réponse temporelle de la vitesse des trois modèles selon Ex

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Vx (m/s) selon Ex	0,20	0,21	0,25	0,21
Différence (%)	4,76%		16%	

Tableau IV.4 : Comparaison des valeurs de la vitesse selon Ex entre les différents types de contreventements.

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats obtenus dans le tableau mentionné ci-dessus nous constatons que la vitesse V_x selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 4,76% et 16% respectivement aux voiles et sans contreventement

IV.3.4. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

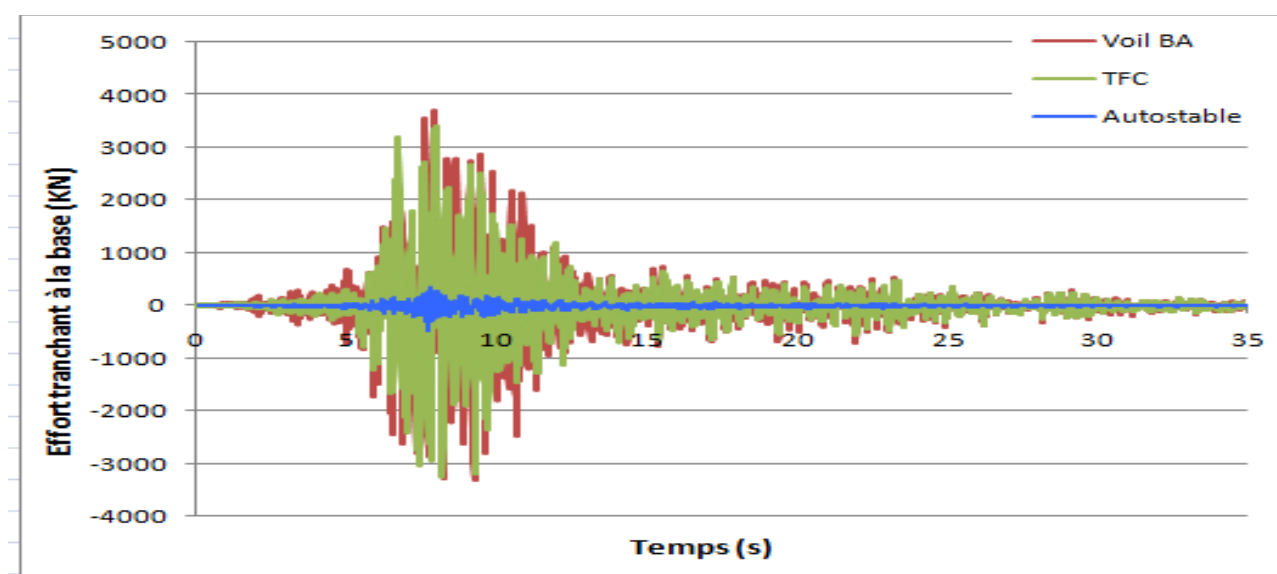


Figure. IV.4 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base X selon Ex des trois modèles

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
V bases X (KN) selon Ex	3119	3400	456,8	3400
Différence (%)	8,26%		86,56%	

Tableau IV.5 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant à la base X selon Ex entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire :

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que l'effort tranchant à la base selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 8,26% et 86,56% respectivement aux voiles et sans contreventement qui présente un pourcentage important.

IV.3.5. Variation des sollicitations en fonction du temps :

IV.3.5.1 Variation de l'effort normal en fonction du temps :

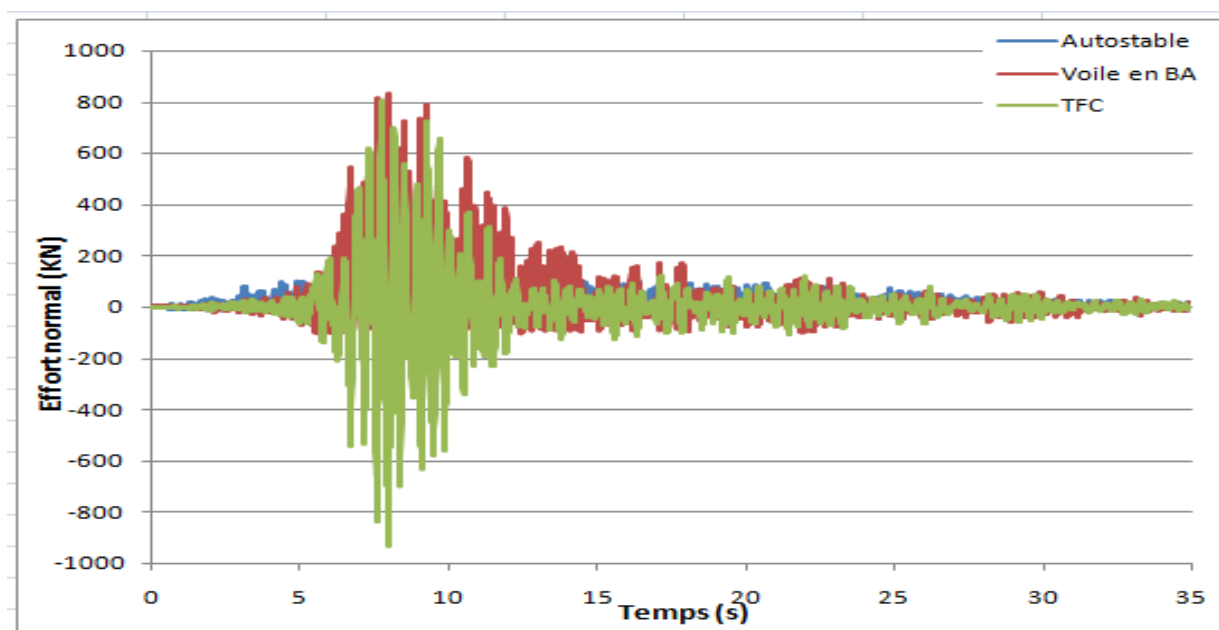


Figure. IV.5 : Réponse temporelle en effort normal des trois modèles selon Ex

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
N (KN) selon Ex	829	930,3	771,9	930,3
Différence (%)	10,8%		17,02%	

Tableau IV.6 : Comparaison des valeurs de l'effort normal selon Ex entre les différents types de contreventements.

➤ **Commentaire:**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que l'effort normal selon selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 10,8% et 17,02% respectivement aux voile et sans contreventement.

IV.3.5.2 Variation de l'effort tranchant en fonction du temps :

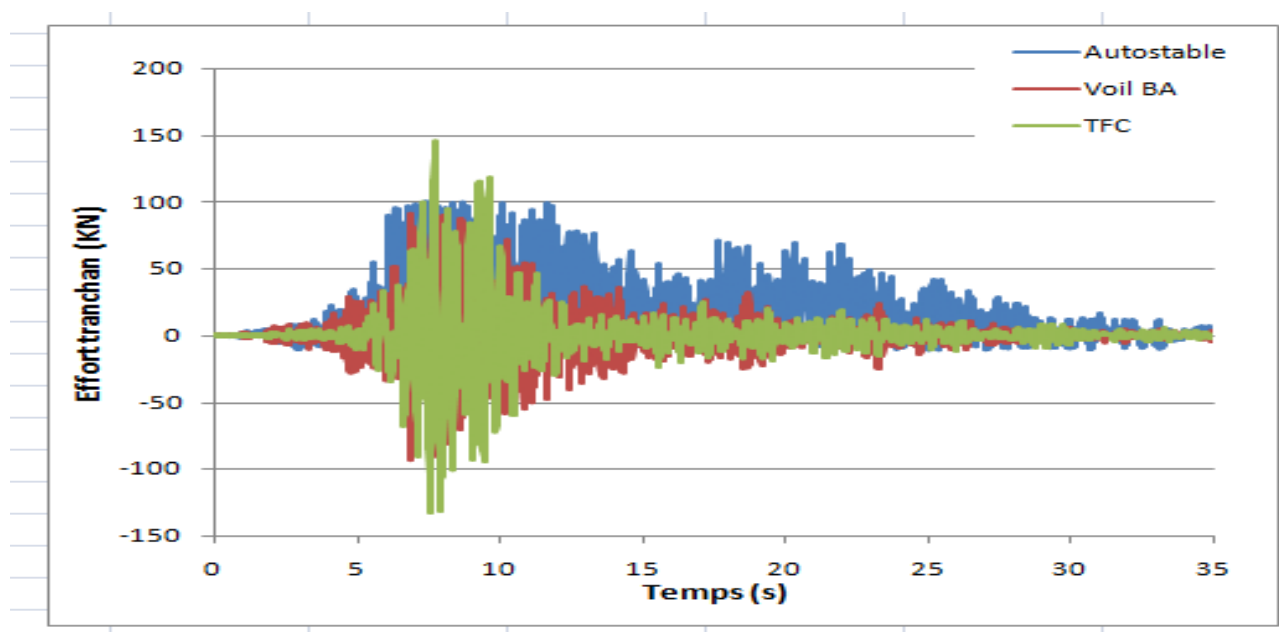


Figure. IV.6.: Réponse temporelle en effort tranchant des trois modèles selon Ex

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
T(KN) selon Ex	97,24	144,8	216,9	144,8
Différence (%)	32,84%		33,24%	

