

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

Présenté par :

SI MERABET Larbi

REKRAK Abdellah

Sujet du mémoire

**EVALUATION DE L'INFLUENCE DE TRAVAUX SUR LA
VULNERABILITE SISMIQUE D'UN BATIMENT EXISTANT EN
BETON ARME**

Soutenu publiquement le 28 /06/2018 devant le jury composé de :

Dr. DJEBLI B.	Président
Dr. MIMOUNI M.	Rapporteur
Dr. KLOUCHE D.I.	Examineur
Dr. BENYAMINA A.B.	Examineur
Dr. ABADA G.	Examineur

PROMOTION : 2017/2018



Remerciement

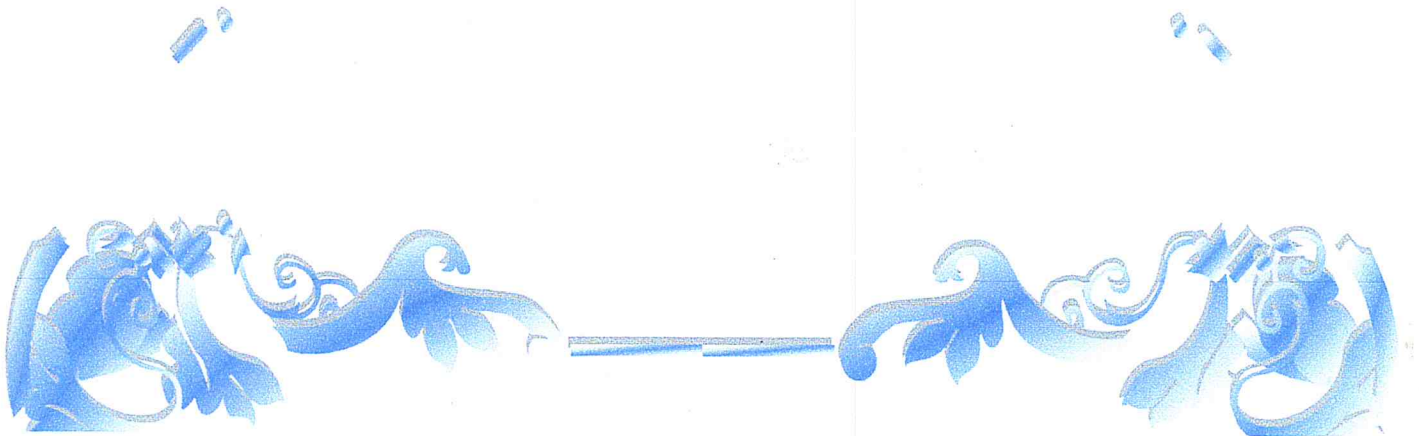
Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le bienveillant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur Mr MIMOUNI. Mohamed pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

Nous remercions les honorables membres du jury qui nous ont fait l'immense honneur d'examiner ce travail.

Nous voudrions aussi remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.





Dédicace

Je dédie humblement ce modeste travail à :

A mes très chères parents en témoignage de leur amour, affectation et surtout de leur soutien durant toute ma vie scolaire que je leur souhaite une longue vie ;

À toute la famille REKRAK

À tous mes amis,

A mon binôme SI MERABET Larbi

À toutes la promotion de 2ème année master GC.

A. REKRAK



J

Dédicace

Je dédie humblement ce modeste travail à :

A mes très chères parents en témoignage de leur amour, affectation et surtout de leur soutien durant toute ma vie scolaire que je leur souhaite une longue vie ;

À ma femme et mes enfants

À toute la famille SI MERABET

À tous mes amis,

A mon binôme REKRAK Abdellah

À toutes la promotion de 2ème année master GC.

L. SI MERABET

Résumé:

Les bâtiments existants en béton armé ou autrement dit les bâtiments construits avant l'application du code parasismique algérien (RPA 1981) sont les bâtiments les plus vulnérables, la résistance des bâtiments peut être inférieure à la demande sismique. Et comme la majorité du parc immobilier algérien appartient à cette famille, probablement il faut intervenir par différents moyens de réhabilitation pour satisfaire cette demande sismique. L'objectif visé pour un bâtiment existant n'est pas le même que pour un bâtiment neuf : cet objectif dépend de la nature et de l'importance des travaux effectués. La prescription générale est que ceux-ci ne doivent en aucun cas aggraver la vulnérabilité au séisme du bâtiment. Le comportement du bâtiment sera modifié si les travaux envisagés ont une incidence significative sur les paramètres influençant l'intensité des actions sismiques ou la capacité de résistance aux efforts.

Le travail présenté dans cette étude, traite la question de l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant en béton armé à cinq étages situé dans une zone à forte sismicité. Pour ce faire, nous avons effectué une modélisation numérique tridimensionnelle au moyen du logiciel SAP2000 V 14.2.2 en étudiant cinq (05) variantes dans le domaine élastique linéaire et dans le domaine post-élastique (méthode d'analyse statique non linéaire "Push Over"). Les paramètres (efforts tranchants à la base, déplacements inter-étages, modes de vibration, mécanisme de ruine) sont proposés comme critères de comparaison dans notre étude. Les résultats de l'analyse sont utilisés pour évaluer l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismique du bâtiment étudié.

