

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
N°



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Présenté par:

GHALEB Maher Wagdi & ALMWALD Ahmed Mohamed

Thème

EVALUATION DE PERFORMANCE PARASISMIQUES
D'UNE STRUCTURE PORTIQUE EN BA RENFORCE PAR
CHEMISAGE EN BETON ARME

Soutenu devant le jury composé de :

Dr:Menasri Youcef	Université de M'sila	Président
	Université de M'sila	Encadreur
	Université de M'sila	Examineur
	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2019 /2020

Remerciements

Nous tenons, d'abord à remercier en premier lieu et avant tout, notre DIEU et tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.

*Nous tenons à exprimer notre gratitude et nos remerciements à notre directeur de thèse, le **Dr MENASRY Youssef** Nous le remercions pour nos conseils, conseils et assistance.*

*Nous souhaitons également exprimer notre gratitude aux personnes qui nous ont aidé à effectuer ce travail et ses conseils durant l'élaboration de ce travail ainsi qu'à tous les enseignants et personnel administratif du département de génie civil de université du **MOHAMED BOUDIAF - M'SILA***

*Nous remercions également notre famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études
Merci à toute personne m'ayant aidé de près ou de loin pour réaliser ce travail.*

Dédicaces

Je dédie ce travail :

*Tout d'abord à mes parents; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur **Arwa Ahmed**;*

*à mon père qui a tout donné, qui m'a encouragée d'avantage pour ma réussite dans ma vie **Wagdi Beshr**.*

Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs côtés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.

*À ma chère tante **Afrah Beshr**.*

*A mon frères: **Wissam et Beshr et AbdelWali**.*

*A mes très chers sœurs: **Saeeda et Hanan** .*

A toutes personnes qui ma aider dans ce travail.

A mes copines: A toute ma famille sans exception.

*A mon amie et mon binôme **ALMWALD Ahmed**.*

GHALEB Maher Abd Alwali Beshr

Dédicaces

*Je dédie cette humble fin de thèse à : Mes chers
parents qui m'ont soutenu moralement,
financièrement et avec tendresse que Dieu les
conservera pour moi tout au long de ma vie.*

Naglaa Ahmed et Mohamed Ismail

À mes frères : Ismail, Ibrahim, Jacob et Salomon

*À mes chères sœurs : Kawthar, Afaf, Manal,
Aisha, Wehbe, Afnan et Bayan*

Et toute ma famille.

À mes amis proches

A mon amie et mon binôme et mon frère

GHALEB Maher

*Tous les autres que je n'ai pas mentionnés dans la
dédicace.*

ALMWALD Ahmed Mohamed

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

RESUME(Français)

RESUME(Français)

RESUME (Arabe)

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES SEISMES

I.1. Introduction 2

I.1.1 Origine Tectonique 3

I.1.2 Origine volcanique..... 4

I.1.3 Origine artificielle..... 4

I.2 Théorie de la tectonique des plaques terrestres..... 4

• Distribution géographique des séismes..... 4

I.3 Caractéristiques d'un séisme 5

I.4 Différents types des failles 6

a) Failles normales..... 6

b) Failles inverses ou chevauchements 7

c) Failles décrochements ou transformâtes..... 7

I.5 Définition du risque sismique et de la vulnérabilité..... 8

I.6 Action sismique..... 9

I.7 Ondes sismiques..... 9

1. Ondes P (primaires)..... 9

2. Ondes S (secondaires)..... 10

3. Ondes de Love ou ondes L..... 10

4. Ondes de Rayleigh ou ondes R..... 10

I.8 Représentation spectrale du mouvement sismique 11

I.9 Caractérisation des accélérogrammes 11

I.10 Localisation d'un séisme 12

I.11 Mesure de l'importance d'un séisme..... 13

I.11.1 Magnitude 13

• Types de magnitude 14

I.11.2 Intensité (I)	14
• Intensité macrosismique EMS 98	15
I.12 Paramètres caractérisant le mouvement sismique	16
I.12.1 Accélération maximale	16
I.12.2 Déplacement maximal	17
I.12.3 Durée du tremblement	17
I.13 Spectre de réponse	17
• Spectre de Réponse élastique	18
I.14 Conclusion	19

CHAPITRE II : EFFETS DES SEISMES SUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ – PORTIQUE

II.1 Introduction	20
II.2 Différents type de structures en béton armé	20
II.2.1 Structure en portique auto stable (poteau + poutre)	20
a) Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide	20
b) Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide	20
II.2.2. Structure mixte (portique +voile)	21
II.2.3 Voiles en béton armé	21
II.3 Causes principales des dommages sismiques sur les bâtiments	21
a) Erreurs de conception	21
b) Erreurs de calcul	21
c) Qualité de réalisation	21
II.3.1 Causes techniques	23
1. Mauvaise conception architecturale	23
2. Mauvaise conception structurale	23
II.4 Classification des dégâts aux bâtiments	25
II.5 Exemples des dommages sur les bâtiments	27
II.6 Conclusion	28

CHAPITRE III :

TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES BATIMENTS EN BETON

ARME

III.1 Introduction	29
III.2 Nécessite D'un Renfort.....	30
III.3 Caractéristiques des produits de renforcement.....	31
a) Présenter une compatibilité avec le support béton à savoir	31
III.4 Définition du renforcement	31
III.5 Technique de renforcement des structures	32
III.5.1 Renforcement par mur en béton armé.....	33
III.5.2 Renforcement par des murs de remplissages.....	33
III.5.3 Renforcement par des murs en ailes.....	33
III.6 Projection du béton	33
III.6.1 Description des deux méthodes	35
III.6.1.1 Projection par voie sèche	35
III.6.1.2 Projection par voie mouillée.....	35
III.6.2 Avantages des deux méthodes	35
III.6.3 Inconvénients des deux méthodes	36
III.7 Chemisage des sections de béton.....	36
III.7.1 Introduction	36
III.7.2 Préparation des surfaces en béton	38
III.7.3 Précautions et limites d'utilisation.....	38
III.7.4 Mise en œuvre pratique.....	38
III.7.5 Préparation du support	39
III.7.6 Mise en œuvre du chemisage	40
III.7.7. Adhérence entre les deux bétons.....	41
III.7.8 Inconvénients de chemisage.....	41
III.8 Conclusion.....	46

CHAPITRE VI : MODÉLISATION NUMÉRIQUE

IV.1 Introduction	47
IV.2 Modélisation de bâtiment en béton armé en 3D	47
IV.2.1 Description de bâtiment étudié.....	47
IV.2.2 Caractéristiques des matériaux	48
IV.2.3 Définition des charges	49

IV.2.3.1 Charge gravitaire.....	50
IV.2.3.2 Charges latérales	50
IV.3 Etude de bâtiment avant le renforcement	51
• Eléments Structuraux.....	51
1. Ferrailage existant des poteaux	51
2. Ferrailage existant des poutres.....	52
3. Déformation du bâtiment cas avant renforcement	53
4. Résultats.....	53
IV.4 Etude de bâtiment après le renforcement	54
• Eléments Structuraux.....	54
1. Ferrailage existant des poteaux	54
2. Déformation du bâtiment cas après renforcement	55
IV.5 Comparer les résultats du moment avant et après renforcement	57
1. poteaux.....	57
2. poutres.....	57
IV.6 Comparaison des résultats des efforts tranchants avant et après renforcement	58
1. Poteaux	58
2. Poutres	58
IV.7 Conclusion.....	59
Conclusion général.....	60
Références bibliographie	62

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.....	5
Figure I.2 : Carte de distribution géographique des séismes.....	5
Figure I.3 : Épicentre et foyer d'un séisme, l'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre.....	6
Figure I.4 : Faille normale	7
Figure I.5 : Faille inverses	7
Figure I.6 : Faille décrochements	8
Figure I.7 : Représentation schématique des ondes P	9
Figure I.8 : Représentation schématique des ondes S	10
Figure I.9 : Représentation schématique des ondes L	10
Figure I.10 : Représentation schématique des ondes R	10
Figure I.11 : Sismomètres d'enregistrements dans les plans, horizontal et vertical.....	12
Figure I.12 : Exemple de sismogramme enregistré.....	12
Figure I.13 : Localisation de l'épicentre du séisme par la méthode des cercles	13
Figure I.14 : Enregistrement du mouvement sismique du sol.....	17
Figure I.15 : Forme générale du spectre élastique normalisé.....	18
Figure II.1 : Ossature en portiques (à des travées).....	20
Figure II.2 : Maçonnerie non chaînée	22

Figure II.3 : La formation des poteaux courts.....	22
Figure II.4 : Poteaux de géométrie élancée a subi une flexion globale.....	22
Figure II.5 : Disposition incorrecte des cadres.....	22
Figure II.6 : Eclatement des noud par manque de frettage.....	23
Figure II.7 : Effondrement par manque de ductilité.....	23
Figure II.8 : Cas de bâtiments en L.....	23
Figure II.9 : Changement brusque des rigidités en élévation.....	23
Figure II.10 : Kobé 1995 Fissure de cisaillement (type brèche) d'un voile de contreventement d'un bâtiment de 12 niveaux non effondré.....	27
Figure II.11 : Dommages localisés à l'extrémité d'un voile, malgré la pauvreté du confinement	27
Figure II.12 : ChiChi 1999 Fissure de cisaillement et rupture de l'enrobage au droit d'une reprise de bétonnage et d'une zone de recouvrement.....	28
Figure III.1 :Interaction Maçonnerie-portique	32
Figure III.2 : Formation de fissures en Xaprès séisme.....	32
Figure III.3 : Renforcement au moyen de béton projeté.....	34
Figure III.4 : Chemisage béton de poteaux de section circulaire et rectangulaire	37
Figure III.5 : Chemisage en béton armé des poteaux (ferraillage complet)	38
Figure III.6 : Exemple de renforcement d'un poteau par ajout de béton et d'armatures.....	39

Figure III.7 : Chemisage en béton armé d'un poteau + fondation renforcée (Coupe transversal)	39
Figure III.8 : Étapes de chemisage en béton armé.....	40
Figure III.9 : Organigramme du processus de chemisage en béton armé.....	41
Figure III.10 : Éclatement des nœuds, désolidarisation du poteau d'angle de la structure	42
Figure III.11 : Chemisage des 4 poteaux centraux.....	43
Figure III.12 : Coffrage à mi-hauteur et résultat après décoffrage.....	45
Figure IV.1 : Vue en générale de modèle	47
Figure IV.2 : Diagramme de déformation-contrainte BAEL a) pour le béton et b) pour l'acier	48
Figure IV.3 : Distribution des charges latérale	51
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage d'un poteau.....	51
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage des poutres.....	52
Figure IV.6 : Déformation du bâtiment avant renforcement.....	53
Figure IV.7 : Schéma de ferrailage d'un poteau.....	54
Figure IV.8 : Déformation du bâtiment après renforcement.....	55

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : quelques exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays	3
Tableau I.2 : séisme et dégâts.....	3
Tableau I.3 : Corrélation entre la magnitude, l'énergie libérée et équivalence en bombe d'Hiroshima.....	13
Tableau I.4 : Echelles d'intensité de Mercalli	16
Tableau I.5 : Conversion des intensités MSK en une accélération horizontale de pointe au sol	16
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques de bâtiment.....	47
Tableau IV.2 : Les données sismiques (R+3)	50
Tableau IV.3 : valeurs des charges gravitaire et latérale	50
Tableau IV.4 : Ferrailage des poteaux	51
Tableau IV.5 : Ferrailage des poutres	52
Tableau IV.6 : Résultats des efforts tranchant et moment (poteaux) avant renforcement.....	53
Tableau IV.7 : Résultats des efforts tranchant et moment (poutres) avant renforcement.....	54
Tableau IV.8 : Ferrailage des poteaux	54
Tableau IV.9 : Résultats des efforts tranchant et moment (poteaux) après renforcement	55
Tableau IV.10 : Résultats des efforts tranchant et moment (poutres) après renforcement....	56
Tableau IV.11 : Comparer des résultats du moment (poteaux)	57
Tableau IV.12 : Comparer des résultats des moments (poutres)	57
Tableau IV.13 : Comparer des résultats des efforts tranchants (Poteaux).....	58
Tableau IV.14 : Comparer des résultats des efforts tranchants (poutres).....	58

RÉSUMÉ

Après les séismes les constructions peuvent subir des dégâts qui importants, ce qui nécessite des renforcements ou des réparations. Le renforcement des structures en béton armé fait l'objet de plusieurs études ces deux dernières décennies.

La réduction de la vulnérabilité au séisme du bâti existant est un enjeu de société de première importance parmi les méthodes de réduction est le renforcement.

Le renforcement est la stratégie la plus traditionnelle et la plus fréquente lors de la réhabilitation parasismique d'un bâtiment, auquel il confère une meilleure résistance mécanique.

L'objectif de cette étude est une contribution sur la pathologie des bâtiments d'habitations en béton armé ainsi que quelques techniques de renforcement.

Mots clés : Séisme, poteaux en béton armé, renforcement parasismique, Chemise en béton armé, séisme, Structure,

ABSTRACT

After earthquakes, buildings may suffer significant damage, as a result they require reinforcements or repairs.

The consolidation of reinforced concrete structures has been the subject of several studies over the past two decades. Reducing the vulnerability of existing buildings and facilities to earthquakes is an issue of highest importance among the reduction and reinforcement methods

Reinforcement is the most traditional and most frequent strategy during the seismic rehabilitation of a building, which grants a better mechanical resistance.

The objective of this study is a contribution on the pathology of reinforced concrete residential buildings as well as some reinforcement techniques.

ملخص

ان المنشآت قد تتعرض الى اضرار مهمه بعد الزلزال , وهذا يتطلب عمليات تدعيم واصلاح. ان تدعيم (التقوية) المنشآت الخرسانيه المسلحة كان موضوع للعديد من الدراسات خلال العقدين الاخيرين. ان تخفيض او انقاص الهشاشة الزلزالية للمنشآت القائمة هو امر مهم ومن بين الطرق هو التدعيم.

التدعيم هو الاستراتيجيه التقليديه الاكثر استعمالا اثناء التاهيل لبناء ما والتي تعطيه مقاومة ميكانيكية. الهدف من هذه الدراسة هو مساهمة في دراسة اضرار (أمراض) من الخرسانة المسلحة وايضا عرض بعض تقنيات التدعيم البنائيات السكنية.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est un pays qui a beaucoup souffert des effets dévastateurs des séismes.

Lors du dernier tremblement de terre qui a secoué les régions d'Alger et de Boumerdès (21Mai 2003), le bilan dressé est très lourd : plus de 3000 morts, environ 10000 blessés, d'importants immeubles complètement détruits ou endommagés, plusieurs ouvrages d'art déplacés.

Après le séisme de Chlef en 1980, l'Algérie est passé de l'inconscience totale des Risques encourus à la mise en place d'actions d'information et de la prise en considération de l'aléa sismique dans la construction.

La réduction de la vulnérabilité au séisme du bâti existant est un enjeu de société de première importance. Le renforcement est la stratégie la plus traditionnelle et la plus fréquente lors de la réhabilitation parasismique d'un bâtiment, auquel il confère une meilleure résistance mécanique.

Notre travail est donc une modeste contribution à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en portiques en béton armé.