Tableau IV.7 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant selon Ex entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire:

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que l'effort tranchant selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 32,84% et 33,24% avec un rapprochement de ces valeurs de pourcentage respectivement au voile et sans contreventement

IV.3.5.3 Variation du moment fléchissant en fonction du temps :

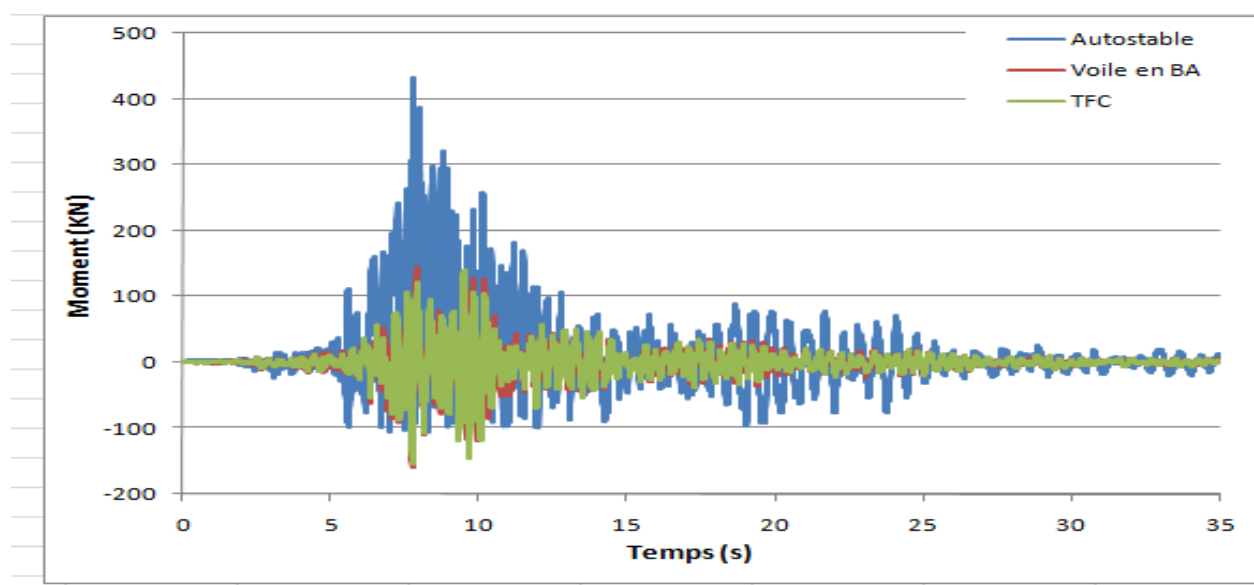


Figure. IV.7 : Réponse temporelle du moment fléchissant des trois modèles selon Ex

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
M (KN.M) selon Ex	158,7	152,8	432,3	158,8
Différence (%)	3,7%		63,2%	

Tableau IV.8 : Comparaison des valeurs du Moments fléchissant selon Ex entre les différents types contreventements.

➤ **Commentaire:**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que le moment fléchissant selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 3,7% et 63,2% avec une augmentation de la valeur de pourcentage respectivement aux sans contreventement.

IV.4.Variation du déplacement en fonction du temps :

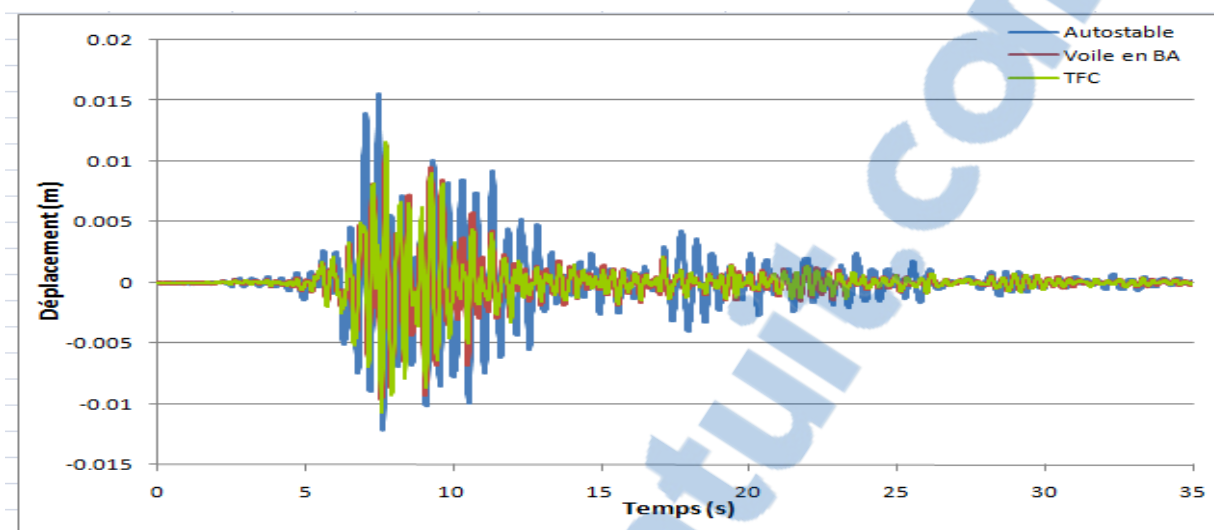


Figure IV.8 : Réponse temporelle en déplacement des trois modèles suivant U_y selon E_y

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
U_y (cm) selon E_y	0,11	1,15	1,55	1,15
différence (%)	90,43%		25,80%	

Tableau IV.9 : Comparaison des valeurs du déplacement suivant U_y selon E_y entre les différents types contreventements.

➤ **Commentaire:**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau cité ci dessus nous constatons que la réduction des déplacements U_y selon E_y dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 90,43% et 25,80% respectivement aux voile et sans contreventement.

IV.5. Variation de l'accélération en fonction du temps :

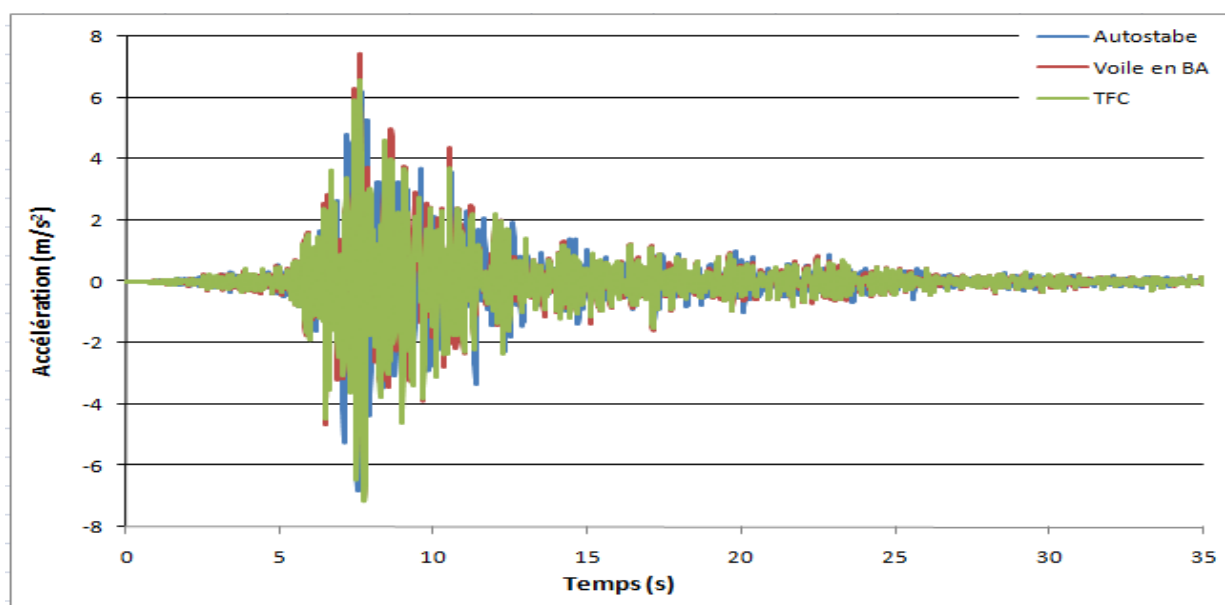


Figure IV.9 : Réponse temporelle de l'accélération des trois modèles selon Ey

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Ay (m/s²) selon Ey	7,41	6,49	6,78	6,49
Différence (%)	12,41%		4,27%	

Tableau IV.10 : Comparaison des valeurs de l'accélération selon Ey entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire :

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que la réduction d'accélération Ay selon Ey dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 12 ,41% et 4,27% respectivement aux voiles et sans contreventement.