Objectifs du mémoire :

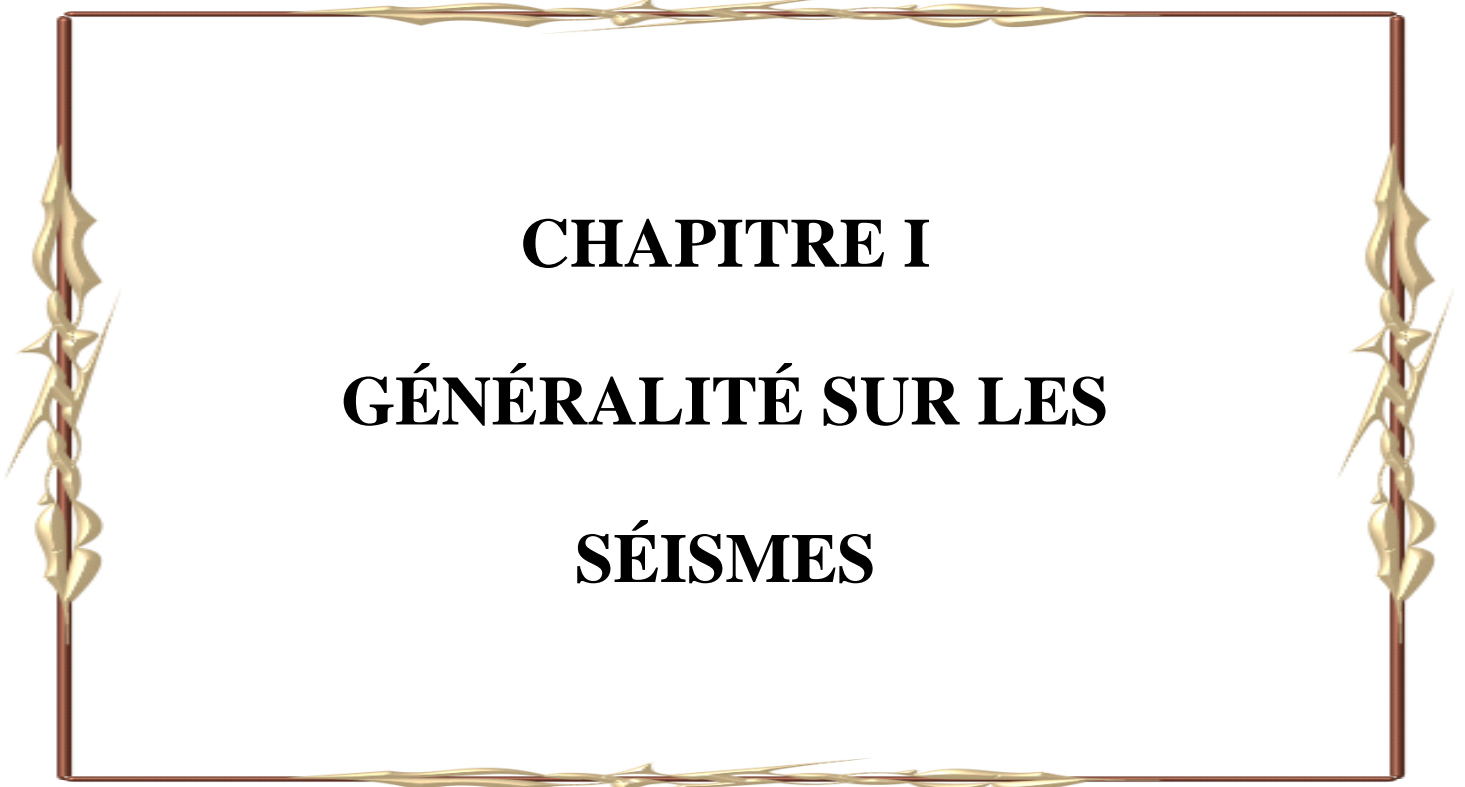
Le but de ce mémoire est d'étudier la pathologie des bâtiments d'habitations ainsi que quelques techniques de renforcement vis-à-vis du séisme

Présentation du mémoire :

Notre mémoire est divisé en six chapitres, Après l'introduction générale.

- **Le premier chapitre** donne une connaissance du phénomène sismique (généralités sur les séismes).
- Dans **le second chapitre** est consacré à des effets des séismes sur les structures en béton armé.
- **Le troisième chapitre** est consacré à techniques de renforcement des bâtiments en béton armé

En fin une conclusion générale, faisant la synthèse de ce travail.



CHAPITRE I
GÉNÉRALITÉ SUR LES
SÉISMES

I.1. Introduction

Les séismes sont les risques naturels majeurs les plus meurtriers dans le monde, généralement associés à des dégâts considérables. Ils correspondent à une rupture superficielle ou profonde des roches résistantes. Au moment de la rupture, l'énergie libérée va se dissiper d'une part sous forme de chaleur et d'autre part, sous forme d'ondes qui se propagent à l'intérieur de la terre, se traduisant en surface par des vibrations du sol. [1]

Il est malheureusement, certain, que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Faute de pouvoir, et pour long temps encore sans doute-prévoir ou empêcher les séismes, nous devons nous efforcer d'en limiter les dégâts.

Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique à savoir : la naissance du séisme, la formation et la propagation des ondes, la représentativité des accélérogrammes et des spectres associés, etc. L'aboutissement de toutes ces connaissances nous amèneront certainement à une construction parasismique. [2]

Le séisme ou tremblement de terre constitue un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe, c'est le risque naturel majeur le plus meurtrier qui cause le plus de dégâts. De 1994 à 2004, les séismes ont fait plus de 80 000 victimes dans le monde.

Voici dans le monde quelques séismes récents parmi les plus destructeurs :

- ✓ En 1985 à Mexico au Mexique, un séisme d'une magnitude de 8,1 sur l'échelle de Richter a fait plus de 10 000 victimes.
- ✓ En 1988 Spitak, ville de 30 000 habitants en Arménie a été détruite à 100 % par un séisme d'une magnitude de 6,9 sur l'échelle de Richter faisant plus de 100 000 victimes, 500 000 sinistrés et des pertes directes chiffrées à 14 milliards de dollars.
- ✓ En 1995, à Kobe, au Japon un séisme de magnitude 7,2 sur l'échelle de Richter a provoqué la mort de 6 308 personnes, la disparition d'un millier de personnes, a fait 12 000 blessés et 140 000 sans-abri et a détruit 12 000 bâtiments.
- ✓ En août 1999 à Izmit en Turquie, un séisme d'une magnitude de 7,4 sur l'échelle de Richter a fait plus de 20 000 morts.
- ✓ En septembre 1999 à Taiwan, un séisme d'une magnitude de 7,6 sur l'échelle de Richter cause le décès de plus de 2 400 personnes et fait 11 000 blessés.

En France 5 000 séismes ont été enregistrés depuis 10 siècles la rareté des séismes d'intensité supérieure à 7 soit environ 4 par siècle ne doit pas faire oublier qu'ils peuvent être très destructeurs s'ils sont localisés près des villes

Date	Pays	Magnitude	Victimes
27.02.2010	Chile	8.8	500
28.10.2008	Pakistan	6.4	400
12.09.2007	Pérou	8.0	500
23.02.2005	Iran	6.4	612
08.10.2005	Pakistan	7.6	100000
26.12.2003	Iran (Bam)	6.5	35000
03.03.2002	Afghanistan	7.4	100
17.08.1999	Turquie	7.6	30000

Tableau I.1 : quelques exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays

L'Algérie étant parmi les pays arabes les plus frappés par les séismes depuis 1716, elle a été sujette à plusieurs secousses plus ou moins violentes, le dernier celui qui a frappé la région de Boumerdés en 2003 d'une magnitude de 6.8 sur l'échelle Richter. Le tableau ci-après montre les dégâts causés par ces séismes durant plusieurs décennies:

Lieu	Année	Magnitude	Morts	Bâtisses détruites
Boumerdés	2003	6,8	2200	-
Ain Témouchent	1999	5,5	25	600
Mascara	1994	5,6	171	751
Tipaza	1989	6,1	35	4116
Chlef	1980	7,3	2633	20.000
Chlef	1954	6,7	1243	20.000

Tableau I.2 : séisme et dégâts

On distingue trois catégories de séismes en fonction de leur origine : Tectonique, volcanique et artificielle.

I.1.1 Origine Tectonique

Les séismes tectoniques sont les plus fréquents et les plus dangereux, ils posent des problèmes difficiles aux scientifiques chargés de découvrir les moyens pour les prévoir.

- **Séismes inter - plaques**

Dans la majorité des cas, les séismes se déclenchent en limite de plaques. C'est en effet au niveau de ces contacts que les contraintes occasionnées par la dérive des continents sont les plus

fortes. Dans le monde, les zones les plus actives sont situées en Asie (Japon, Chine, Indonésie, Himalaya), au Proche-Orient (Turquie, Afghanistan), en Afrique du Nord (Algérie, Maroc) et en Amérique (Chili, Mexique, États-Unis).

- **Séismes Intra - Plaque**

Même à l'intérieur des plaques tectoniques, des failles peuvent jouer et occasionner des séismes, généralement moins violents que les précédents, ils correspondent à des réajustements des pressions dans la croûte terrestre.

I.1.2 Origine volcanique

Les éruptions volcaniques, autre phénomène associé à la tectonique des plaques, occasionnent une multitude de séismes et de microséismes. Ces derniers peuvent permettre de prédire l'imminence d'une éruption. Dans le cas d'une activité explosive, la magnitude du séisme peut être significative.

I.1.3 Origine artificielle

Certaines activités humaines peuvent occasionner des séismes, généralement modérés. Il s'agit notamment de la mise en eau des barrages ou de l'exploitation des gisements souterrains (gaz, minerais, etc.) [3].

I.2 Théorie de la tectonique des plaques terrestres

Le cadre scientifique qui a réellement permis de comprendre les phénomènes sismiques naturels est la théorie de la tectonique des plaques, apparue au début des années 1960 [4]:

A l'échelle de la planète l'écorce rigide (lithosphère) est comme une coquille d'œuf à la surface d'une grande épaisseur de magma visqueux dans le manteau supérieur. Le noyau, au centre de la planète est extrêmement chaud (plus de 4000°C !), sous l'effet de cette chaleur le magma est agité de mouvements lents comme un fluide dans une casserole sur le feu, il provoque des poussées sous la croûte qui se déforme. On le voit parfois sortir des volcans.

La croûte est divisée en « plaques tectoniques », les continents et les fonds marins qui se déplacent très lentement les uns par rapport aux autres sous l'effet des mouvements du magma. Quelques centimètres par an qui sont accumulés pendant des années.

- **Distribution géographique des séismes**

Si l'on observe une carte de distribution géographique des séismes (voir figure 1.2), on remarque que cette distribution des séismes n'est pas hasardeuse mais elle suit une certaine logique. La majorité des séismes se produisent dans deux régions particulières du globe [4].

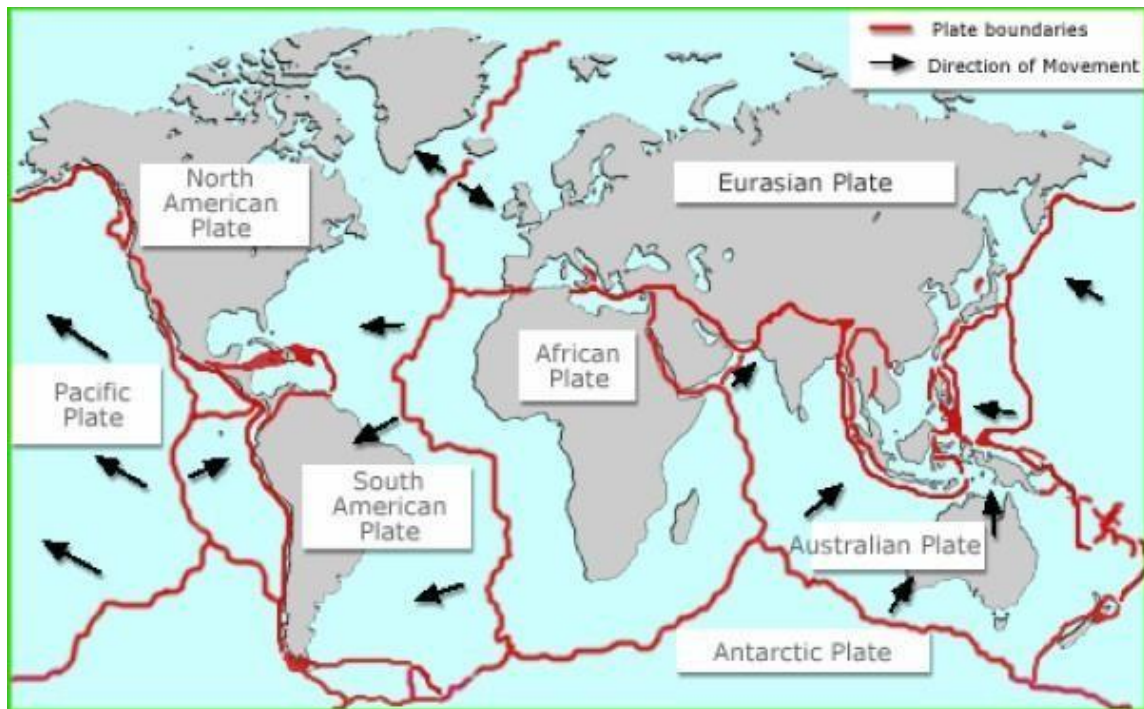


Figure I.1 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques

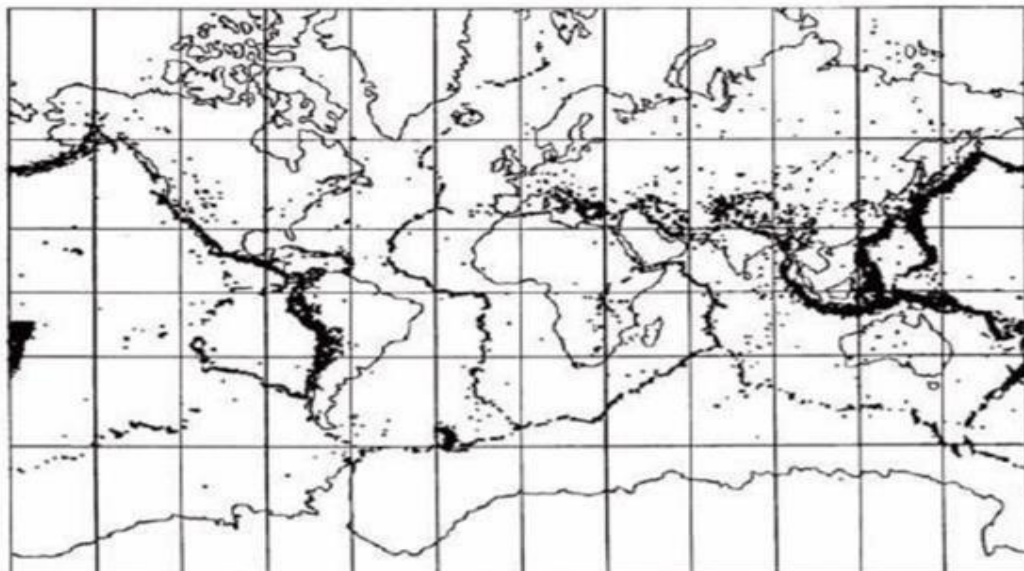


Figure I.2 Carte de distribution géographique des séismes [13]

I.3 Caractéristiques d'un séisme

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre, il est Caractérisé (voir figure 1.2) par :

- **Foyer (hypocentre)** Région de la faille où se produit la rupture et d'où partent les ondes sismiques.

On distingue trois classes de séismes selon la profondeur de leur foyer :

- les séismes superficiels : moins de 60 km de profondeur

- les séismes intermédiaires : entre 60 et 300 km de profondeur
- les séismes profonds : supérieur à 300 km de profondeur
- au delà de 700 km de profondeur, on considère qu'il n'y a plus de foyer sismique.
- **Épicentre** : Point de la surface terrestre, à la verticale du foyer, et où l'intensité du séisme est la plus importante.



Figure I.3 : Épicentre et foyer d'un séisme, l'importance des dommages diminue avec La distance à l'épicentre

I.4 Les différents types des failles

Les failles sont des fractures de l'écorce terrestre le long desquelles il y a eu un déplacement appréciable. S'il n'y a pas de déplacement on parle de diaclase.

Les failles peuvent avoir des dimensions très diverses, elles peuvent être petites comme celles qui se trouvent dans les talus des routes ou très grandes comme la Faille de Saint André en Californie, ayant un déplacement de centaines de kilomètres et formée en réalité par de nombreuses failles interconnectées entre elles.

Les mouvements soudains le long des failles occasionnent la plupart des grands tremblements de terre qui ont lieu sur la Terre. Actuellement il y a beaucoup de failles qui sont inactives. [5]

a) Failles normales :

Ce sont des failles ayant un déplacement vertical, elles ont lieu lorsque le bloc du plafond est déplacé vers le bas par rapport au bloc de mur. Les plans de faille ont d'habitude environ 60° de pendage bien qu'ils puissent être tout à fait verticaux ou plus horizontaux.

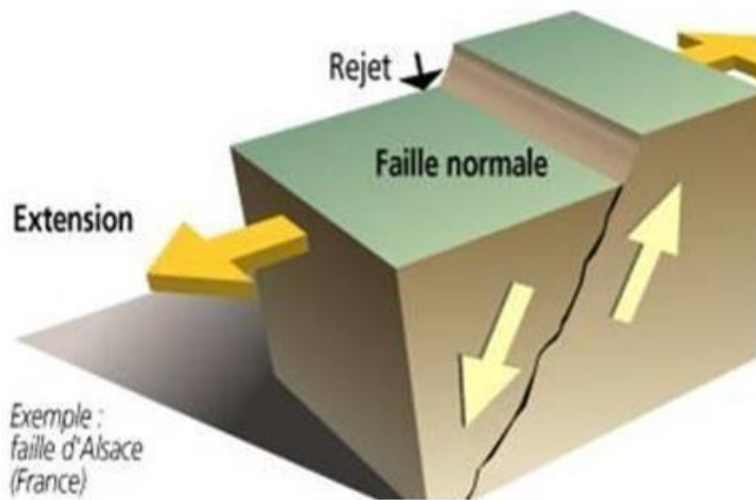


Figure I.4: faille normale

b) Failles inverses ou chevauchements :

Ce sont des failles ayant un déplacement vertical où le bloc du plafond est déplacé vers le haut par rapport au bloc de mur. Les failles inverses ont des pendages supérieurs à 45° et les chevauchements pendages inférieurs à 45° .