IV.6. Variation de la vitesse (vitesse) en fonction du temps :

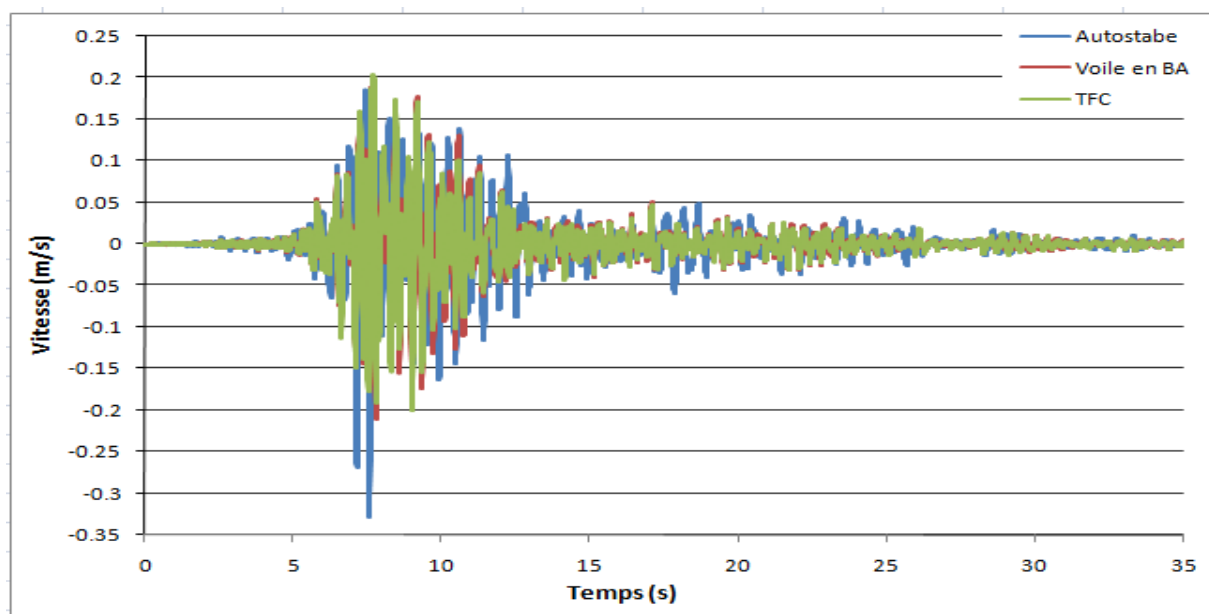


Figure IV.10. : Réponse temporelle de la vitesse des trois modèles selon Ey

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Vy (m/s) selon Ey	0,21	0,21	0,32	0,21
Différence (%)	0,00%		34,37%	

Tableau IV.11. : Comparaison des valeurs de la vitesse selon Ey entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire:

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que la vitesse Vy selon Ey dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 34,37% respectivement aux sans contreventement. (**Auto stable**).



IV.7. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

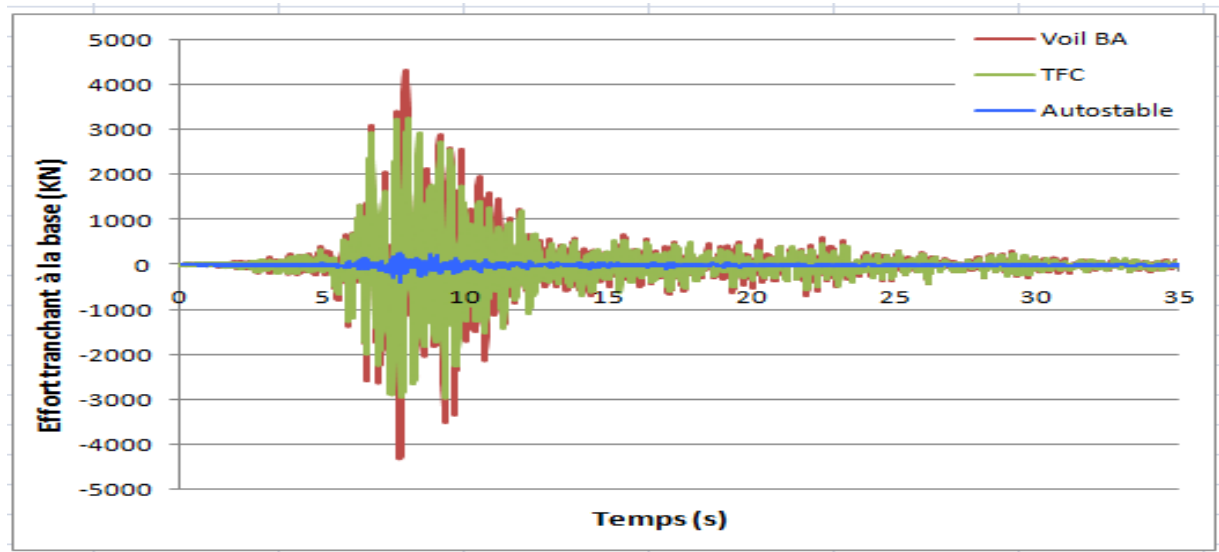


Figure IV.11 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base Y des trois modèles selon Ey

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
V base (KN) Y selon Ey	142,3	144,8	302,9	144,8
Différence (%)	1,72%		52,19%	

Tableau IV.12. : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant à la base Y selon Ey entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire:

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que l'effort tranchant a la base selon Ey dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 1,72% et 52,19% respectivement aux voiles et sans contreventement qui présente un pourcentage important.

IV.8. Variation des sollicitations en fonction du temps :

IV.8.1 Variation de l'effort normal en fonction du temps :

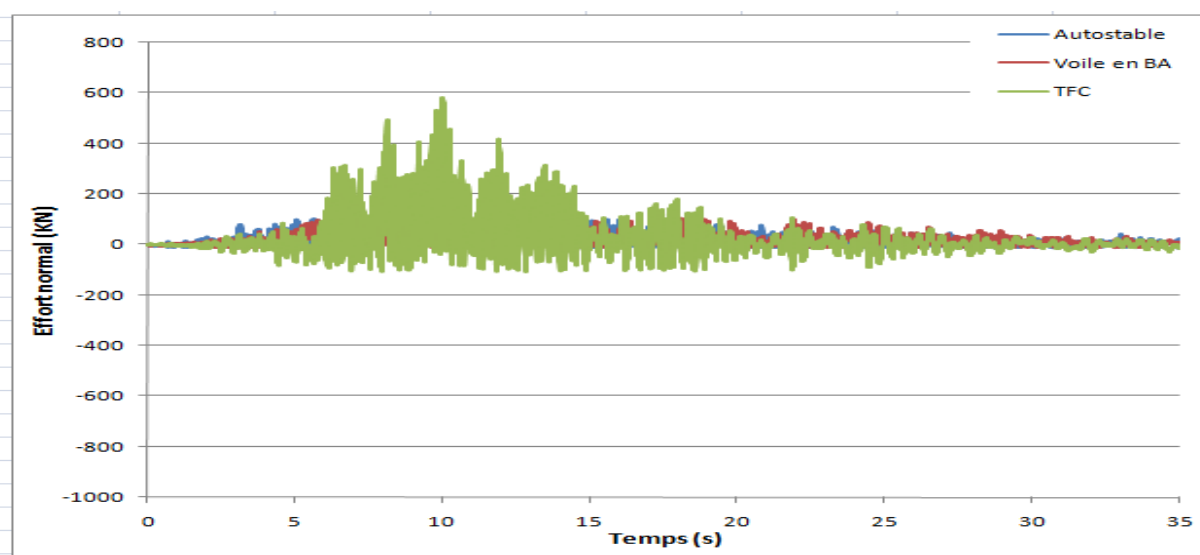


Figure IV.12 : Réponse temporelle en effort normal des trois modèles selon Ey

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
N (KN) selon Ey	829	930,3	741	930,3
Différence (%)	10,88%		25,54%	

Tableau IV.13. : Comparaison des valeurs de l'effort normal selon Ey entre les différents types de contreventements.

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que l'effort normal selon Ey dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 10,88% et 25,54% respectivement aux voiles et sans contreventement.

IV.8.2 Variation de l'effort tranchant en fonction du temps :

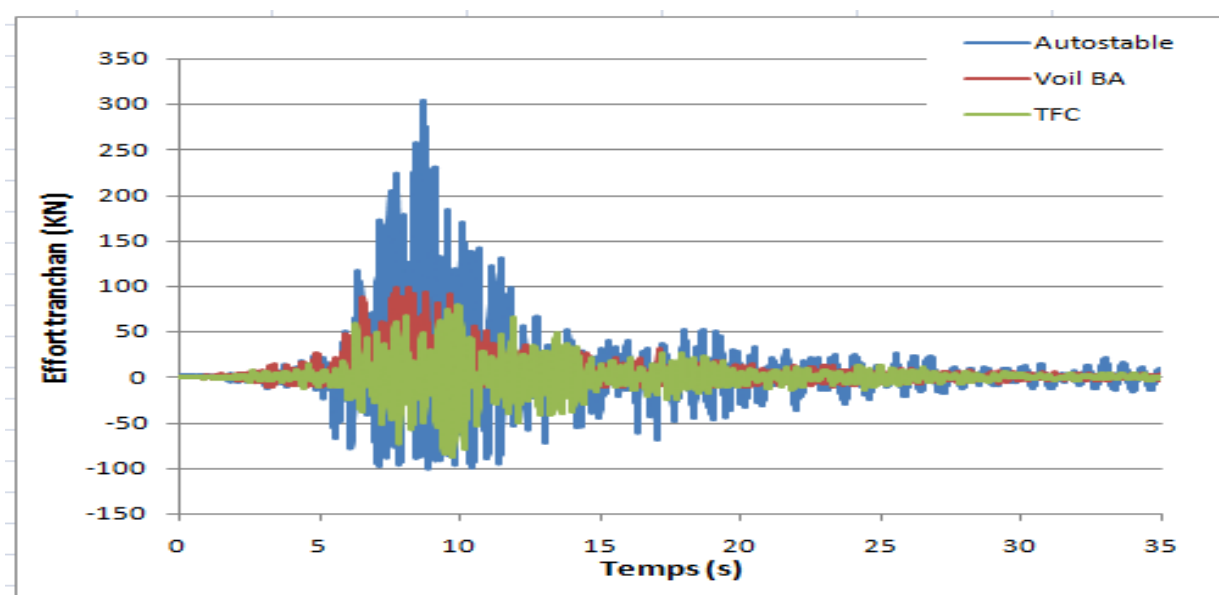


Figure IV.13 : Réponse temporelle en effort tranchant des trois modèles selon Ey

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
T (KN) selon Ey	142,3	144,8	302,9	144,8
Différence (%)	1,72%		52,19%	

Tableau IV.14 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant selon Ey entre les différents Contreventements.

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci-dessus nous constatons que l'effort tranchant selon Ey dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 1,72% et 52,19% avec un éloignement de ces valeurs de pourcentage respectivement aux voiles et sans contreventement.

IV.8.3 Variation du moment fléchissant en fonction du temps :

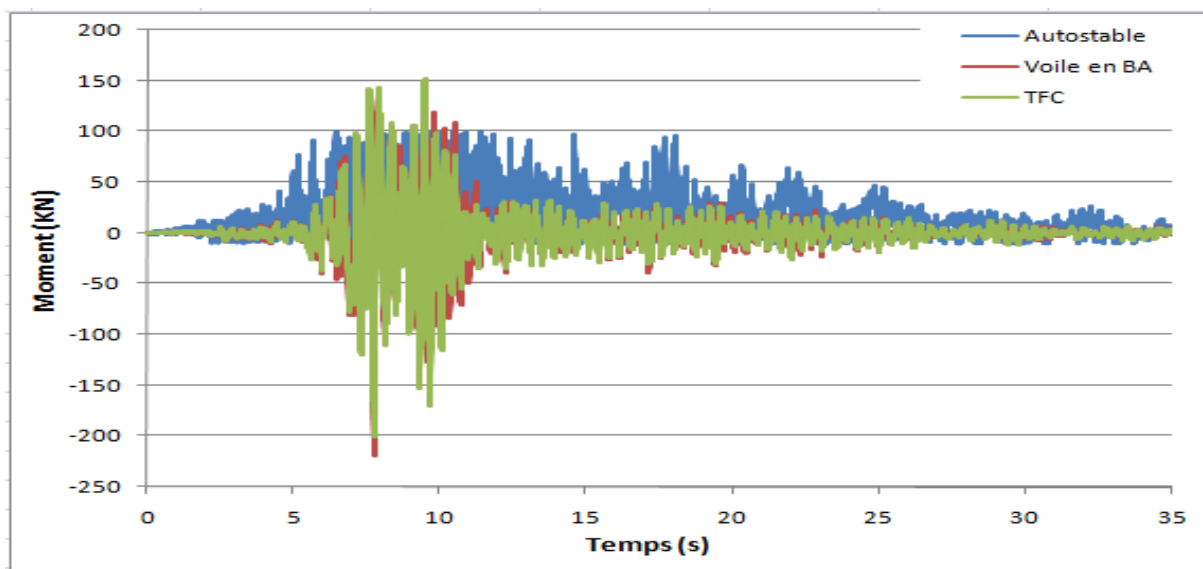


Figure IV.14 : Réponse temporelle en moment fléchissant des trois modèles selon Ey

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
M (KN.M) selon Ey	218,6	152,8	273,9	152,8
Différence (%)	30,10%		44,21%	

Tableau IV.15 : Comparaison des valeurs des moments fléchissant selon Ey entre les différents types de Contreventements.

➤ Commentaire :

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que le moment fléchissant selon Ex dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 30,10% et 44,21% avec une légère augmentation de la valeur de pourcentage respectivement aux sans contreventement.

IV.9. Variation du déplacement en fonction du temps :

Les résultats obtenus après calculs aux SAP2000 V.2 pour la réponse des différents modèles en déplacements en fonction du temps sont montrés dans la figure ci-dessous :

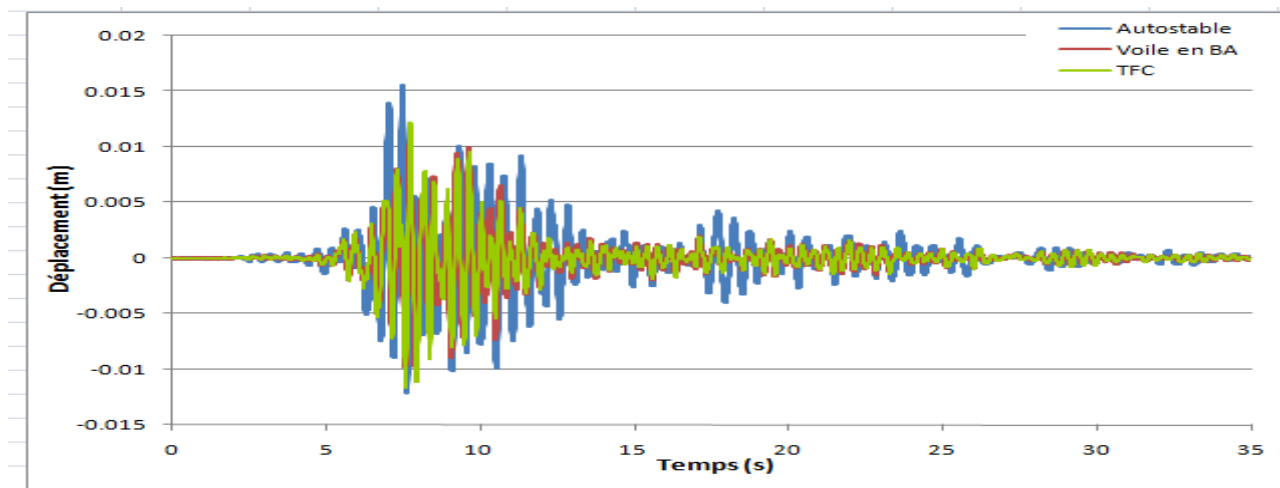


Figure IV.15 : Réponse temporelle en déplacement maximal des trois modèles

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
U _{max} (cm) selon Ex et Ey	1,14	1,21	1,55	1,21
Différence (%)	5,78%		21,93%	

Tableau IV.16 : Comparaison des valeurs des U_{max} selon Ex et Ey entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire :

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que la réduction des déplacements U_{max} dans le contreventement avec le TFC peuvent atteindre presque 21,93% et 5,78% respectivement aux voiles et sans contreventement.

Les valeurs ont montrées un décroissement de la valeur maximum en déplacement des deux modèles contreventé en béton armé et contreventé par matériaux composite TFC qui représentes des valeurs de cité dans le tableaux IV qui est du au rapport de rigidité des éléments composite.

IV.10. Variation de l'accélération en fonction du temps :

Les résultats obtenus après calculs aux SAP2000 V.2 pour la réponse des différents modèles en accélérations en fonction du temps sont montrés dans les figures ci-dessous :

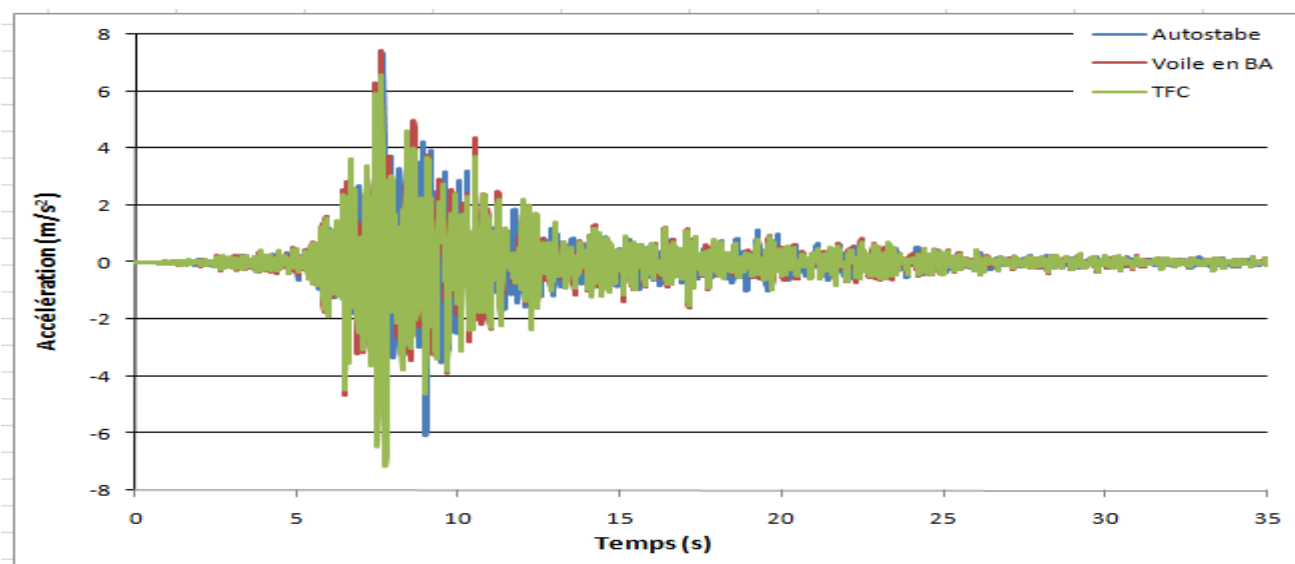


Figure IV.16.: Réponse temporelle maximal de l'accélération des trois modèles

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
A max (m/s²) selon Ex et EY	7,41	7,15	7,32	7,15
Différence (%)	3,5%		2,32%	

Tableau IV.17 : Comparaison des valeurs de l'accélération max selon Ex et Ey entre les différents types de contreventements.