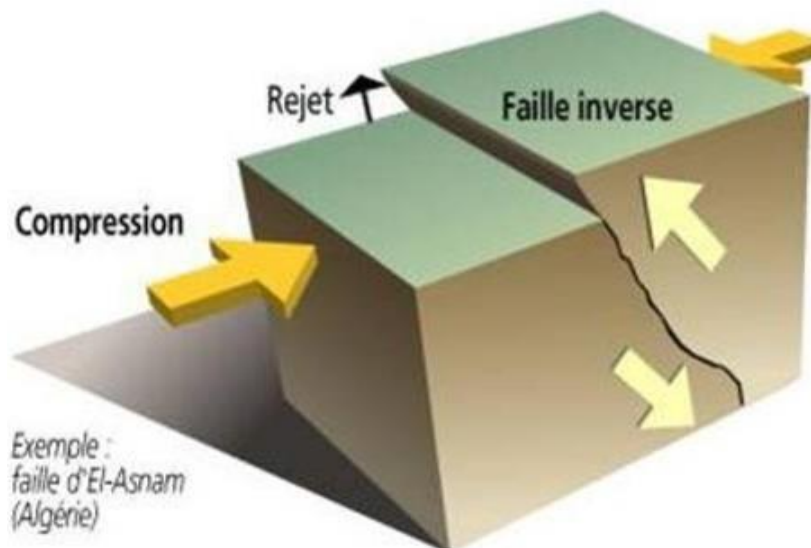


Figure I.5: faille inverses

c) Failles décrochements ou transformâtes :

Ce sont des failles ayant un déplacement horizontal et une longueur très importante. On les trouve en coupant la lithosphère océanique autour des dorsales.

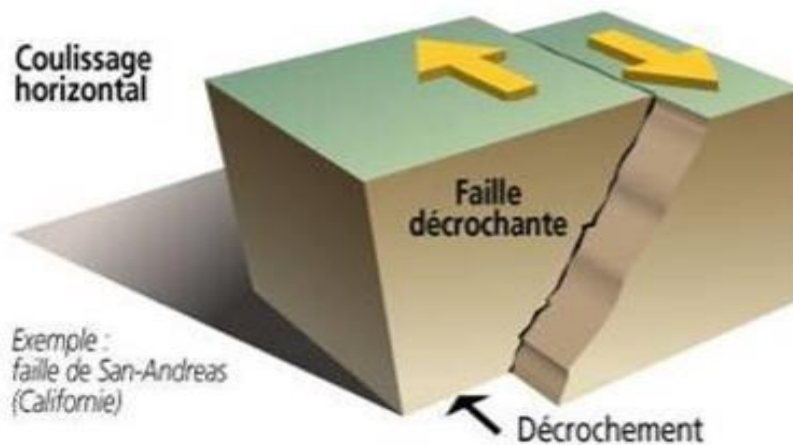


Figure I.6: faille décrochements

I.5 Définition du risque sismique et de la vulnérabilité

Le risque naturel correspond à la conjonction d'un aléa naturel et de la vulnérabilité des enjeux exposés. Ainsi nous définissons l'aléa comme suit: L'aléa est une estimation de la probabilité qu'un événement naturel survienne dans une région donnée et dans un intervalle de temps donné. L'aléa sismique est donc la probabilité, pour un site d'être exposé à une secousse tellurique de caractéristiques données au cours d'une période de temps donnée. L'évaluation de l'aléa sismique intègre la magnitude, l'intensité et la période de retour des séismes. Pour la quantification de la vulnérabilité deux approches ont été considérées : humaine ou sociale et économique.

La première approche de la vulnérabilité, que nous qualifions d'ordre social, privilégie les facteurs sociaux, démographiques et culturels.

La seconde se base sur l'estimation globale des pertes économiques occasionnées par une catastrophe naturelle. Elle repose sur le calcul du montant des enjeux et est fréquemment exprimée en unité monétaire. Dans cette approche, plus la valeur des biens exposés est importante plus la vulnérabilité sera grande. On entend par Risque sismique le degré de perte, de destruction ou des dégâts occasionnés par un séisme sur une période de référence (en général un an) sur une région donnée. Les pertes se réfèrent aux vies humaines et aux biens exposés. Dans le cas d'un danger sismique naturel, la valeur exposée au risque est avant tout celle du bâtiment, de leurs occupants, de leurs contenus ainsi que de leurs coûts.

Finalement, le risque peut être exprimé comme étant le produit de l'aléa sismique (probabilité d'occurrence) et de la vulnérabilité (degré d'endommagement) [6]

I.6 Action sismique

Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales H_x et H_y) et d'une composante verticale V_z . Il est utile de savoir qu'à l'aplomb de l'épicentre, la composante verticale est égale à la composante horizontale. Plus nous nous éloignons de cet épicentre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable que le mouvement horizontal du fait que cette action s'atténue tout en s'éloignant de l'épicentre et surtout en raison que les constructions ont été conçues essentiellement pour reprendre l'action de la pesanteur avec une marge de sécurité assez importante ce qui n'est pas le cas pour la composante horizontale. Alors la composante horizontale sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux [7]

I.7 Ondes sismiques

Générées par la rupture sur la faille, des vibrations, ou ondes sismiques, se propagent dans toutes les directions, plusieurs types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les structures sont produits par les séismes, la connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de prévoir leur action sur les bâtiments en fonction du site géologique où se situe chaque construction.

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme : Les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh. [8]

1. Ondes P (primaires):

Sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière, les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.

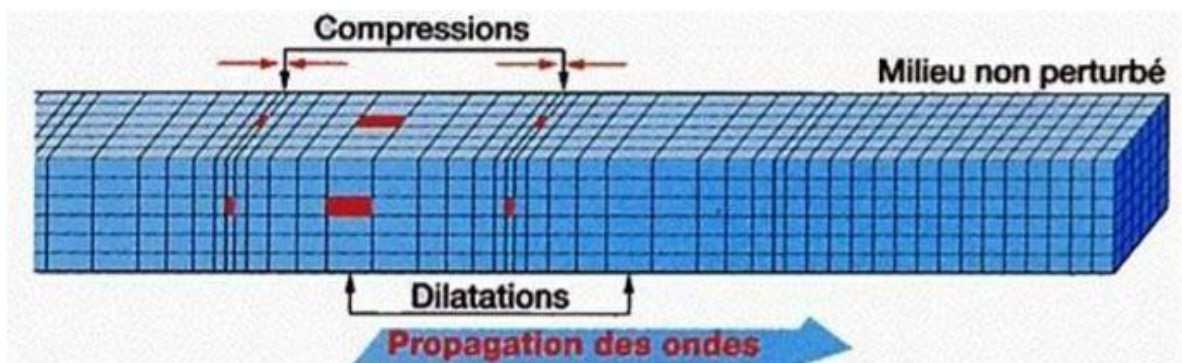


Figure I.7: Représentation schématique des ondes P

2. Ondes S (secondaires):

Sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides, les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde.

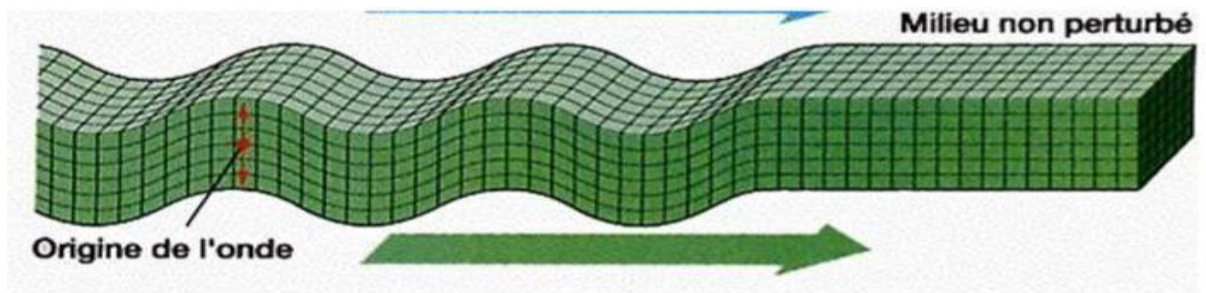


Figure I.8: Représentation schématique des ondes S

3. Ondes de Love ou ondes L:

Sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

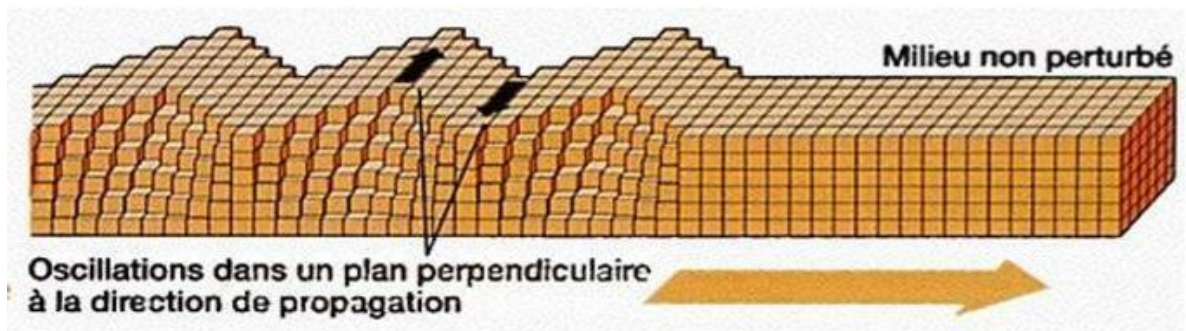


Figure I.9: Représentation schématique des ondes L

4. Ondes de Rayleigh ou ondes R:

Sont assimilables à une vague, les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre

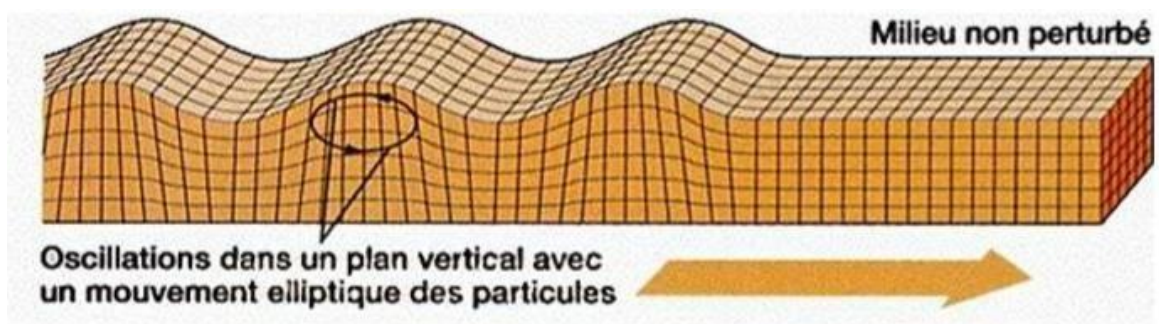


Figure I.10: Représentation schématique des ondes R

I.8 Représentation spectrale du mouvement sismique:

L'action sismique est injectée à la structure sous forme d'un spectre de réponse. Dépendant du type et de l'importance de la structure, l'action sismique peut être définie comme étant:

- Un système de forces latérales équivalentes
- Un spectre de réponse
- Un spectre de puissance
- Un accélogramme

Ce dernier est couramment utilisé lors de l'analyse temporelle car la réponse de la structure à un séisme donné nécessite des moyens de calcul puissants. La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse d'oscillateurs linéaires qui est fonction de la période naturelle, il dérive de l'analyse de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté. Le spectre de réponse en accélération, en vitesse ou en déplacement met en évidence le contenu fréquentiel du mouvement, il fournit la réponse maximale d'un oscillateur linéaire élastique soumis à un séisme. Ce spectre se trouve réduit par un facteur dit de comportement caractérisant l'incursion de la structure dans le domaine post-élastique

I.9 Caractérisation des accélogrammes

L'intégrale de Duhamel permet le calcul de la réponse dynamique de l'oscillateur simple quelle que soit la sollicitation. L'accélogramme définit la description temporelle d'une sollicitation dynamique, $\gamma(t)$, d'un séisme par exemple. Différents paramètres peuvent caractériser des accélogrammes pour un site donné :

L'accélération maximale du sol ou amplitude maximale du mouvement du sol,

- ✓ le contenu fréquentiel du séisme représenté par son spectre de réponse
- ✓ la durée de l'accélogramme
- ✓ le nombre de cycles forts
- ✓ l'intensité

Pour obtenir les spectres de réponse élastique, plusieurs accélogrammes, représentatifs des séismes probables d'une région, sont appliqués à des oscillateurs simples présentant des périodes propres diverses, la résolution de l'intégrale de Duhamel permet de définir, pour chaque période propre, le maximum de l'accélération, ou de la vitesse ou encore du déplacement de la masse.

La courbe enveloppe de ces maxima constitue un spectre de réponse élastique [9]

I.10 Localisation d'un séisme

Le séisme se manifeste à la surface du sol par une série de vibrations. Elles peuvent être enregistrées au moyen d'un appareil appelé sismomètre (figure I.11). Celui-ci restitue une « image » du séisme en terme d'amplitude de la vibration, appelé le sismogramme (figure I.12). Les ondes P se propagent plus rapidement que les ondes S, c'est cette propriété qui permet de localiser un séisme. Pour un même séisme, les différents sismogrammes obtenus, au niveau de toutes les stations sismologiques, permettent de localiser l'épicentre du séisme, par lecture des délais d'arrivée des ondes et la méthode des cercles (figure I.13)

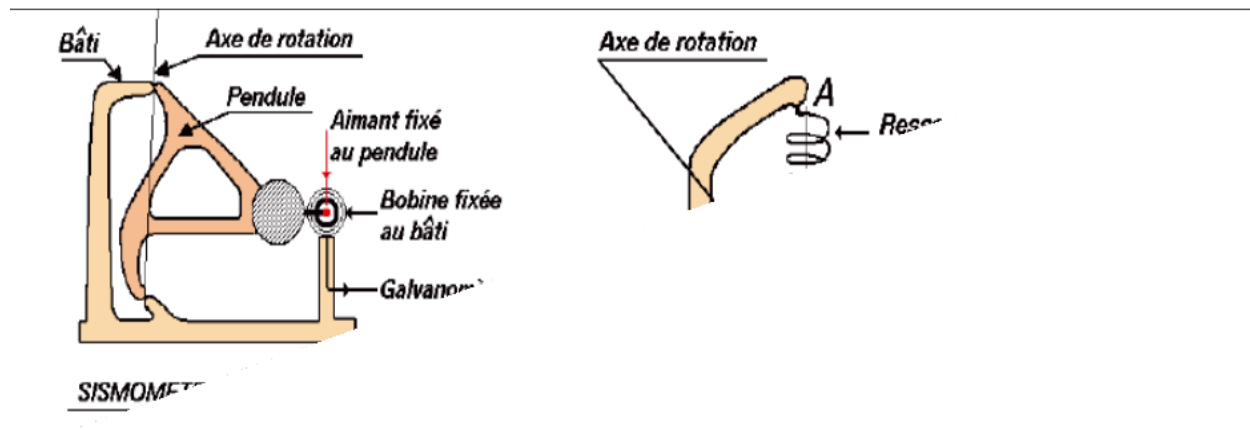
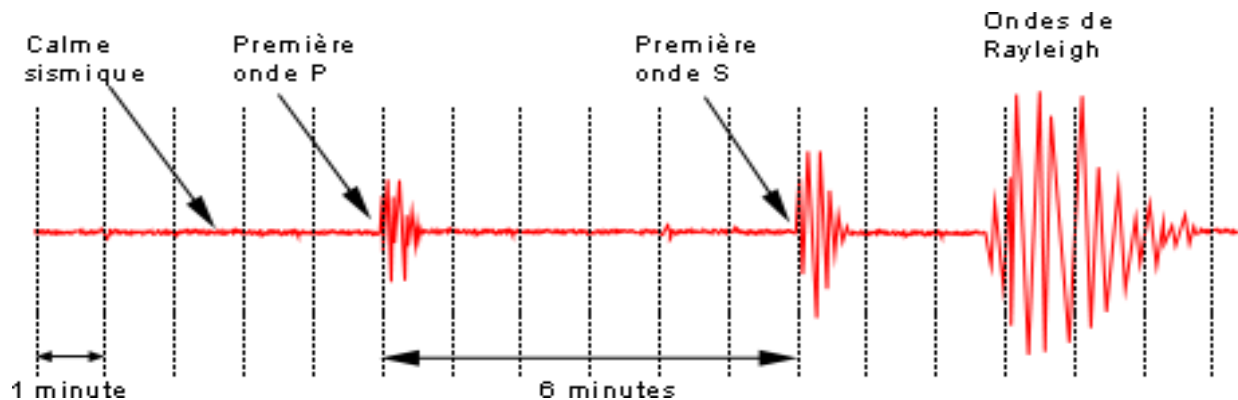


Figure I.11 : Sismomètres d'enregistrements dans les plans, horizontal et vertical.