➤ Commentaire :

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau cité ci dessus pour les deux cas les modèles contreventé par voile en béton armé et le matériau composite TFC nous constatons que des valeurs sont légèrement approcher accompagné par une décroissance des valeurs de pourcentage de TFC qui est de l'ordre de 2,32% et 3,5% respectivement aux voiles et sans contreventement. et cela est du a l'**excès** de la **rigidité** apporté par le matériaux composite TFC.

On peut dire que l'avantage considérer par le TFC est plus important ou l'épaisseur est 10 fois moins que l'épaisseur du béton.

IV.11. Variation de la vitesse (vitesse) en fonction du temps :

Les résultats obtenus après calculs aux SAP2000 V.2 pour la réponse des différents modèles en vitesse en fonction du temps sont montrés dans les figures ci-dessus :

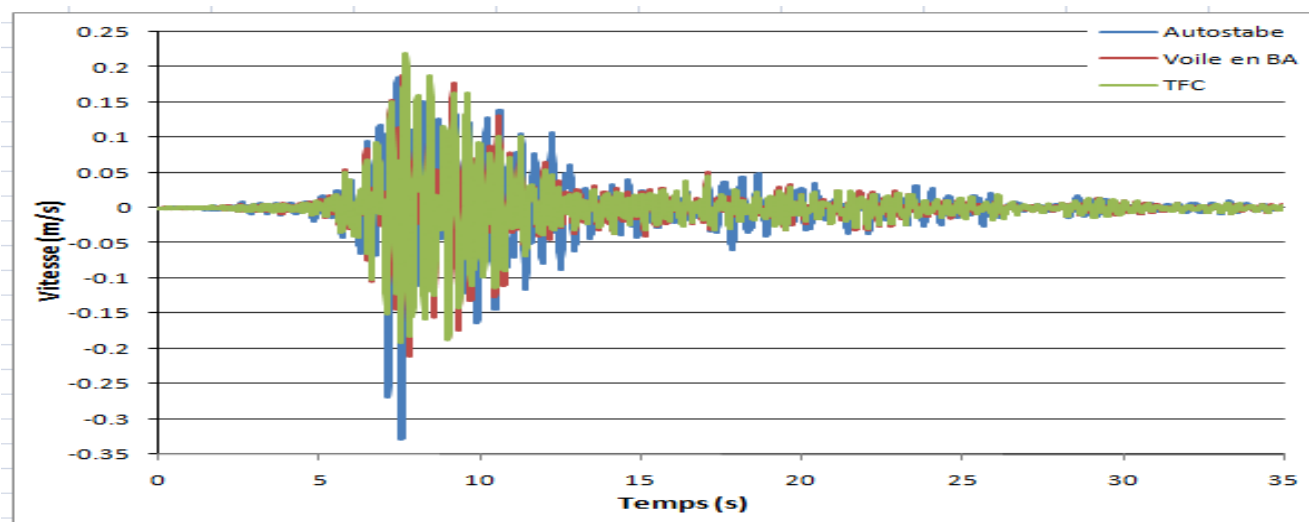


Figure IV.17.: Réponse temporelle maximal en vitesse des trois modèles

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Vmax (m/s) selon Ex et Ey	0,21	0,22	0,32	0,22
Différence (%)	4,54%		31,25%	

Tableau IV.18 : Comparaison des valeurs de la vitesse max (V_{max}) selon Ex et Ey entre les différents types de Contreventements.

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que les valeurs Vmax dans l'auto stable avec le TFC qui a atteint sont en réduction presque d'une valeur de pourcentage de 31,25% et 4,54% respectivement aux voiles en B.A.

D'autre part, les résultats obtenus pour les deux cas les modèles contreventé par voile en béton armé et le matériau composite TFC des valeurs de pourcentage sont éloignées avec légère augmentation pour le modèle auto stable.

IV.12. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

Les résultats obtenus après calculs aux SAP2000 V.2 pour la réponse des différents modèles en vitesse en fonction du temps sont montrés dans les figures ci-dessous :

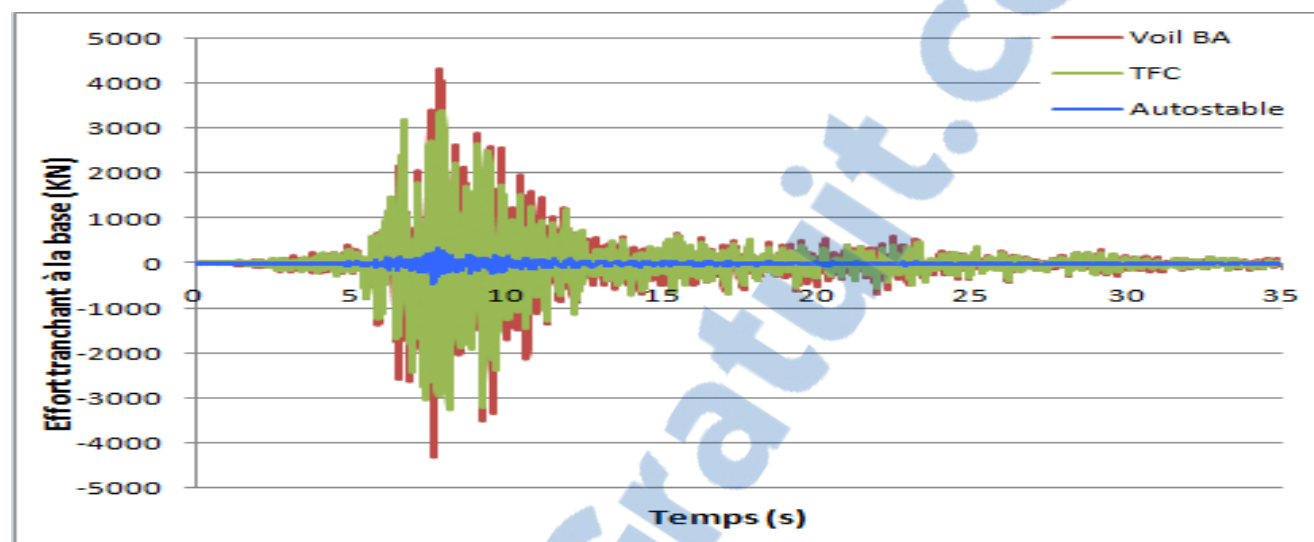


Figure IV.18. : Réponse temporelle en effort tranchant maximal à la base des trois modèles

	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Vmax a la base (KN) selon Ex et Ey	4327	3400	456,8	3400
Différence (%)	21,42%		86,56%	

Tableau IV.19 : Comparaison des valeurs de l'effort tranchant max a la base selon Ex et Ey entre les différents types de Contreventements.

➤ Commentaire :

D'après l'analyse faite sur le graphique montre une bonne adhérence du TFC par rapport au voile en Béton armé et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous permet de dire que les valeurs Vmax dans l'auto stable avec le TFC a atteint une valeur importante qui est de l'ordre de 86,56% presque environ le triple de la valeur de pourcentage respectivement aux voiles en BA-TFC qui est représenté par une valeur de 21,42%.

Le matériau composite par rapport au voile en béton armé entraîne une réduction de l'effort tranchant a la base qui est du a la légèreté que porte le TFC.

IV.13. Variation des sollicitations en fonction du temps :

IV.13.1 Variation de l'effort normal en fonction du temps :

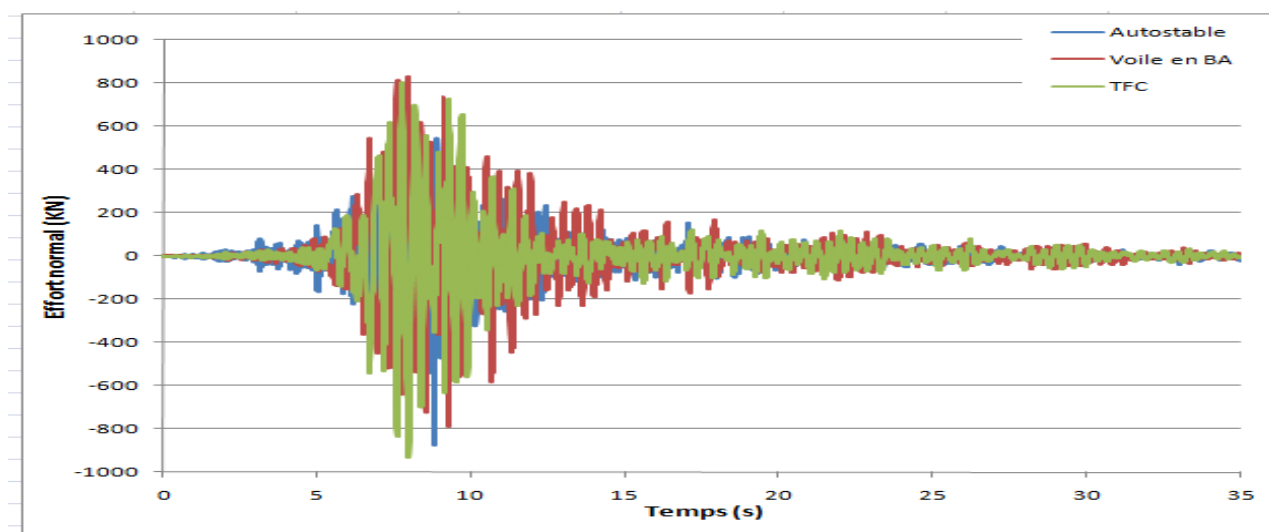


Figure IV.19 : Réponse temporelle maximal en effort normal des trois modèles

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Nmax (KN) selon Ex et Ey	829	930	872,35	930
Différence (%)	10,86%		6,19%	

Tableau IV.20 : Comparaison des valeurs des N_{max} selon Ex et Ey entre les différents types de Contreventements.

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que les valeurs N_{max} dans l'auto stable avec le TFC sont en réduction presque d'une valeur de pourcentage de 6,19% et 10,86 % respectivement aux voiles en B.A.

D'autre part, les résultats obtenus pour les deux cas les modèles contreventé par voile en béton armé et le matériau composite TFC des valeurs de pourcentage sont rapprocher avec légère augmentation pour le modèle contreventement en B.A.

IV.13.2 Variation de l'effort tranchant en fonction du temps :

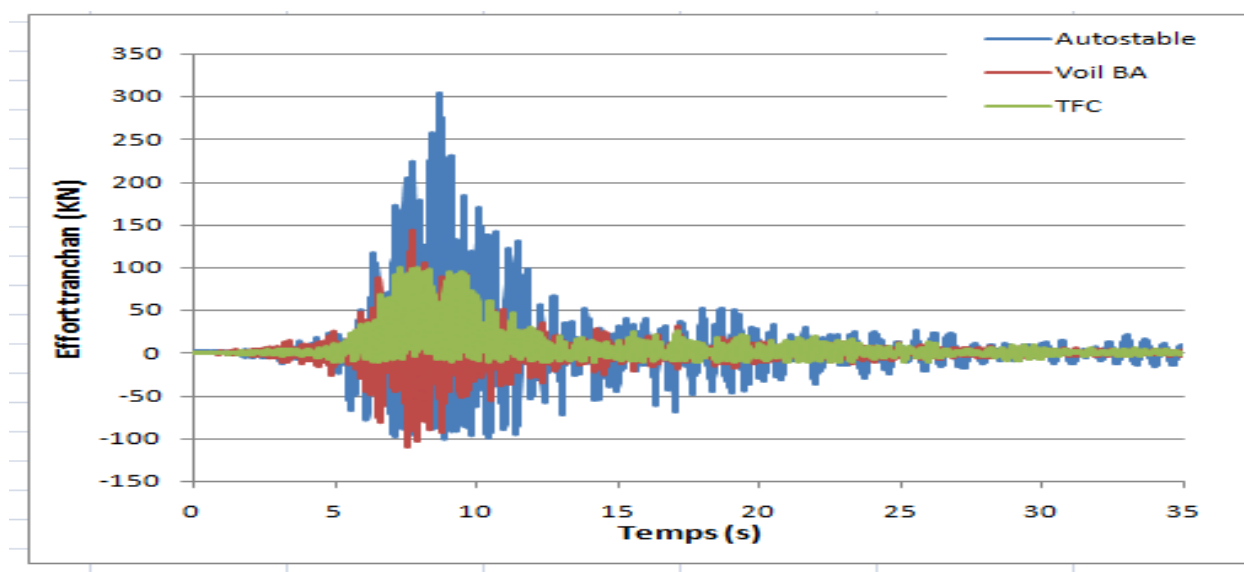


Figure IV.20. : Réponse temporelle maximal en effort tranchant des trois modèles

	Voile en BA-TFC		Auto stable-TFC	
Contreventement	Voile en B.A	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Tmax (KN) selon Ex et Ey	142,25	144,8	302,92	144,8
Différence (%)	1,76%		52,19%	

Tableau IV.21 : Comparaison des valeurs des T_{max} selon Ex et Ey entre les différents types de contreventements.

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que les valeurs V_{max} dans l'auto stable avec le TFC sont importante qui est de l'ordre de 52,19% et 1,76 % respectivement aux voiles en B.A.

D'autre part, les résultats obtenus pour les deux cas les modèles contreventé par voile en béton armé et le matériau composite TFC des valeurs de pourcentage négligeable et n'influe pas sur le comportement globale de la structure.



IV.13.3. Variation du moment fléchissant en fonction du temps :

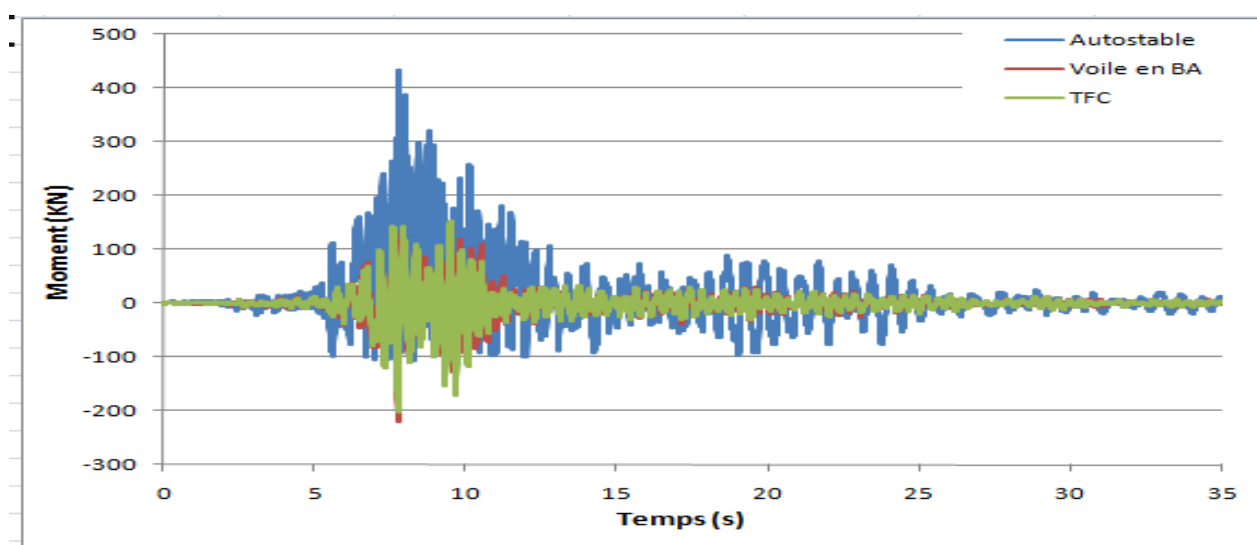


Figure IV.21. : Réponse temporelle maximal en moment fléchissant des trois modèles

Contreventement	Voile en B.A.-TFC		Auto stable-TFC	
	Voile en B.A.	TFC	Sans contreventement (Auto stable)	TFC
Mmax (KN.M) selon Ex et Ey	219,32	200,3	432,30	200,3
Différence (%)	9,49%		53,66%	

Tableau IV.22 : Comparaison des valeurs des moments fléchissant (M_{max}) selon Ex et Ey entre les différents types de Contreventements.

➤ **Commentaire:**

D'après l'analyse faite sur le graphique et les résultats mentionnés dans le tableau mentionné ci dessus nous constatons que les valeurs M_{max} dans l'auto stable avec le TFC sont en réduction presque d'une valeur de pourcentage de 53,66% et 9,49 % respectivement aux voiles en B.A.

D'autre part, les résultats obtenus pour les deux cas les modèles contreventé par voile en béton armé et le matériau composite TFC des valeurs de pourcentage sont rapprocher avec légère augmentation pour le modèle contreventement en B.A.