Figure I.12 : Exemple de sismogramme enregistré.



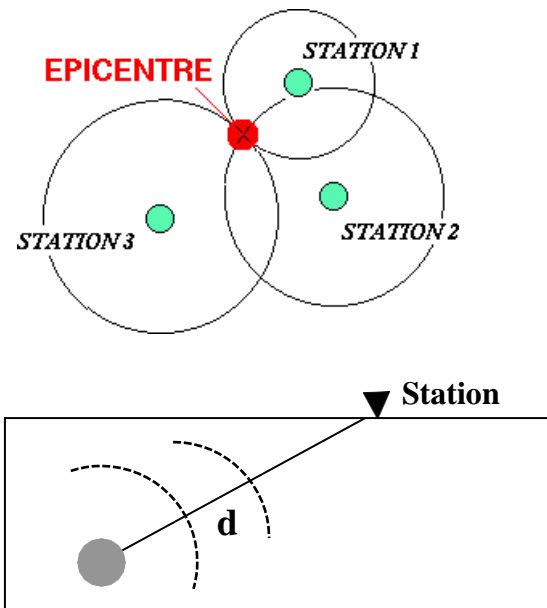


Figure I.13 : Localisation de l'épicentre du séisme par la méthode des cercles.

I.11 Mesure de l'importance d'un séisme

Les paramètres utilisés pour classer un séisme concernent l'énergie émise comportent la magnitude et l'intensité d'un séisme qui constituent deux principales échelles actuellement existantes pour les séismes.

I.11.1 Magnitude

La Magnitude d'un séisme (M) est une fonction logarithmique (donc pas une échelle à degrés) représentative de la quantité d'énergie rayonnée par la source sous forme d'ondes élastiques. Le tableau 1.3 montre une corrélation entre la magnitude du séisme, l'énergie libérée et leur équivalence en bombe d'Hiroshima.

Magnitude	Energie dégagée en joule (J)	Equivalent en bombes d'Hiroshima
5	$E_1 = 2 \cdot 10^{12}$	1/33
6	$E = 33 \cdot E_1$	1
7	$E = 1000 \cdot E_1$	33
8	$E = 33000 \cdot E_1$	1000
9	$E = 1000\ 000 \cdot E_1$	33000

Tableau I.3 : Corrélation entre la magnitude, l'énergie libérée et équivalence en bombe d'Hiroshima

- **Types de magnitude**

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la magnitude :

- ✓ **Magnitude locale (ML) (définie par Richter en 1935)**

On l'utilise pour des séismes proches dits séismes locaux. Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P, et moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.

- ✓ **Magnitude des ondes de surface (MS) (ondes Rayleigh)**

Elle est utilisée pour les séismes lointains, dits télé séismes, dont la profondeur est inférieure à 80 km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.

- ✓ **Magnitude de volume (mb) (séismes profonds, ondes P)**

Cette magnitude est utilisée pour les séismes profonds, car ceux-ci génèrent difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme.

- ✓ **Magnitude de durée (MD) (séismes faibles et proches)**

On l'utilise pour des séismes proches. Elle est définie à partir de la durée du signal.

- ✓ **Magnitude de moment (Mw) (ou de Kanamori)**

En conclusion, la magnitude est un paramètre qui caractérise d'une manière intrinsèque l'importance d'un séisme. C'est le nombre que l'on déduit des enregistrements des sismographes et qui permet de caractériser l'énergie émise par un séisme sous forme d'ondes sismiques.

La magnitude peut prendre des valeurs quelconques. Toutefois, il ne faut pas croire que la mesure de la force d'un séisme à l'aide de la magnitude est en relation directe avec l'importance des dégâts car la magnitude dépend de la quantité d'énergie rayonnée et la distance au foyer, de la nature géologique des terrains traversés et de la profondeur du séisme. [10]

I.11.2 Intensité (I)

C'est la mesure des effets et dommages du séisme en un lieu donné. Pour un séisme de magnitude donnée, elle est maximale à l'aplomb de la faille (intensité épacentrale) et décroît avec la distance (sauf effets de site, sur terrain sédimentaire par exemple). Elle est d'autant plus importante que le foyer est plus superficiel [3].

Cette catégorie de mesure, dite aussi intensité macrosismique, est représentée par une échelle de valeurs avec des limites inférieures et supérieures et caractérise les effets macrosismiques des séismes, c'est à dire observables par l'homme (dommages aux bâtis, témoignages sur les effets ressentis, effets sur l'environnement.) sur un site donné [11].

Il existe plusieurs échelles d'intensité qui classent les effets des tremblements de Terre en plusieurs degrés, généralement de I à XII, en chiffre romain. On a utilisé successivement les

échelles d'intensité de Rossi-Forel, Mercalli (1902) tableau (1.2), de Mercalli-Cancian-Sieberg (1917), de Mercalli modifiée (1931). Les échelles MKS (1964) et EMS 1992, précisent les dégâts pour chaque type de construction. [3].

- **Intensité macrosismique EMS 98**

L'intensité macrosismique EMS 98 est estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population. Elle comporte douze niveaux (de I à XII). Pour un même séisme, l'intensité macrosismique varie dans l'espace en fonction de la distance à l'épicentre et des phénomènes annexes, tels que l'amortissement ou l'amplification des ondes sismiques (effets de site). La zone d'intensité maximale est appelée épicentre macrosismique et peut être différente de l'épicentre réel [3].

L'expérience montre que la mesure des séismes à l'aide de la notion d'intensité ne donnerait qu'une indication grossière sur l'importance du séisme. Le meilleur témoin est généralement les constructions bien que plus souvent n'ont pas les mêmes propriétés dynamiques. L'intensité ne constitue en définitif qu'un moyen approximatif de quantifier les effets destructeurs dûs à un séisme donné sur un certain type de construction.

Echelle	Effets ressentis
I	Aucun mouvement n'est perçu.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	A l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est ressenti.
IV	A l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets, tableaux, tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.
VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leurs voitures secouées. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui subissent des évènements graves. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.

X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruits. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant.

Tableau I.4 : Echelles d'intensité de Mercalli

I.12 Paramètres caractérisant le mouvement sismique

I.12.1 Accélération maximale

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale (**ag**) du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0.4 g à 0.6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique.

L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction, si la construction est indéformable elle bouge comme le sol. Les valeurs de l'accélération sont déterminées sur la base de la transformation suivante [12]:

$$\log a_h = 0.26 * I_{MSK} + 0.19 \quad (1.8)$$

Où a_h accélération horizontale maximale en cm/s².

L'application de la formule donne les valeurs présentées au Tableau (1.3).

I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]
7.0	10	8.0	19	9.0	35
7.1	11	8.1	20	9.1	37
7.2	12	8.2	21	9.2	39
7.3	12	8.3	23	9.3	41
7.4	13	8.4	24	9.4	44
7.5	14	8.5	26	9.5	47
7.6	15	8.6	27	9.6	49
7.7	16	8.7	29	9.7	53
7.8	17	8.8	31	9.8	56
7.9	18	8.9	33	9.9	59

Tableau I.5 : Conversion des intensités MSK en une accélération horizontale de pointe au sol

I.12.2 Déplacement maximal

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est le déplacement maximal d_g du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique .

I.12.3 Durée du tremblement

La durée de tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme.

Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 secondes en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

I.13 Spectre de réponse

En sismologie, la caractérisation des tremblements de terre s'effectue de diverses manières, la Magnitude (échelle de Richter) et l'intensité dont nous avons parlé précédemment. Pour les ingénieurs, les paramètres les plus utiles sont soit les lois de déplacements du sol $d_g(t)$ et des accélérations $a_g(t)$, soit des données plus globales, appelées spectres de réponse, établies à partir de ces accélérogrammes.

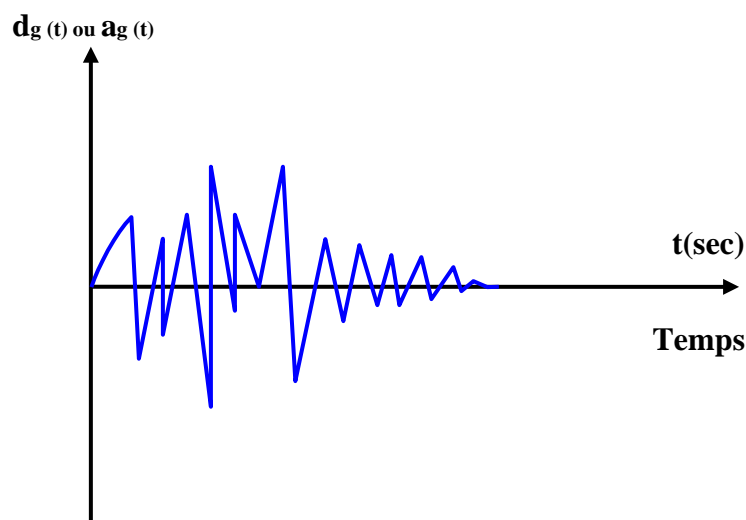


Figure I.14 : Enregistrement du mouvement sismique du sol.

Le spectre de réponse permet de caractériser une excitation. Il consiste en la détermination de la réponse maximale (déplacement, vitesse ou accélération) d'une série d'oscillateurs de différentes fréquences propres, soumis à cette même excitation. Le spectre de réponse résultant permet alors l'évaluation de la réponse de n'importe quel système linéaire, à partir de sa fréquence propre. L'utilisation principale est donc l'évaluation de la réponse maximale des bâtiments lors de tremblements de terre, en supposant que la réponse est dominée par un mode unique, ce qui est vrai dans la majorité des cas où le mode fondamental de la structure est prédominant .

Sous l'action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. L'étude d'une structure peut se ramener à celle de l'oscillateur simple parce que le calcul sur une structure à "n" degrés de liberté se ramène à l'étude de "n" oscillateurs simples chacun caractérisés par une période propre et un coefficient d'amortissement. On effectue alors le cumul des réponses pour obtenir la réponse de la structure .

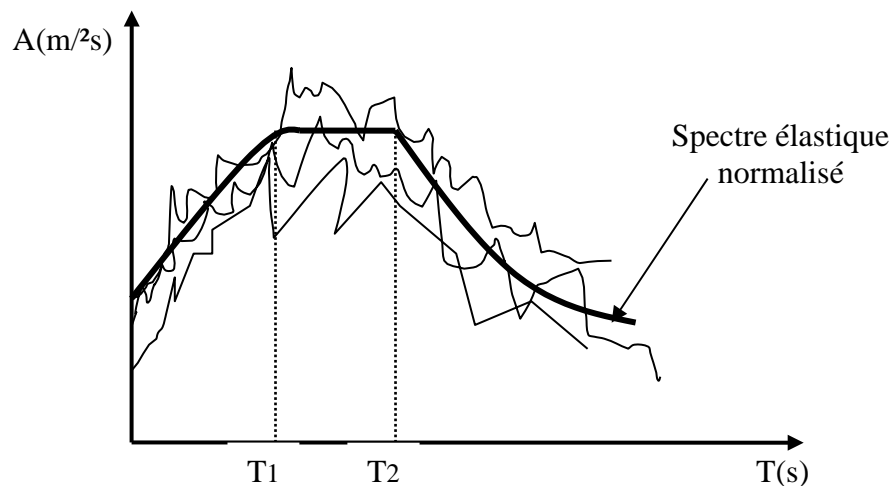


Figure I.15 : Forme général du spectre élastique normalisé

- **Spectre de Réponse élastique**

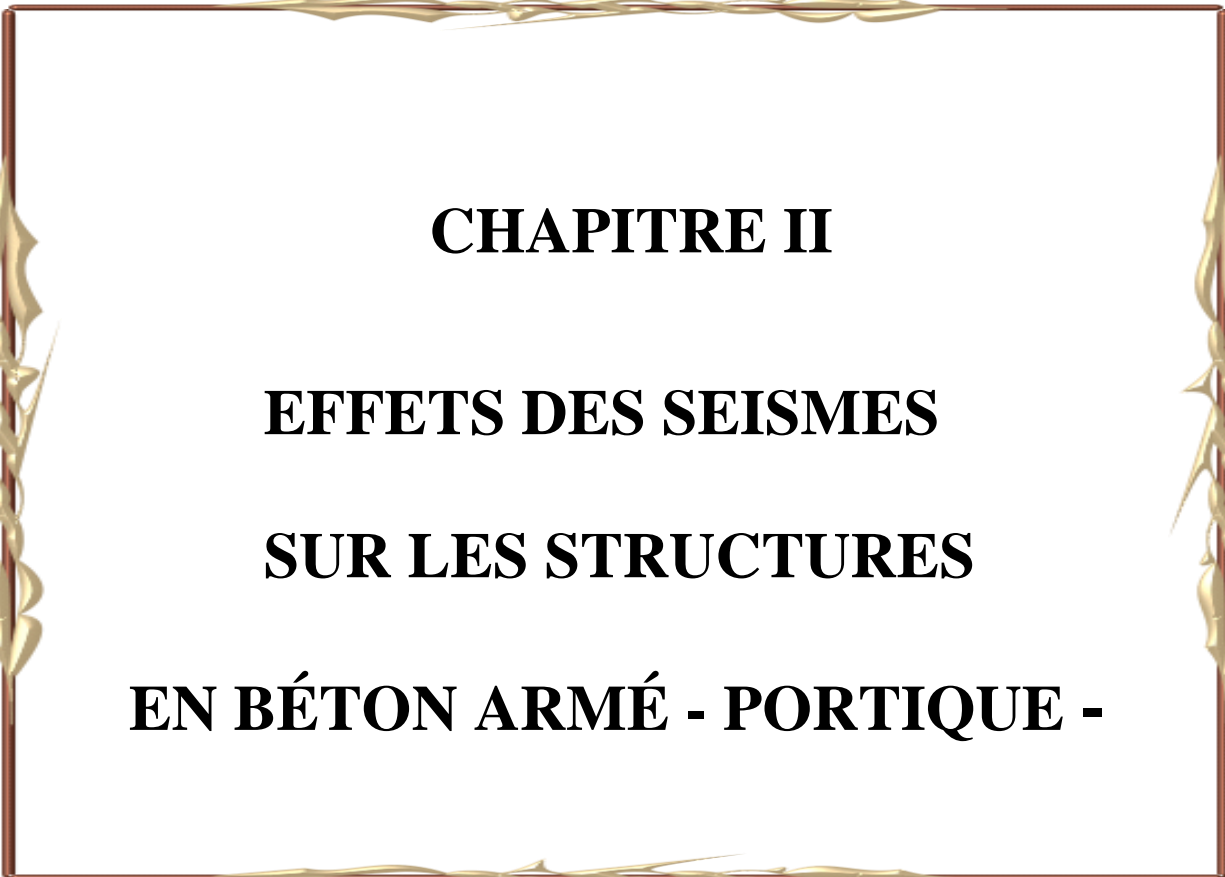
Une structure soumise à un séisme, reçoit de celui-ci par l'intermédiaire du sol et de ses fondations, une rafale serrée d'accélération alternées de composantes horizontales et verticales, d'intensité très variable dans le temps. On ne gardera que l'action horizontale du séisme qui est en général largement prédominante. Toute structure présentant une certaine souplesse admet une amplification des déplacements par rapport à ceux du sol.

I.14 Conclusion

En conclusion on peut dire que le tremblement de terre autant que phénomène naturel indépendant dans très peu de cas présente une menace à l'homme, il devient un phénomène hasardeux (primairement) quand il est considéré en relation avec les structures. Par conséquent, les tremblements de terre sont d'intérêt spécial pour l'ingénieur de structure travaillant dans des zones sismiques.

La résolution des problèmes de la construction des ouvrages qui pourraient résister, dans une certaine marge admissible de sécurité à des secousses sismiques probables, ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique.

L'évaluation des caractéristiques du mouvement sismique sur un site est la première des étapes conduisant au dimensionnement parasismique des ouvrages. Elle fait intervenir en étroite relation de nombreuses disciplines : géologie, histoire, sismologie géotechnique, statistique...etc.



CHAPITRE II

EFFETS DES SEISMES

SUR LES STRUCTURES

EN BÉTON ARMÉ - PORTIQUE -

II.1 Introduction

L'étude des dommages subis à la suite des tremblements de terre aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988), El Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999, Boumerdes 2003 a permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des structure et leur comportement.

II.2 Différents type de structures en béton armé

II.2.1 Structure en portique autostable (poteau + poutre)

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales [14]. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales [15]. Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement auto stable :

a. Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I, 4 niveaux ou 14 m en zone IIa et 3 niveaux ou 11 m en zone IIb et III.

b. Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I et 4 niveaux ou 14 m en zone IIa et 3 niveaux ou 11m en zone IIb et 2 niveaux ou 8 m en zone III [16].