IV.14. Etude paramétrique:

VI.14.1. Déplacement :

Tableau IV.23 : Variation de valeur épaisseur /déplacement

Epaisseur (cm)	Déplacement (cm)
1	1,46
2	1,22
3	1,056
4	1,00
5	0,91
6	0,8

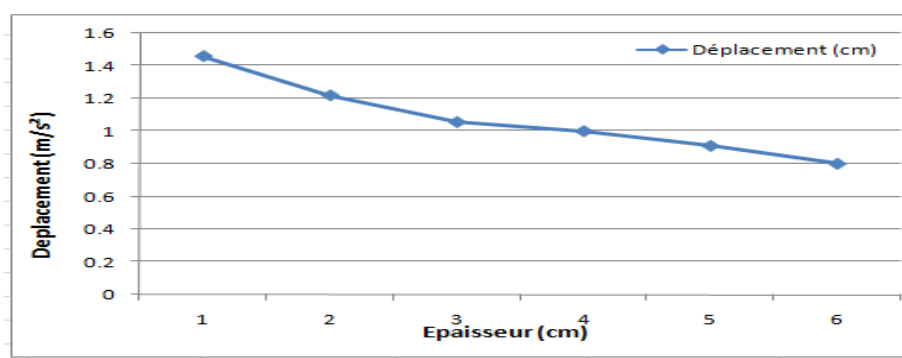


Figure IV.22. Etude paramétrique par rapport aux déplacements

➤ **Commentaire :**

Une étude paramétrique par rapport aux déplacements en fonctions des épaisseurs a été faite (Figure IV.22). Les résultats montrent que la relation déplacement max – épaisseur est inversement proportionnelle c'est-à-dire quand augmentant les épaisseurs le déplacement diminue.

IV.14.2. Accélération :

Tableau IV.24 : Variation de valeur épaisseur /accélération

Epaisseur (cm)	Accélération (m/s²)
1	7,03
2	7,15
3	8,67
4	8,22
5	7,10
6	7,76

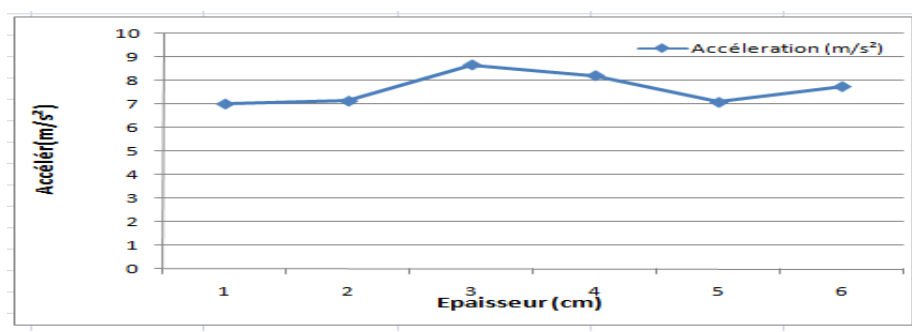


Figure IV.23. Etude paramétrique par rapport à l'accélération

➤ **Commentaire :**

Une étude paramétrique par rapport à l'accélération en fonction des épaisseurs a été faite (Figure IV.23). Les résultats montrent que la relation accélération max – épaisseur inversement proportionnelle c'est-à-dire quand augmentant les épaisseurs l'accélération se décroît à la valeur 3

IV.14.3. Vitesse :

Tableau IV.25 : Variation de valeur épaisseur /vitesse

Épaisseur (cm)	Vitesse (m/s)
1	0,30
2	0,22
3	0,21
4	0,23
5	0,24
6	0,24

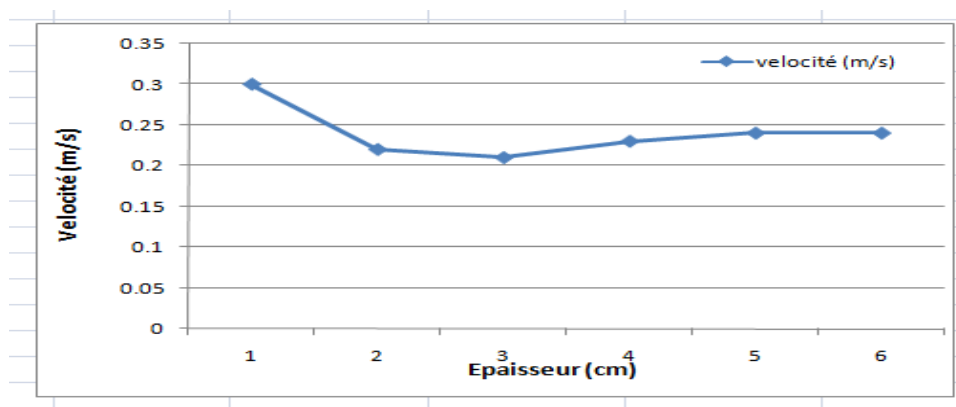


Figure IV.24. Etude paramétrique par rapport à la vitesse.

➤ **Commentaire :**

Une étude paramétrique par rapport à la vitesse en fonctions des épaisseurs a été faite (Figure IV.24). Les résultats montrent que la relation vitesse max – épaisseur est inversement proportionnelle c'est-à-dire quand augmentant les épaisseurs la vitesse diminue et se stabilise en état stationnaire au niveau des valeurs 4,5 et 6.

IV.14.4. Effort normal :

Tableau. IV.26 : Variation de valeur épaisseur /effort normal

Epaisseur (cm)	Effort normal (KN)
1	926,3
2	930
3	693,6
4	862,70
5	956
6	964

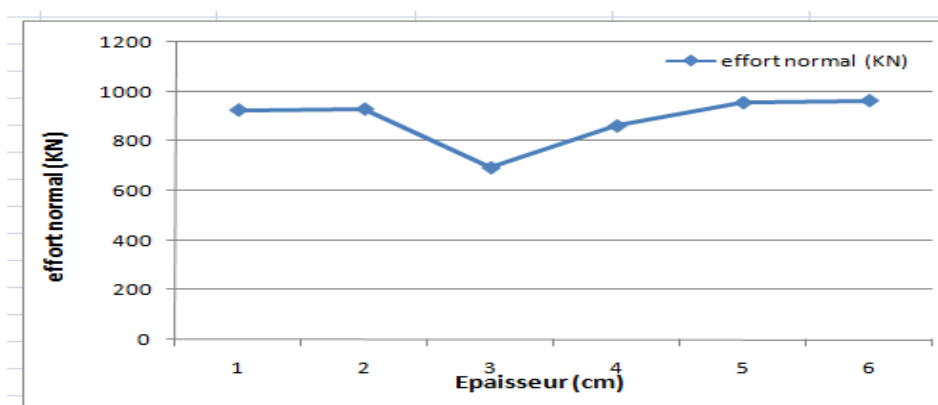


Figure IV.25. Etude paramétrique par rapport à l'effort normal

IV.14.5. Effort tranchant :

Tableau IV.27 : Variation de valeur épaisseur /effort tranchant

Epaisseur (cm)	Effort tranchant (cm)
1	158,4
2	200
3	211
4	234
5	198
6	200

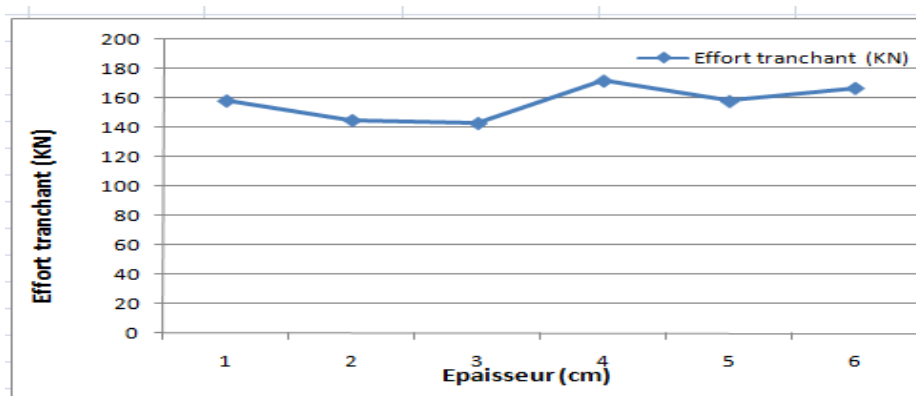


Figure IV.26. Etude paramétrique par rapport à l'effort tranchant

➤ **Commentaire :**

Une étude paramétrique par rapport à l'effort tranchant en fonctions des épaisseurs a été mentionnée sur le (graphe IV.26.) Les résultats montrent que la relation effort tranchant max – épaisseur est inversement proportionnelle c'est-à-dire quand augmentant les épaisseurs l'effort tranchant diminue. Jusqu'à la valeur 2 puis une ascendance jusqu'à la valeur 4 suivi d'une décroissance jusqu'à la valeur 6.

IV.14.6. Moment fléchissant :

Tableau IV.28 : Variation de valeur épaisseur /moment fléchissant

Epaisseur (cm)	Moment fléchissant (KN.M)
1	1,46
2	1,22
3	1,056
4	1,00
5	0,91
6	0,8

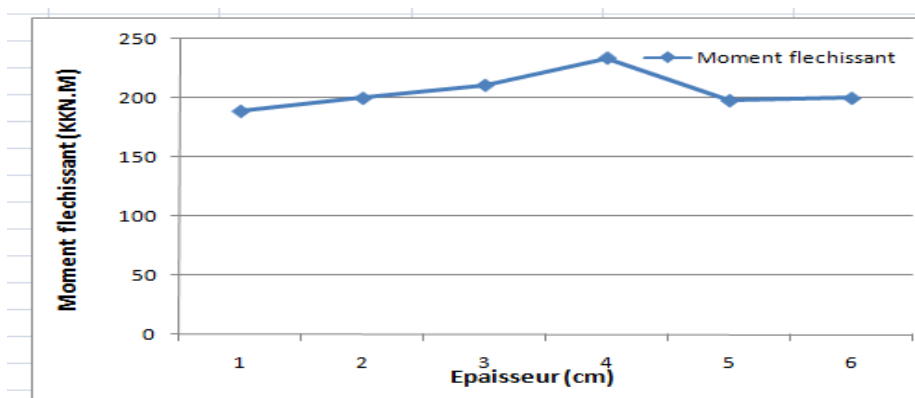


Figure IV.27. Etude paramétrique par rapport au moment fléchissant

➤ **Commentaire :**

Une étude paramétrique par rapport aux moments fléchissant en fonctions des épaisseurs a été mentionnée sur le (graphe IV.27.) Les résultats montrent que la relation moment fléchissant max – épaisseur est inversement proportionnelle c'est-à-dire quand augmentant les épaisseurs le moment fléchissant croît jusqu'à la valeur 4 puis une décroissance vers la valeur 5 puis prend la forme linéaire jusqu'à la valeur 6.