Figure II.1 : Ossature en portiques (à des travées)

II.2.2. Structure mixte (portique +voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales [14]. Les bâtiments formés par l'interaction des portiques et des voiles en béton armé sont connus sous le nom d'un system mixte ou hybride. Généralement, les voiles supportent la majorité des charges sismiques et une partie des charges verticales, cependant les portiques supportent une partie des charges horizontales et le reste des charges verticales revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploi largement ce type de contreventement [17].

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales. Les voiles sont des éléments porteurs rigides en béton armé, destinés à transmettre les charges latérales dans les fondations. Ce type de contreventement est souvent employé pour la construction des bâtiments à un nombre d'étages élevés, de grandes importances dans les zones de forte sismicité [15].

II.2.3 Voiles en béton armé

Les voiles, sont couramment utilisés dans les édifices élancés en B.A compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

II.3 Causes principales des dommages sismiques sur les bâtiments

a) Erreurs de conception :

Maçonnerie non chaînée (Figure II.1), bâtiments avec vide sanitaire sur poteaux courts, salles de classes ou autres locaux avec ouvertures en vasistas: formations des poteaux courts (Figure II.2), l'effet P (Figure II.3) et dispositions constructives non adaptés (Figure: II.4, II.5 et II.6).

b) Erreurs de calcul :

Ce que l'on retrouve le plus souvent à ce niveau, c'est l'absence tout court de calcul parasismique. En Algérie, ceci est valable pour l'écrasante majorité des constructions étudiées et réalisées avant 1981 et pour une partie appréciable de celles réalisées après 1981 (construction individuelles entre autres).

c) Qualité de réalisation :

La qualité doit répondre à un minimum de règle de l'art aussi bien au niveau des matériaux et composants de gros œuvres (et particulièrement de structure) eux-mêmes qu'au niveau également de la mise en œuvre.



Figure II.2 : maçonnerie non chaînée



Figure II.3 : la formation des poteaux courts



Figure II.4 : poteaux de géométrie élancée a subi une flexion globale



Figure II.5 : disposition incorrecte des cadres

II.3.1 Causes techniques

1- Mauvaise conception architecturale :

Lorsque la forme en plan des bâtiments est irrégulière (Figure II.7: a, b et c), dissymétrique (Dowrick D. J., 1977), ou présente des décrochements notables (Forme en L, T et U), la conception structurale est souvent complexe et entraîne, en l'absence de joint des efforts de torsion nuisibles qui modifient le comportement dynamique des bâtiments (Figure II.7 et II.8).

2- Mauvaise conception structurale :

Dans certains cas le contreventement est insuffisant : sous dimensionnement, contreventement dans un seul sens, plancher assez rigide dans leur plan et ne pouvant faire fonctionner ensemble les éléments de Contreventement, l'ignorance de l'interaction maçonnerie-structure (V. Davidovici 2003).



Figure II.6 : éclatement des noud par manque de frettage



Figure II.7 : effondrement par manque de ductilité

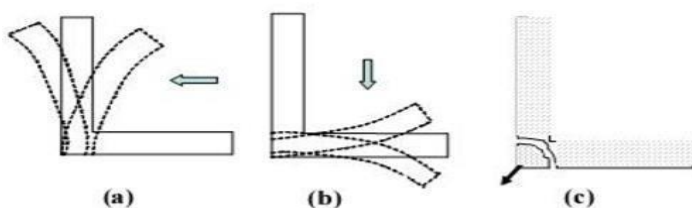


Figure II.8 : cas de bâtiments en L



Figure II.9 : changement brusque des rigidités en élévation

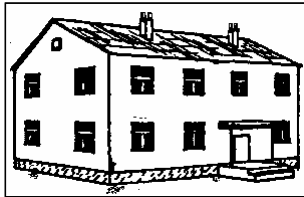
Il est important de traiter et de savoir traiter toutes ces pathologies afin d'éviter la ruine complète du bâtiment ou de l'ouvrage. Ces interventions doivent être faites dans le respect du bâti et suivant les règles de l'art.

Nous donc à les analyser, à les diagnostiquer puis y apporter et justifier une (ou des) solution(s) de traitement adéquate et pérenne. C'est un principe fondamental de cette formation

II.4 Classification des dégâts aux bâtiments

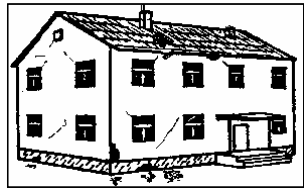
Classification des dégâts aux bâtiments en MAÇONNERIE

(Degré 0 (D0) : dégâts nul)



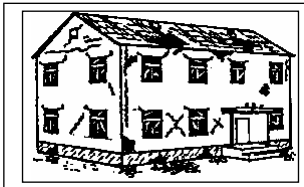
Degré 1 (D1) : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structurels)

Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rare cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.



Degré 2 (D2) : Dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés)

Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grand morceau de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.



Degré 3 (D3) : Dégâts sensibles à importants (dommages structurels modérés, dommages non structurels importants)

Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles se détachent du toit. Fracture des cheminées à la jonction avec le toit. Défaillance d'éléments non structurels séparés (cloisons).



Degré 4 (D4) : Dégâts très importants (Dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants)

Défaillance sérieuse des murs, défaillance structurale partielle des toits et planchers.

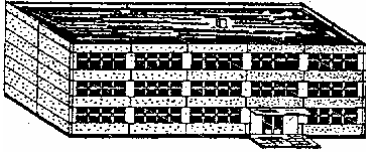


Degré 5 (D5) : Destruction (Dégâts structurels importants)

Effondrement total ou presque total.

Classification des dégâts aux bâtiments en BETON

ARME (Degré 0 (D0) : dégâts nuls)



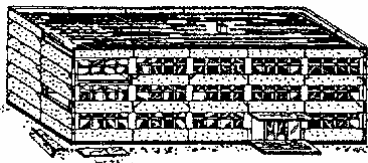
Degré 1 (D1) : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structurels)

Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.



Degré 2 (D2) : Dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés)

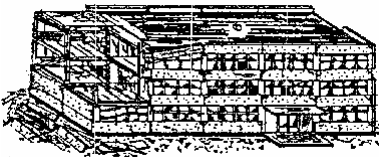
Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.



Degré 3 (D3) : Dégâts sensibles à importants (dommages structurels modérés, dommages non structurels importants)

Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale.

Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.



Degré 4 (D4) : Dégâts très importants (Dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants)

Fissures importantes dans les éléments structurels avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; perte de l'adhérence acier-béton ; basculement des poteaux. Eroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.



Degré 5 (D5) : Destruction (Dégâts structurels très importants)

Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

D'après "European Macroseismic Scale 1998", sous la direction de G. Grünthal. (Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie Volume 19, Luxembourg 2001).

II.5 Exemples des dommages sur les bâtiments

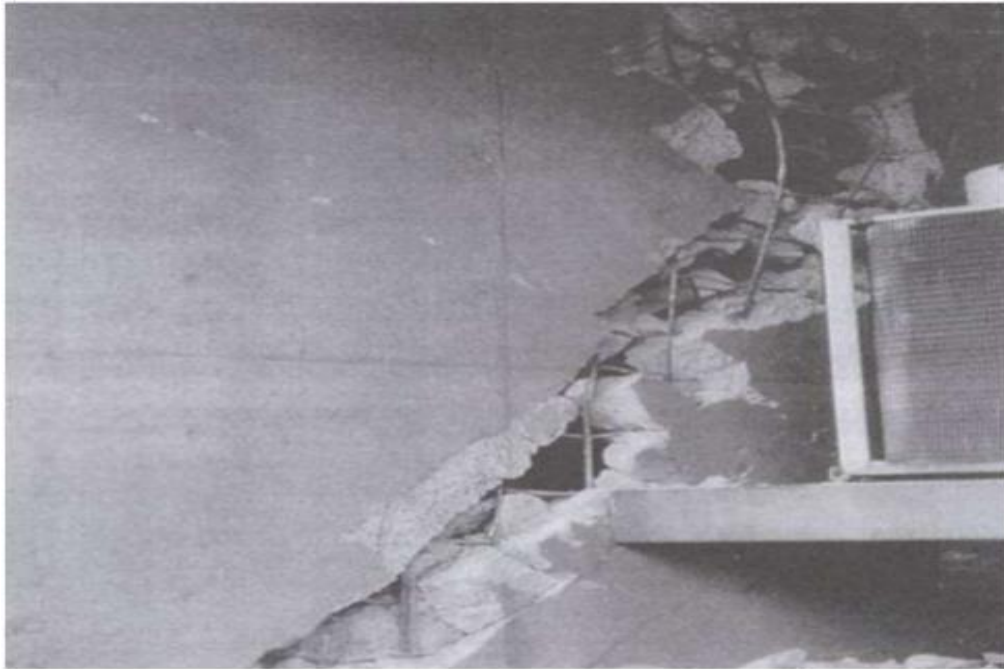


Figure II.10: Kobé 1995 Fissure de cisaillement (type brèche) d'un voile de contreventement d'un bâtiment de 12 niveaux non effondré.



Figure II.11 : Dommage localisé à l'extrémité d'un voile, malgré la pauvreté du confinement



Figure II.12: ChiChi 1999 Fissure de cisaillement et rupture de l'enrobage au droit d'une reprise de bétonnage et d'une zone de recouvrement.

II.6 Conclusion

La défaillance des bâtiments à ossature en béton armé conduit souvent à des cas de dégâts spectaculaires. Les dégâts observés lors des derniers tremblements de terre offrent une expérience sur les défauts de conception typiques et sur les raisons des dégâts présentés à maintes reprises. Le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 montre bien le mauvais comportement des bâtiments à portiques (poteaux + poutres) comportant des murs de remplissage.



CHAPITRE III

**TECHNIQUES DE RENFORCEMENT
DES BATIMENTS EN BETON ARME**

III.1 Introduction

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

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

On peut être amené donc à procéder :

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

L'objectif d'un renforcement parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies pour une secousse liée à un certain aléa sismique (et notamment à une certaine période de retour). La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais ne doit pas s'effondrer sur ses occupants et doit permettre les opérations de secours. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques.

Les objectifs du renforcement parasismique peuvent être de différente nature : augmenter la résistance aux efforts latéraux, augmenter la ductilité, ou encore combiner ces deux aspects, afin de satisfaire aux nouvelles exigences de résistance aux séismes.

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques On peut être amené donc à procéder :

- ✓ A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que: l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.

- ✓ Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défailtantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécanique de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

III.2 Nécessite D'un Renfort

Les causes qui conduisent à un renfort structurel sont aussi nombreuses que le nombre de structures elles-mêmes, chaque cas devant être considéré comme un cas particulier. Les plus fréquentes sont :

- Accroissement des charges qui sollicitent la structure :
 - ✓ changements d'usage de la structure (ex: bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial)
 - ✓ augmentations du niveau d'activité dans la structure (ex : anciens ponts soumis au trafic actuel),
 - ✓ installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.
- Défauts dans le projet ou dans l'exécution :
 - ✓ armature insuffisante ou mal placée,
 - ✓ mauvais matériaux,
 - ✓ dimensions insuffisantes des éléments structurels.
- Rénovation des structures anciennes :
 - ✓ prise en compte de renforts par des sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres),
 - ✓ connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception, ainsi que des limitations montrées par des structures calculées durant une époque ou période,
 - ✓ vieillissement des matériaux avec perte des caractéristiques initiales.
- Changement de la forme de la structure :
 - ✓ suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul,
 - ✓ ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.
- Dégâts dans la structure :
 - ✓ corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton,
 - ✓ impacts contre la structure,
 - ✓ incendies.

- Nécessité d'améliorer les conditions en service :
 - ✓ diminuer les déformations et flèches,
 - ✓ réduire la contrainte des armatures,
 - ✓ diminuer l'ouverture des fissures.

III.3 Caractéristiques des produits de renforcement

Les produits de renforcement utilisés doivent posséder vis-à-vis d'un béton dégradé les qualités suivantes :

- a) Présenter une compatibilité avec le support béton à savoir:
 - ❖ Un retrait limité pour des liants hydrauliques employés, ce phénomène qui apparaît dès la prise et au durcissement final, et de manière à éviter l'apparition de fissures ou un décollement de l'interface.
 - ❖ Une adhérence au béton support et une résistance au moins égale à la résistance du béton renforcé.
 - ❖ Une adhérence aux armatures métalliques initiales ou rajoutées.
 - ❖ Des résistances mécaniques à la compression, à la traction, similaire ou supérieures à celles du béton de support.
 - ❖ Un coefficient de dilatation le plus proche possible de celui du béton support.

Cependant, avant toute validation du procédé de renforcement retenu pour augmenter la ductilité de l'ouvrage, il faut réaliser une analyse de la structure renforcée, de manière à vérifier que le renforcement améliore le comportement de la structure dans son ensemble. En effet, il faut prendre garde à ne pas trop dissocier les différents modes de rupture : renforcer un élément vis-à-vis d'un désordre peut conduire à simplement déplacer le problème. Par exemple, renforcer un poteau vis-à-vis du cisaillement peut entraîner le développement d'une rotule plastique, qu'il faudra alors confiner. Il faut donc envisager une stratégie globale de réhabilitation.

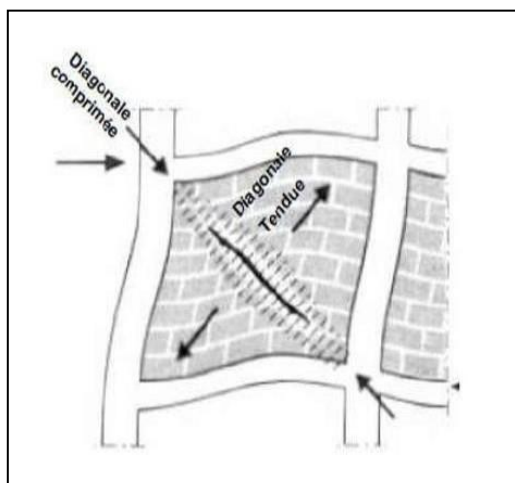
III.4 Définition du renforcement

C'est une opération destinées rendre un ouvrage capable de résister a des charges d'intensité supérieure à celle prévue à l'origine

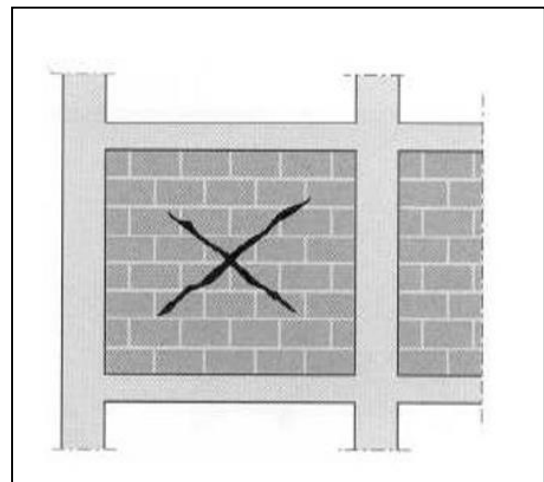
Dans le cas général, on se donne en présence d'une structure en béton état, supportant dans les conditions normales les charges prévues, mais qu'il est désirable de renforcer pour la rendre apte à supporter des charge d'intensités plus élevées, imposes par un chargement des conditions d'exploitation ou suite à des désordres structuraux, évènement sismique à la cour de

la durée de vie prévue .Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul. Parmi les nombreuses techniques de renforcement, les plus courantes: incorporation de profils en acier, collage d'éléments préfabriqués, addition d'armatures en aciers sans augmentation de la section en béton avec ou sans addition d'armature en acier, adjonction de platines en acier.

adjonction de lamelles ou bandes de matériaux composites (Khalifa A. et al., 2001), renforcement par la technique NSMR : cette méthode consiste à sceller les joncs ou bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CFRP) dans des engravures déjà préparées sur la surface de la poutre à renforcer, etc. [18]



**Figure III.1 : Interaction
Maçonnerie-portique**



**Figure III.2 : Formation de fissures en X
après séisme**

III.5 Technique de renforcement des structures

Le renforcement d'une structure consiste à rajouter des éléments additionnels pour augmenter sa résistance, les éléments ajoutés peuvent être incorporés dans la structure ou collés aux anciens et qui sont :

- ✓ Voile en béton armé à l'intérieur des portiques.
- ✓ Voile en béton armé incorporé dans une structure en murs porteurs.
- ✓ Portique introduite dans des portiques.
- ✓ Palées triangulées à l'intérieur des portiques.

Ces éléments modifient le comportement dynamique des structures et entraînent une nouvelle répartition des efforts. Une vérification de la structure au séisme est nécessaire pour sa sécurité et sa stabilité.

Le choix des éléments dépend des points suivants :

- ✓ Eviter la concentration des efforts dans la section de faible résistance.
- ✓ Donner une configuration symétrique à la nouvelle structure.
- ✓ Réaliser soigneusement les liaisons entre la structure existante et l'élément ajoutés.

III.5.1 Renforcement par mur en béton armé

Les murs en béton armé sont placés à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure :

- S'ils sont placés à l'extérieur, la réalisation est facile, le seul inconvénient majeur est la liaison avec les planchers.
- S'ils sont placés à l'intérieure, ils doivent assurer une bonne liaison entre eux et la structure par des barres (verticales ou diagonales) ancrées dans les murs et les planchers.

III.5.2 Renforcement par des murs de remplissages

Cette technique est utilisée dans le cas des structures en portique.

Les murs peuvent être en béton armé ou en maçonnerie.

L'inconvénient de cette méthode est la réalisation des liaisons entre mur et portique. Les liaisons doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ La longueur des ancrages est supérieure à cinq fois le diamètre des boulons d'ancrages.
- ✓ Les ancrages sont prolongés au-delà des armatures longitudinales des portiques. Les liaisons doivent être vérifiées au séisme.

III.5.3 Renforcement par des murs en ailes

Lorsqu'on veut augmenter la résistance latérale d'un poteau vis-à-vis des efforts sismiques ou lorsque les conditions d'exploitation ne permettent pas la réalisation d'un mur de renforcement complet, on peut se contenter de la réalisation d'éléments de voile ou d'ailes de part et d'autre des poteaux tout en assurant une liaison correcte entre les deux.

Les nouveaux éléments doivent aussi être ancrés dans l'infrastructure.

III.6 Projection du béton

Cette technique est largement répandue, tant sur le plan de renforcement des structures ou éléments structurels insuffisants, que sur un plan de réparation des structures ou éléments structurels défaillants, et exigeant une mise en œuvre soignée.

Chapitre III TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES BATIMENTS EN BETON ARME

Le béton projeté peut éventuellement être associé avec un autre mode de réparation, qui est le rajout d'armatures d'aciers. Cette méthode de projection de béton peut être réalisée, soit par voie sèche ou bien par voie humide.

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

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

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

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

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

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

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

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



Figure III.3 : Renforcement au moyen de béton projeté

III.6.1 Description des deux méthodes

III.6.1.1 Projection par voie sèche

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

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

Du fait de l'enrichissement en ciment au voisinage de la surface, le dosage initial en ciment peut être limité. Toutefois les normes préconisent un dosage pas moins de 280 kg/m³ de ciment ayant une résistance à la compression supérieure à 25 MPa.

III.6.1.2 Projection par voie mouillée

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

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

III.6.2 Avantages des deux méthodes

a. Par voie sèche :

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

- b. Par voie sèche :
 - ✓ Par voie mouillée :
 - ✓ Composition uniforme de la couche projetée
 - ✓ Pas de rebondissement violent.
 - ✓ Pas de production de poussières.

III.6.3 Inconvénients des deux méthodes

- a) Par voie sèche :
 - Pertes de volume du béton projeté importantes par rebondissement.
 - Production de poussières.
- b) Par voie mouillée :
 - Dosage en eau et en ciment plus élevé pour assurer une plasticité nécessaire.
 - Compactage faible.
 - Nécessité d'accélérateurs de prise.

III.7 Chemisage des sections de béton

III.7.1 Introduction

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience et a d'ailleurs longtemps été l'une des techniques de réhabilitation les plus courantes

Il consiste à augmenter les dimensions de la section du poteau en ajoutant une couche de béton ainsi que des aciers longitudinaux et transversaux (Figure 3.4) sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'action de confinement est plus efficace dans le cas de poteaux à section circulaire qu'à section rectangulaire. Généralement, au-delà d'un ratio longueur/largeur de la section de 2, l'efficacité du confinement est largement diminuée (les tensions radiales se concentrent de manière excessive sur les coins).

L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration et sans l'usage d'aiguilles vibrantes, peut s'avérer essentielle.

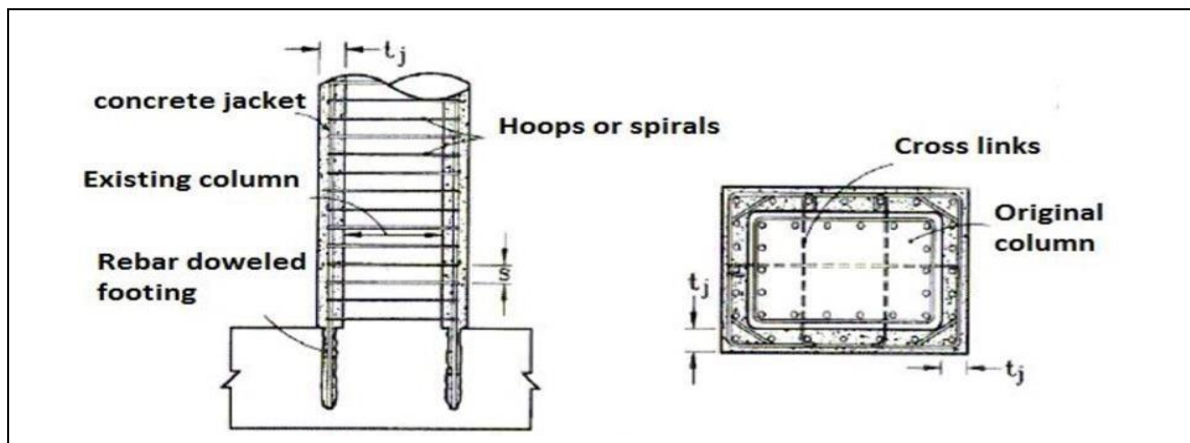
La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. Ces décaissés seront remplis en béton avant le séchage des résines.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : par ancrage pour le cas de béton additif.

Les endroits les plus communs pour ce type de renfort sont les piliers soumis à compression (en plaçant des couronnes autour de l'élément à renforcer), les éléments (poutres ou dalles) soumis à des moments fléchissant et à des efforts de cisaillement et la partie comprimée des dalles ou plaques.



a. Circular column (elevation)

b. Rectangular column (section)

Figure III.4 : Chemisage béton de poteaux de section circulaire et rectangulaire

III.7.2 Préparation des surfaces en béton

Le fonctionnement d'un renfort dépend de la transmission correcte des efforts entre le béton existant et l'élément additionné. Il doit exister une adhérence parfaite dans l'interface béton-élément de renfort.

La préparation des surfaces consiste à éliminer la laitance superficielle du béton (couche très faible), à nettoyer les particules de poussière (graisses ou saletés), à nettoyer les particules de poussière (graisses ou saletés) à éliminer les cloques, à créer le degré d'humidité adapté pour accueillir les éléments qui seront ajoutés.

Les opérations de préparation superficielle consistent à traiter les surfaces par moyens manuels ou mécaniques : bouchardage, poinçonnage, nettoyage des poussières et graisses, efflorescence par brossage, jet de sable, hydro nettoyage jet d'eau-sable. Le jet de sable est le plus approprié.

III.7.3 Précautions et limites d'utilisation

- Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.
- Vérifier le taux de travail des fondations.
- Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage longitudinal, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

III.7.4 Mise en œuvre pratique

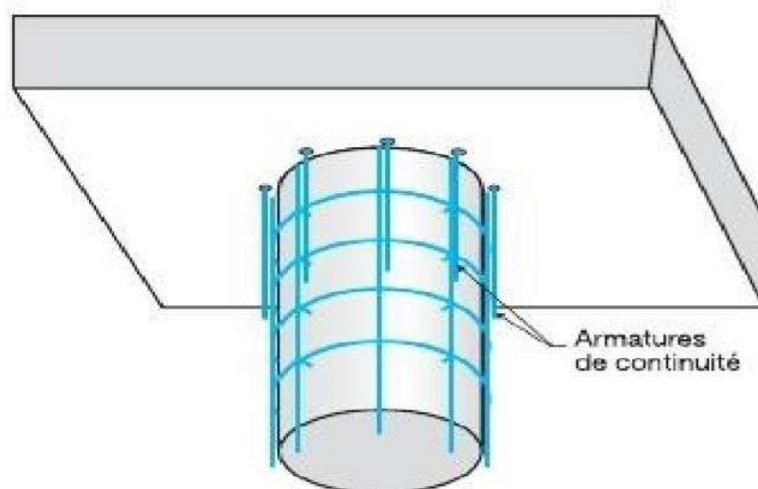


Figure III.5 : Chemisage en béton armé des poteaux (ferrailage complet)

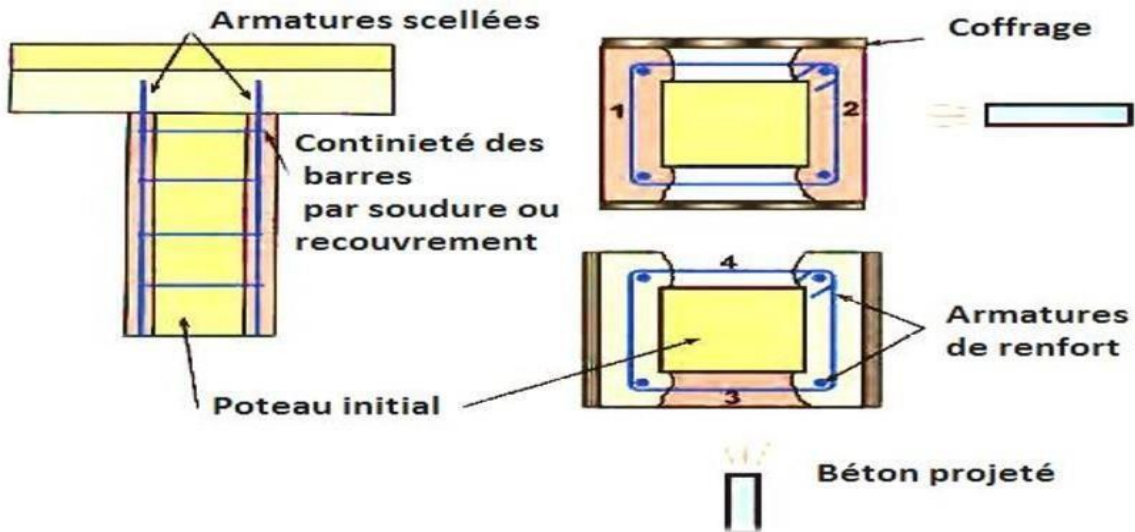


Figure III.6 : exemple de renforcement d'un poteau par ajout de béton et d'armatures

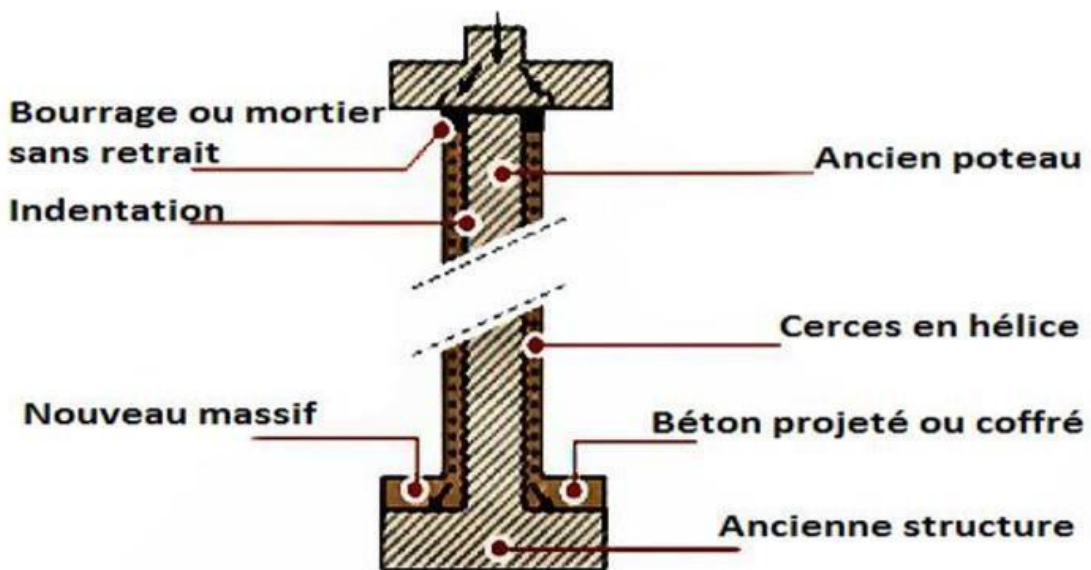


Figure III.7 : Chemisage en béton armé d'un poteau + fondation renforcée (Coupe transversal).

III.7.5 Préparation du support

- Étayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager.
- Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau.
- Percer la dalle et éventuellement les poutres pour permettre le passage des armatures de continuité.
- Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

III.7.6 Mise en œuvre du chemisage

- Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage.
- Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres et armatures longitudinales) et les lier aux barres de scellement.
- Disposer les barres de continuité et les fixer au ferrailage. Pour ce qui plancher bas du premier niveau, les barres de continuité doivent dans les têtes de fondation. Sceller les barres de continuité béton ou la gunité.

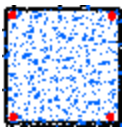
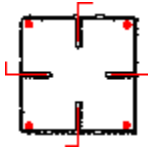
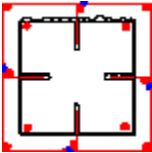
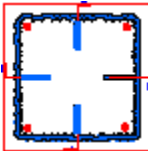
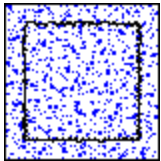
	
<p>1-nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau.</p>	<p>2- ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.</p>
	
<p>3-fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.</p>	<p>4- étalage d'une couche d'époxy sur la surface de béton primitif.</p>
	
<p>5-coulage de l'enveloppe en béton.</p>	

Figure III.8: Étapes de chemisage en béton armé. [19]

III.7.7. Adhérence entre les deux bétons

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

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

III.7.8 Les inconvénients de chemisage

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

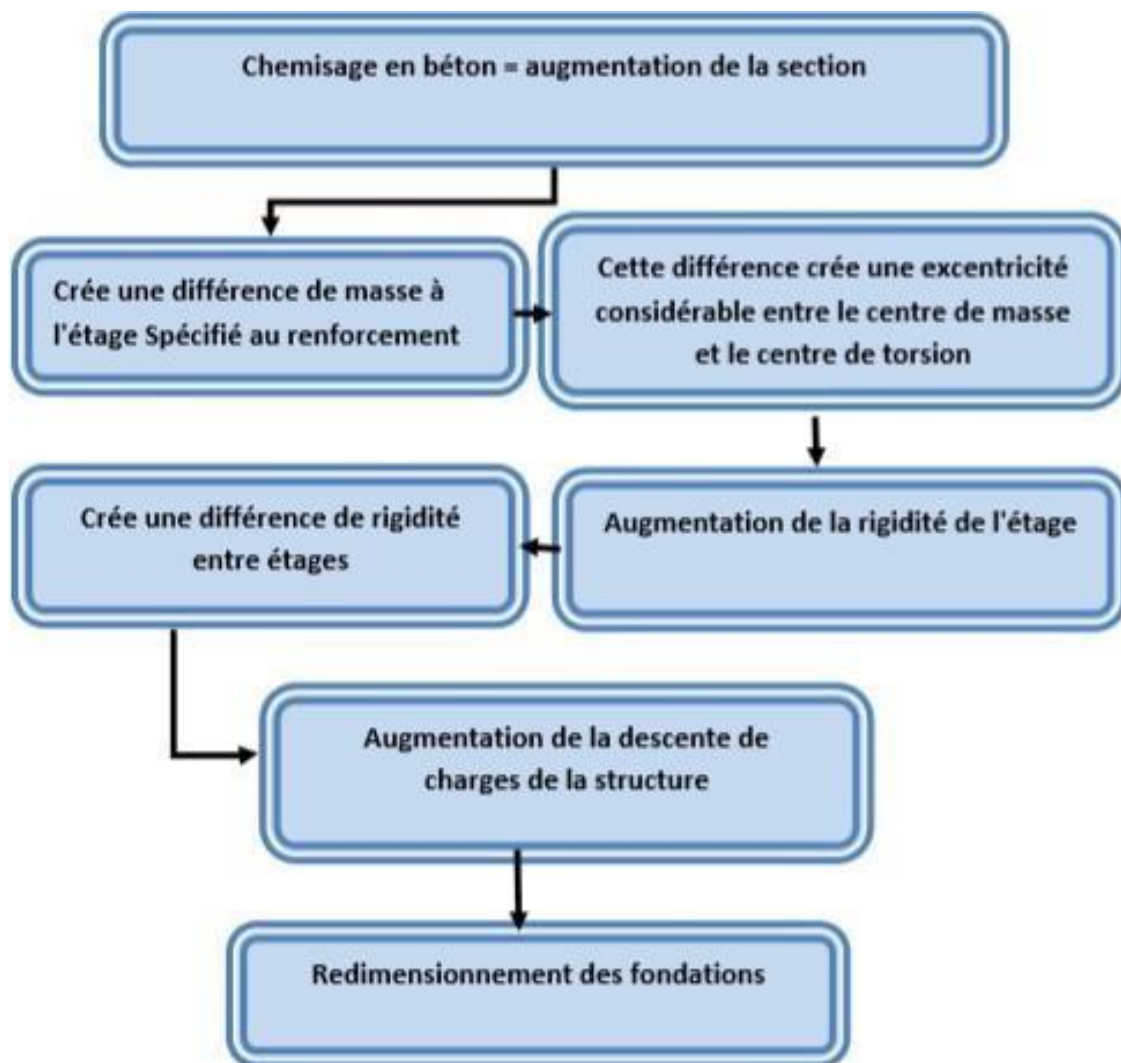


Figure III.9 : Organigramme du processus de chemisage en béton armé [20]

Chapitre III TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES BATIMENTS EN BETON ARME

A noter que le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage), influe directement sur la masse de la structure, comparativement aux autres moyens de renforcements, qui se caractérisent par leur légèreté relative. [20]

❖ Exemple

Renforcement d'une habitation individuelle R+ 3 par chemisage des poteaux



Figure III.10: Éclatement des nœuds, désolidarisation du poteau d'angle de la structure

Procédure de réparation

a. Chemisage des quatre poteaux du RDC à partir du sous sol.