IV.15.Conclusion:

Dans ce chapitre on a étudié l'effet du contreventement par les murs en matériaux composite TFC sur la réponse sismique du bâtiment, par la suite, on a fait une analyse pour trouver les variations des réponses temporelles mentionnées, on comparant ses derniers avec celle des structure contreventé et non contreventé (auto stable) suivi d'une étude paramétrique

Pour la structure (R+3 + 02 sous-sols) composé de 03 blocs A, B, C :

Le résultats obtenus du déplacement maximum a montré un décroissement qui varie de 5,78 % et 21,93%, l'accélération de 3,5% ,la vitesse maximal décroît d'une valeur qui varie de 4,54 jusqu'à 31,25%, l'effort tranchant a la base a augmenté d'un pourcentage de 21,42%, pour le système de contreventement en béton armé a 86,56% pour le système de contreventement du matériaux composite TFC au moment même les sollicitations a connus un accroissement pour l'effort normal qui est de l'ordre de 6,19 %, jusqu'à 9,49%, de même pour l' effort tranchant a augmenter pour une valeur de 1,76% jusqu'à 52,19% et enfin un pourcentage du moment s'est varié entre 9,49% a 53,66% .

Finalement, ce travail a donné de bon résultat pour une plaque de 02 cm en tissus de fibre de carbone (TFC) a donner des résultats similaire de la résistance que rapporte un voile de 20cm en béton armé.

Conclusion générale

Afin d'assurer la sécurité des usagers et de prolonger la durée de vie des bâtiments en béton armé, ces derniers peuvent nécessiter un renforcement au cours de leur durée de service. L'utilisation de renforcement par collage externe, en surface par des matériaux composites renforcés de fibres de carbone a donné de meilleur résultat pour son efficacité et sa facilité de mise œuvre.

Toutefois, l'objectif de ce travail de recherche est d'examiner la possibilité d'utiliser des fibres de carbone pour le renforcement externe de structures non contreventé (ancien ou récent nécessitant une réhabilitation).

L'étude des paramètres (déplacement, accélération, vitesse, effort tranchant à la base et les différentes sollicitation N, T, M) a permis d'étudier l'influence sur le comportement des structures contreventé et non contreventé par les matériaux composite sur la réponse sismique du bâtiment en utilisant le moyen des courbes de la variations des réponses temporelles qui nous a montré l'importance d'utiliser cette technique dans la réhabilitation des structures anciennes mais aussi nouvelles.

Dans le but évident d'évaluer la performance sismique, on s'est basé sur trois modèles de structure :

- Structure auto stable.
- Structure contreventée par des voiles en béton armé
- Structure contreventée par des murs en matériaux composites (TFC).

L'étude comparative entre les structures avec et sans contreventement en voiles en béton armé et les murs en matériaux composites (TFC) a aboutie à conclure que ces derniers offrent sensiblement une résistance meilleure que les voiles en béton armé en plus de la diminution considérée en poids de la structure.

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence l'excellent comportement linéaire de ces structures renforcées.

Au terme de ce travail nous recommandons vivement pour les promotions à venir de traiter le problème qui entre dans le cadre des entretiens du patrimoine national (bâtiment et équipement public) qui va gagner beaucoup en facteur temps, coût et délais d'exécution.

Références Bibliographiques

- [1] **Hémond G.** Utilisation des polymères liquides dans le génie civil. Techniques de l'ingénieur, Réf: C5435, Publié: 10 mai 1994.
- [2] **Hamelin P.** Polymères renforcés de fibres (FRP) – Identification et champs d'application. Techniques de l'Ingénieur, Réf: C950, Publié: 10 août 2010.
- [3] **A.hallonet**, "développement et caractérisation d'un matériau composite à base de fibre de lin. -application au renforcement de structure en béton par collage externe ", l'université claudes bernard lyon 1, thèse de doctorat, (2016), université de lyon, France, vol... pp. 1-23
- [4] **Luyckz J.** Composites à fibres de carbone dans le Génie civil. Techniques de l'Ingénieur – Traité Plastiques et Composites. Réf : AM 5 620, Publié : 1999.
- [5] **Cudeville a.** recyclé le béton. pour la science, n°408 -octobre 2011, pp. 17-18
- [6] **Sieffert y.** le béton armé selon l'eurocode 2 – cours et exercices corrigés.dunod, 2010, 2013,2014. (2° édition). isbn 978-2-10-071285-4.
- [7] **Blach b.** merlet j.d. comment réparer le béton armé. fre, cahiers techniques du bâtiment, fra. 1993, n°143.
- [8] **L.mahboub, s.moulessehou**" etude des systèmes de contreventements des structures en béton arme par matériaux composites ", département de g.c, mémoire de master, (2013), université a.belkaid, tlemcen ,113 p
- [9] **C-a. desprez**, "analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes : renforcement par collage de tissus de fibres de carbone (tfc) ", thèse de doctorat, (2010), université de grenoble, 161p
- [10] **Setunge.** review of strengthening techniques using externally bonded fiber reinforced polymer composites, report 2002-005-c-01. commanded by crc construction innovation (2002).
- [11] **Externally** bonded frp reinforcement for rc structures. bulletin no. 14.technical report 2001. Fédération internationale du béton (fib)- (2001), lausanne, suisse. isbn: 978-2-88394-054-3.
- [12] **Bisby I.a.**, an introduction to frp strengthening of concrete structures. isis educational module 4. prepared by isis canada, february 2004.
- [13] **Hollaway I.c.** a review of the present and future utilisation of frp composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. construction and building materials, 2010, vol. 24, pp. 2419–2445.
- [14] **Ngo M-D.** Expérimental study on the Shear behavior of RC beams reinforced by natural composite materials (linen fibers). In: Proceeding 7ème conférence internationale sur les composites avancées dans construction, 9-11 Septembre 2015, St. John's College, University of Cambridge, UK.

- [15] **Backelandt A.**, Etude des mécanismes d'adhésion à l'interface résine/ciment en vue de la réparation des ouvrages de Génie Civil. Thèse de doctorat en Génie des matériaux, soutenue en Mai 2005 à l'INSA de Lyon.
- [16] **Bardonnet P.** Résines époxydes (EP) - Composants et propriétés. Techniques de l'Ingénieur, Réf : A3465, Publié : 10 août 1992.
- [17] **Daviaud R.**, Fillâtre C. Introduction aux matériaux composites; 1 Matrices organiques. Institut des matériaux composites, Edition CNRS (1985). ISBN 2-222-03628-3.
- [18] **R. benzaid** " contribution à l'étude des matériaux composite dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton", université mentouri, thèse de doctorat, (2010), 288 p.
- [19] **F. chouana**, "renforcement des poutres en béton armé par prf en nsm "la faculté des sciences de la technologie -département de génie civil-, thèse de magister, (2015), université mentouri, constantine ,113p..
- [20] **Ras.a 1, moulessehouls 2.** (2016). 'évaluation des performances parasismiques des structures renforcées par matériaux composites'. séminaire international: matériaux locaux et la construction durable. université d'adrar -04 et 05 décembre.
- [21] **H. belhannachi** " réhabilitation et renforcement des poteaux en béton armé", thèse de magister, (2009), université mentouri ,constantine ,115 p
- [22] **M. boukhezar** " réhabilitation et renforcement des poutres au moyen des matériaux composites " thèse de magister, (2009), université mentouri, constantine ,123 p
- [23] **A. merdas**, " utilisation du tfc dans la réparation et le renforcement des poutres en ba" thèse de magister, (2005), université mentouri, constantine ,135 p
- [24] **R. benbaouche**, a. benyahia «étude de l'effet de l'interaction voile-poteaux dans le renforcement des structures en béton armé ", département de g.c, mémoire de master, (2013), université a. belkaid, tlemcen.
- [25] **J. Duplan** «étude de la distribution du renforcement des structures en maçonnerie par fibres de carbone, en utilisant l'optimisation topologique", mémoire de PFE, (2009/2010), insa, strasbourg, 60p.
- [26] **H. Kada**, "l'utilisation des matériaux composites dans la réhabilitation des structures," département de génie civil, u.s.t.o.m.b, p. 15, 2008.
- [27] Centre national de recherche appliquée en génie parasismique Algérie, "règles parasismiques algérienne RPA 99v2003".