Figure III.11: Chemisage des 4 poteaux centraux







Figure III.12 : Coffrage à mi-hauteur et résultat après décoffrage

III.8 Conclusion

Durant les dernières décennies, le béton ont joué un rôle primordial pour le renforcement, tant de bâtiments que d'ouvrages d'art. Cependant, ces matériaux sont soumis à d'importantes sollicitations dans les infrastructures, à la pollution, à la corrosion, et à d'autres actions extérieures qui tendent à les détériorer. De plus, les techniques de renforcement par chemisage en béton armé présentent souvent des mises en œuvre difficiles, impliquant des durées de travaux pouvant être assez longues.

Pour minimiser les dégâts en cas de séisme et aussi les difficultés de l'opération de réalisation ainsi que les prix élevé des renforcements, il faut bien dimensionner les éléments de la structure dans la phase de conception.



CHAPITRE IV
MODÉLISATION NUMÉRIQUE

IV.1 Introduction

Dans cette étude, nous comparons les effets de renforcement par la technique de chemisage pour structure auto stable en béton armé avant le renforcement et après le renforcement

En utilisant la méthode statique équivalente pour estimer les efforts internes à l'aide du logiciel Sap 2000 .

IV.2 Modélisation de bâtiment en béton armé en 3D

IV.2.1 Description de bâtiment étudié

Le bâtiment concerné par notre étude est à usage d'habitation (R+3) situé dans une zone sismique (Zone IIa) et implanté sur un sol meuble de classe S3, Le bâtiment est réalisé en béton armé et dimensionné selon les règlements RPA99version 2003, CBA93 (voir les Tableaux).

Il est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Les planchers d'épaisseur de (16+4) cm (corps creux + table de compression), Le tableau IV.1 résumer les donne géométriques de bâtiment.

L_x (m)	L_y (m)	H RDC (m)	H étage (m)	H total (m)
23.26	17.20	3.06	3.06	12.24

Tableau IV.1 Caractéristiques géométriques de bâtiment

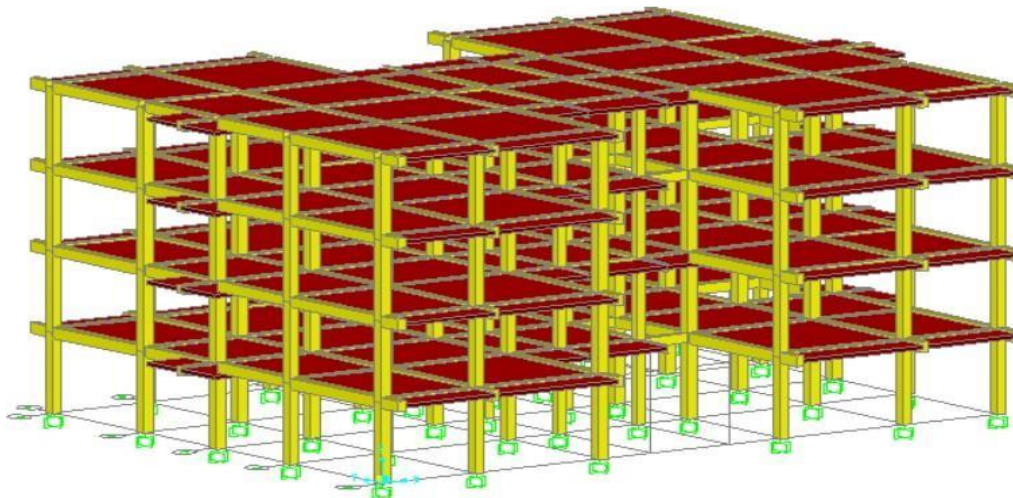


Figure IV.1.Vue en générale de modèle

IV.2.2 Caractéristiques des matériaux

⇒ **Béton** : Les propriétés du béton utilisé sont :

- La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La contrainte limite du béton en compression $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson $\nu_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- La masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

⇒ **Acier** :

- Rond lisse de nuance **FeE235** pour les armatures transversales.
- Haute adhérence de nuance **FeE400** pour les armatures longitudinales.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2.1 \text{ E05 MPa}$
- La limite élastique de Haute adhérence : $f_y = 334 \text{ MPa}$
- La limite élastique de l'acier Rond lisse : $f_{ys} = 204 \text{ MPa}$

⇒ **Critères de ruine des matériaux**

On utilise les valeurs de dimensionnement du BAEL :

- béton 0.35%
- acier 1%

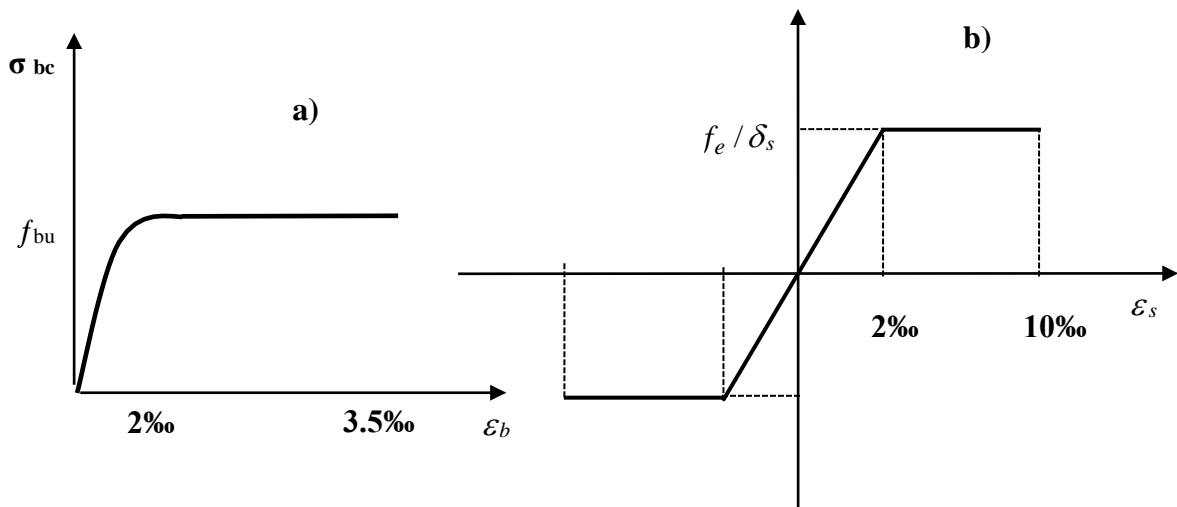


Figure IV.2 Diagramme de déformation-contrainte BAEL a) pour le béton et b) pour l'acier

IV.2.3 Définition des charges

Les charges que nous allons définir dans cette analyse sont de deux types : les charges gravitaires et les charges latérales.

- a) Les charges gravitaires sont les charges permanentes, ainsi que les charges d'exploitation multipliées par leur coefficient de pondération ' β ', bâtiment d'habitation $\beta=0,2$ [8]:

- **Charges gravitaires** $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (4.1)

- Poids total de la structure : $W = \sum_{i=1} W_i$

- b) Les charges latérales dans une direction horizontale définies dans ces études sont présentées dans les tableaux. la distribution de la charge appliquée en chaque étage on utilise l'équation (4-2).

$$F_j = \frac{W_j h_j}{\sum_{i=1} W_i h_i} \cdot V_b \quad (4-2)$$

Avec :

V_b : Pseudo force sismique;

F_j : Force appliquée en chaque niveau;

W : Poids total de la structure;

IV.2.3.1 Charges gravitaire

(R+3)	
coefficient d'accélération de zone	A= 0.15
facture d'amplification dynamique moyenne	D= 2.20
coefficient de comportement global de la structure	R= 3.5
facture de qualites	Q= 1.2
poids totale de la structure	$W_G = 854.95$ $W_Q = 105.83$ $\beta = 0.2$ $W = 876.12 \text{ t}$ $W_{\text{tot}} = 3504.48 \text{ t}$
force sismique totale appliquée a la base	$V_b = A.D.Q.W / R$ $V_b = 396.50 \text{ t}$

Tableau IV.2. Donnes sismiques (R+3)

IV.2.3.2 Charges latérales

Nivea u	h_j (m)	W_i (t)	$W_i * h_j$ (t.m)	$\frac{W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$	V_b (t)	F_j (t)
RDC	3.06	876.12	2653.39	0.10	396.50	39.65
1 ^{er}	6.12	876.12	5306.77	0.20	396.50	79.3
2 ^{eme}	9.18	876.12	7960.16	0.30	396.50	118.94
3 ^{émé}	12.24	876.12	10613.55	0.40	396.50	158.60

Tableau IV.3 valeurs des charges gravitaire et latérale.

Avec : $\Sigma(W_i * H_j) = 26533.87 \text{ t}$

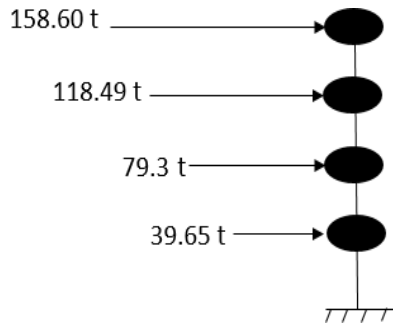


Figure IV.3 distribution des charges latérale.

IV.3 Etude de bâtiment avant le renforcement

- **Eléments Structuraux**

1. **Ferraillage existant des poteaux**

Les tableaux IV.4 et IV.5 illustrent le renforcement des poteaux et des poutres

Poteaux	Poteau	Ferraillage existant	Section cm ²
Extrémités	30x30	8T14	12.32
Intermédiaires	35x35	8T14	12.32

Tableau IV.4. Ferraillage des poteaux

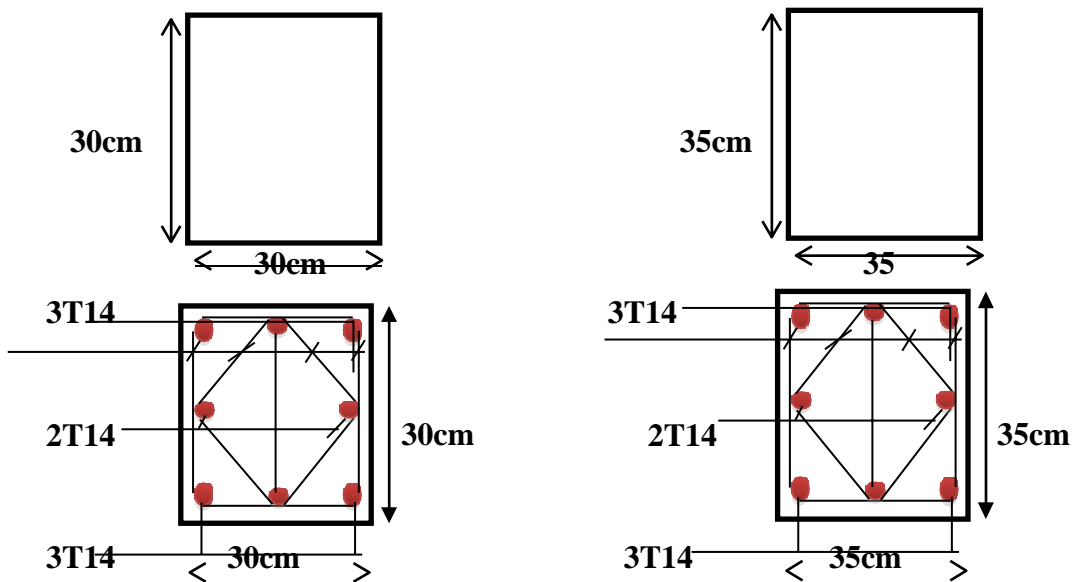


Figure IV.4 : Schéma de ferraillage d'un poteau

2. Ferrailage existant des poutres

Poutres	Ferrailage existant	
	Travée	Appuis
PP 1(30x40)	3T14	3T12fil+ 3T14cha
PP 2(30x40)	3T14	3T12fil+ 3T14cha
PP 3(30x40)	3T14	3T12fil+3T14 cha
PP 4(30x40)	3T14	3T12fil+3T14 cha
PS 1(30x35)	3T14	3T12fil+ 3T12 cha
PS 3(30x35)	3T14	3T12fil+ 3T12 cha

Tableau IV.5. Ferrailage des poutres

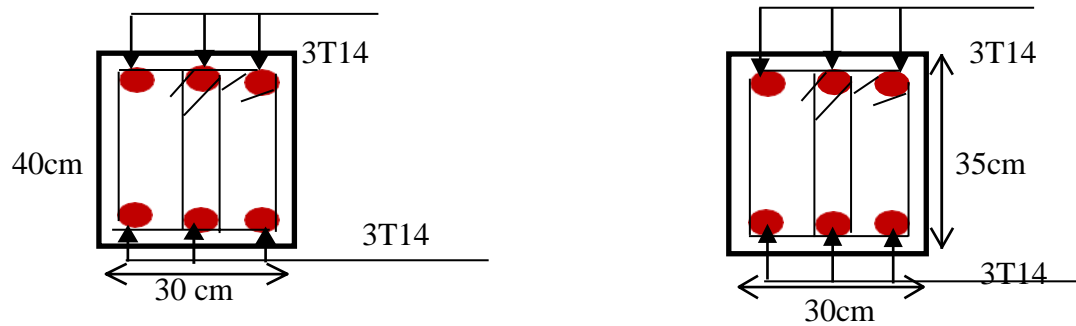


Figure IV.5 : Schéma de ferrailage des poutres

3. Déformation du bâtiment cas avant renforcement

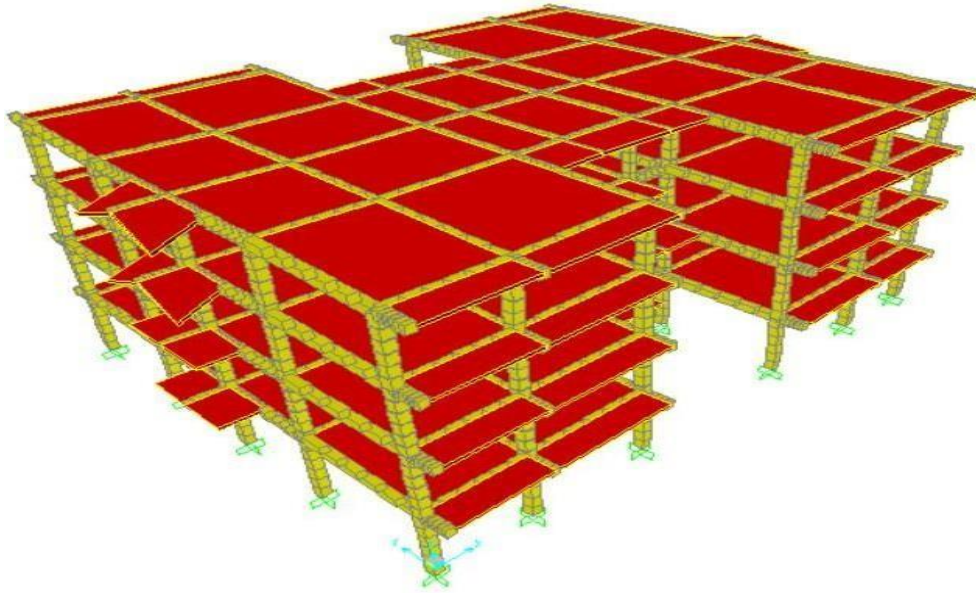


Figure IV.6 Déformation du bâtiment avant renforcement

4. Résultats

Les principaux résultats de l'analyse statique linéaire sont donnés dans les tableaux qui Représentent les valeurs des efforts tranchants et les moments correspondants ainsi dans les deux sens.

a. Résultats des efforts tranchants et moments dans les poteaux

niveau	Élément	Station (m)	N (t)	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)
RDC	P1	0	-81.115	52.101	94.140	141.156	78.140
		3.06	-80.239	52.101	94.140	-128.085	-70.868
1	P1	3.06	-71.039	50.568	95.101	127.025	67.886
		6.12	-70.225	50.568	95.101	-125.944	-66.625
2	P1	6.12	-53.255	34.801	74.407	97.916	45.784
		9.18	-52.441	34.801	74.407	-100.006	-46.786
3	P1	9.18	-32.043	20.665	43.794	57.736	27.032
		12.24	-31.229	20.665	43.794	-58.756	-27.937

Tableau IV.6. Résultats des efforts tranchants et moments (poteaux) avant renforcement

b. Résultats des efforts tranchants et moments dans les poutres

Élément	Station (m)	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)
P1	-1	5.2233	7.105	2.309	-0.539
	0	5.4708	7.105	-3.553	1.482
P2	0	9.0751	-2.22	7.772	4.685
	4,70	22.086	-2.22	-5.045	1.214
P3	4,70	8.375	-3.553	6.484	64.598
	8,43	18.4846	-3.553	5.524	-26.642
P4	8,43	8.3853	-4.354	4.653	30.605
	12,16	18.4949	-4.354	2.234	-35.120
P5	12,16	9.3156	-3.926	1.297	29.551
	16,86	22.3265	-3.926	-8.882	-36.668
P6	16,86	-6.8525	2.842	1.371	20.238
	17,86	-6.605	2.842	1.137	-67.003

Tableau IV.7. Résultats des efforts tranchant et moment (poutres) avant renforcement

IV.4 Etude de bâtiment après le renforcement

- Eléments Structuraux

Poteau	Ferrailage existant	Section cm ²
45X45	8T14+8T12	21.35
45X45	8T14+8T12	21.35

Tableau IV.8 Ferrailage des poteaux

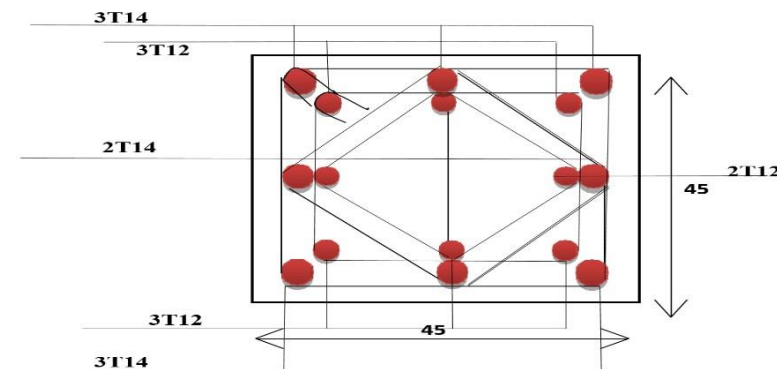


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage d'un poteau

1. Déformation du bâtiment cas après renforcement

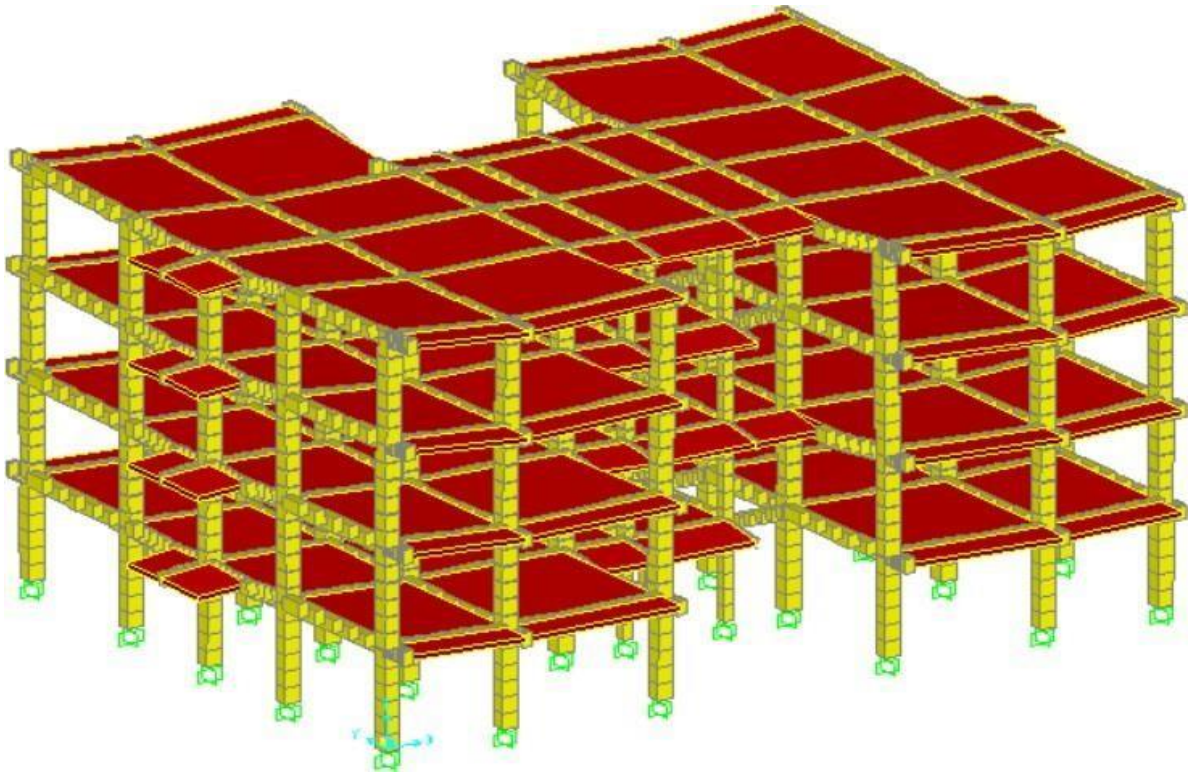


Figure IV.8 Déformation du bâtiment après renforcement

2. Résultats

a. Résultats des efforts tranchants et moments dans les poteaux (cas après renforcement)

niveau	Élément	Station (m)	N (t)	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)
RDC	P1	0	-127.885	44.914	81.860	120.464	65.663
		3.06	-126.437	44.914	81.860	-104.112	-59.056
1	P1	3.06	-94.0048	43.220	81.983	100.81	55.191
		6.12	-92.6582	43.220	81.983	-97.631	-53.729
2	P1	6.12	-62.5164	29.244	63.056	75.23	36.336
		9.18	-61.1697	29.244	63.056	-76.340	-35.989
3	P1	9.18	-31.197	17.078	17.969	43.086	20.635
		12.24	-29.8503	17.078	17.969	-43.522	-20.694

Tableau IV.9. Résultats des efforts tranchants et moments (poteaux) après renforcement

b. Résultats des efforts tranchants et moments dans les poutres (cas après renforcement)

Élément	Station (m)	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)
P1	-1	4.542	6.072	2.007	0.460
	0	4.716	6.072	-3.062	-1.255
P2	0	7.756	-1.930	6.531	3.970
	4,70	19.039	-1.930	-4.349	1.046
P3	4,70	7.282	-3.062	5.541	53.38
	8,43	15.798	-3.062	4.642	-22.201
P4	8,43	7.106	-3.721	3.943	25.718
	12,16	15.541	-3.721	1.909	-30.017
P5	12,16	8.030	-3.327	1.099	25.043
	16,86	19.246	-3.327	-7.723	-31.340
P6	16,86	-5.856	-4.921	1.152	17.150
	17,86	-5.597	-4.921	0.980	-55.835

Tableau IV.10. Résultats des efforts tranchants et moments (poutres) après renforcement

IV.5 Comparaison des résultats des moments avant et après renforcement

1. Poteaux

niveau	Avant renforcement		Après renforcement		Comparaison	
	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)	FM _x %	FM _y %
RDC	141.156	78.140	120.464	65.663	17 %	19%
	-128.085	-70.868	-104.112	-59.056	23%	20%
1	127.025	67.886	100.81	55.191	26%	23%
	-125.944	-66.625	-97.631	-53.729	29%	24%
2	97.916	45.784	75.23	36.336	30%	26%
	-100.006	-46.786	-76.340	-35.989	31%	30%
3	57.736	27.032	43.086	20.635	34%	31%
	-58.756	-27.937	-43.522	-20.694	35%	35%

Tableau IV.11. Comparaison des résultats des moments avant et après renforcement (Poteaux)

1. Poutres

Avant renforcement		Après renforcement		Comparaison	
M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)	FM _x %	FM _y %
2.309	-0.539	2.007	-0.460	15%	17%
-3.553	1.482	-3.062	1.255	16%	18%
7.772	4.685	6.531	3.970	19%	18%
-5.045	1.214	-4.349	1.046	16%	16%
6.484	64.598	5.541	53.38	17%	21%
5.524	-26.642	4.642	-22.201	19%	20%
4.653	30.605	3.943	25.718	18%	19%
2.234	-35.120	1.909	-30.017	17%	17%
1.297	29.551	1.099	25.043	18%	18%
-8.882	-36.668	-7.723	-31.340	15%	17%
1.371	20.238	1.152	17.150	19%	18%
1.137	-67.003	0.980	-55.835	16%	20%

Tableau IV.12 Comparaison des résultats des moments avant et après renforcement (poutres)

IV.6 Comparaison des résultats des efforts tranchants avant et après renforcement

1. Poteaux

niveau	Avant renforcement		Après renforcement		Comparaison	
	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	FT _x %	FT _y %
RDC	52.101	94.140	44.914	81.860	16%	15%
	52.101	94.140	44.914	81.860	16%	15%
1	50.568	95.101	43.220	81.983	17%	16%
	50.568	95.101	43.220	81.983	17%	16%
2	34.801	74.407	29.244	63.056	19%	18%
	34.801	74.407	29.244	63.056	19%	18%
3	20.665	43.794	17.078	17.969	21%	15%
	20.665	43.794	17.078	17.969	21%	15%

Tableau IV.13 Comparaison des résultats des efforts tranchants avant et après renforcement (Poteaux)

2. Poutres

Avant renforcement		Après renforcement		Comparaison	
T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	T _{xx} (t)	T _{yy} (t)	FT _x %	FT _y %
5.2233	7.105	4.542	6.072	15%	17%
5.4708	7.105	4.716	6.072	16%	17%
9.0751	-2.22	7.756	-1.930	17%	15%
22.086	-2.22	19.039	-1.930	16%	15%
8.375	-3.553	7.282	-3.062	15%	16%
18.4846	-3.553	15.798	-3.062	17%	16%
8.3853	-4.354	7.106	-3.721	18%	17%
18.4949	-4.354	15.541	-3.721	19%	17%
9.3156	-3.926	8.030	-3.327	16%	18%
22.3265	-3.926	19.246	-3.327	16%	18%
-6.8525	2.842	-5.856	-4.921	17%	19%
-6.605	2.842	-5.597	-4.921	18%	19%

Tableau IV.14 Comparaison des résultats des efforts tranchants avant et après renforcement (poutres)

IV.4 Conclusion

Après avoir comparé les effets de renforcement par la technique de chemisage pour structure auto stable en béton armé avant le renforcement et après le renforcement en utilisant la méthode statique équivalente pour estimer les efforts internes.

Les tableaux IV.11 et IV.12 récapitulatif des résultats d'analyse statique linéaire obtenus nous montrent que : les efforts tranchants et les moments de la structure après le renforcement selon le sens x-x et y-y sont inférieures que celle avant le renforcement.

Nous avons constaté que les efforts diminuaient de 17% à 35% après le renforcement pour les poteaux et diminuaient de 17% à 20% après le renforcement pour les poutres.



CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERAL

Nous l'avons remarqué dans le premier chapitre que le tremblement de terre autant que phénomène naturel indépendant dans très peu de cas présente une menace à l'homme, il devient un phénomène hasardeux (primairement) quand il est considéré en relation avec les structures. Par conséquent, les tremblements de terre sont d'intérêt spécial pour l'ingénieur de structure travaillant dans des zones sismiques.

La résolution des problèmes de la construction des ouvrages, ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique.

L'évaluation des caractéristiques du mouvement sismique sur un site est la première des étapes conduisant au dimensionnement parasismique des ouvrages.

Et dans le deuxième chapitre, nous avons réalisé La défaillance des bâtiments à ossature en béton armé conduit souvent à des cas de dégâts spectaculaires. Les dégâts observés lors des derniers tremblements de terre offrent une expérience sur les défauts de conception typiques et sur les raisons des dégâts présentés à maintes reprises. Le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 montre bien le mauvais comportement des bâtiments à portiques (poteaux + poutres) comportant des murs de remplissage.

Et dans le troisième chapitre, explique, le béton ont joué un rôle primordial pour le renforcement, tant de bâtiments que d'ouvrages d'art. Cependant, ces matériaux sont soumis à d'importantes sollicitations dans les infrastructures, à la pollution, à la corrosion, et à d'autres actions extérieures qui tendent à les détériorer. De plus, les techniques de renforcement par chemisage en béton armé présentent souvent des mises en œuvre difficiles, impliquant des durées de travaux pouvant être assez longues.

Pour minimiser les dégâts en cas de séisme et aussi les difficultés de l'opération de réalisation ainsi que les prix élevé des renforcements, il faut bien dimensionner les éléments de la structure dans la phase de conception.

Dans le quatrième chapitre Après avoir comparé les effets de renforcement par la technique de chemisage pour structure auto stable en béton armé avant le renforcement et après le renforcement en utilisant la méthode statique équivalente pour estimer les efforts internes.

Les tableaux IV.11 et IV.12 récapitulatif des résultats d'analyse statique linéaire obtenus nous montrent que : les efforts tranchants et les moments de la structure après le renforcement selon le sens x-x et y-y sont inférieures que celle avant le renforcement

Nous avons constaté que les efforts diminuaient de 17% à 35% après le renforcement pour les poteaux et diminuaient de 17% à 20% après le renforcement pour les poutres.

Références bibliographie

- [1] **VU THANH KIEN**, Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides – Application aux structures en bois – thèse doctorant, UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II, 2011.
- [2] **Mr HASSANI Karim** Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé mémoire magistère, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2013.
- [3] **BALANDIER P.**, Sismologie Appliquée A L’usage Des Architectes Et Ingénieurs, collection conception parasismique cahier 4, Mai 2004.
- [4] **BETBEDER M-J, DOURY J-L**, Constructions parasismiques, Techniques de l’Ingénieur, traité Construction.
- [5] **H. Modaressi**, Fiches pédagogiques d’aide à la formation pratique du risque sismique et de la tectonique active BRGM/RP-55230-FR (Décembre 20006)
- [6] **Gilles.André**, cartographie du risque naturel dans le monde. Etude comparative entre une approche d’ordre social et une approche d’ordre économique. European journal of geography, September 2004
- [7] **A.J.Kappos**, Dynamic loading and design of structures. Edition Sponpress 2002
- [8] **K.Baddari, M.Djeddi**, les séismes et leurs prévisions. Office des Publications Universitaires 07.2002
- [9] **Thanh Kien Vu**, Incidence de la torsion sur la résistance sismique des bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides. Application aux structures en bois, 2012.
- [10] **Menasri Youcef**, Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants « Structure portique en béton armé » 2009,
- [11] **CHEBANCE M.**, Les méthodologies d’évaluation de l’aléa sismique, période 1995-2001, Ecole Nationale Supérieure Des Sciences de l’Information et des Bibliothèques Université Claude Bernard Lyon 1, Rapport de Recherche Bibliographique, 2001.
- [12] **BELMOUDEN Y**, Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l’action des tremblements de terre, Bulletin de l’Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10
- [13] **BETBEDER M-J, DOURY J-L**, Constructions parasismiques, Techniques de l’Ingénieur, traité Construction.
- [14] **Melle. KACIMI Nacéra**, Analyse numérique d’une structure auto stable et d’une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de Magister, UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI-OUZOU, 2013
- [15] **SEBAI Khalifa**, quantification de la ductilité des constructions autos-tables en béton arme dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA 99/v-2003, magister en génie civil, université hassiba ben bouali de chlef, 2012

[16] RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.

[17] **Kassoul A., Ezziane K., Kadri A.**, Nouveau pourcentage d'armature pour la condition de ductilité dans les poutres, Revue française de génie civil, Vol. 8, N° 7, 769-791, 2004.

[18] **KHELIFI KHAWLA**, Mémoire de master renforcement de structures de portiques en béton armée sous l'effet du séisme. Université LARBI BEN MHIDI OUM EL BOUAGHI 2017.2018.

[19] **ABOU CHAKRA Farid**, Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de Polymère Renforcé par Fibre de Carbone - Comparaison des codes. Soutenu le 09 Mars 2016

ATAB MARIEM : Mémoire du Diplôme de master 02 en Génie Civil de Ain Beida.

Azzinamini, A., Corley, G. W., and Johal, P.L.S. "Effects of transverse reinforcement on seismic performance of columns." ACI Structural J., 89(4), 442-450, 1992.

[20]. Règlement eurocode8. Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme et document d'application nationale AFNOR 2000.