Mots clés : Bâtiment existant, béton armé, travaux, vulnérabilité, push over, mécanisme de ruine, déplacements inter-étages.

Summary:

The reinforced concrete buildings constructed before the application of the Algerian seismic code (RPA 1981) are the most vulnerable buildings; the resistance of buildings may be lower than the seismic demand. And since the majority of the Algerian housing stock belongs to this family, it is probably necessary to intervene by various means of rehabilitation to satisfy this seismic demand.

The objective for an existing building is not the same as for a new building: this objective depends on the nature and importance of the work that has been done.

The general requirement is that these should not in any way aggravate the vulnerability to the earthquake of the building. The behavior of the building will be modified if the planned works have a significant impact on the parameters influencing the intensity of the seismic actions or the resistance capacity to the efforts.

The work presented in this study addresses the influence of the work on the seismic vulnerability of an existing five-storey reinforced concrete building located in a high seismic zone. To do this, we carried out a three-dimensional numerical modeling using the software SAP2000 V 14.2.2 by studying five (05) variants in the linear elastic domain and in the post-elastic domain (nonlinear static analysis method " Push over ").

The parameters (shear forces at the base, inter-stage displacements, modes of vibration, mechanism of ruin) are proposed as comparison criteria in our study. The results of the analysis are used to evaluate the influence of the work on the seismic vulnerability of the studied building.

Key words: Existing building, reinforced concrete, works, vulnerability, push over, mechanization of ruin, inter-floor displacements.

ملخص:

المباني الخرسانية المسلحة التي شيدت قبل تطبيق القانون الزلزالي الجزائري (RPA 1981) هي أكثر المباني عرضة للخطر. قد تكون مقاومة المباني أقل من الطلب الزلزالي. وبما أن غالبية المساكن الجزائرية للإسكان تنتمي إلى هذه العائلة، فقد يكون من الضروري التدخل عن طريق وسائل إعادة التأهيل المختلفة لتلبية هذا الطلب الزلزالي.

الغاية المرجوة من المباني القديمة ليست هي نفس الغاية بالنسبة للمباني الجديدة: تعتمد هذه الغاية على طبيعة وأهمية العمل الذي تم إنجازه.

الشرط العام هو أن هذه الأخيرة لا ينبغي بأي حال من الأحوال أن تفاقم التعرض الزلزالي للمبنى. سيتم تعديل سلوك المبنى إذا كان للأعمال المخطط التي من شأنها أن تؤثر على شدة الإجراءات الزلزالية أو قدرة المقاومة على الجهود.

يتناول العمل المقدم في هذه الدراسة تأثير العمل على الضعف الزلزالي لمبنى خرساني مسلح مكون من خمسة طوابق يقع في منطقة ذات نشاط زلزالي عالي .

و للقيام بذلك ، قمنا بتنفيذ نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام البرنامج SAP2000 V 14.2.2 من خلال دراسة المتغيرات الخمسة (05) في المجال المرن الخطي وفي مجال ما بعد المرونة (طريقة التحليل الثابتة غير الخطية "الدفق الفوقي").

يتم اقتراح المتغيرات (قوى القص في القاعدة، عمليات التخلل بين المراحل، طرق الاهتزاز ، آلية الخراب) كمعايير المقارنة في دراستنا. يتم استخدام نتائج التحليل لتقييم تأثير العمل على الضعف الزلزالي للمبنى المدروس.

الكلمات المفتاحية: مبنى قديم ، خرسانة مسلحة ، أعمال ، هشاشة ، الدفع الفوقي ، ميكانيزم الإنهيار، الإنتقال ما بين الطوابق.

Table des matières

Sommaire :

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Comportement des Bâtiments en béton armé sous séisme	
I.1 Introduction.....	3
I.1.1 Caractéristiques d'un séisme.....	4
I.1.1.1 Magnitude et intensité d'un séisme	4
a) Magnitude	4
b) Intensité	5
I.1.1.2 Ondes sismiques	6
a) Les ondes de volume	7
b) Les ondes de surface	8
I.1.2 Le risque sismique	8
I.2 La sismicité en Algérie.....	10
I.3 Risque sismique en Algérie	12
I.4 Les constructions parasismiques.....	13
a) Bâtiment comportant des ailes	14
c) Élément de contreventement excentré	15
I.5 Irrégularité de rigidité	15
I.6 Irrégularité de la masse	16
I.6.1 Asymétrie de masse en Plan.....	17
I.6.2 Irrégularité de masse en élévation	18
I.7 Etage souple	18
I.8 Poteaux courts.....	20
I.9 Conclusion	21
Chapitre II : Vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé	
II.1 Introduction	22
II.2 Risque et vulnérabilité sismique.....	22
II.3 EVALUATION SISMIQUE.....	23
II.3.1 Evaluation structurale.....	23
II.3.2 Procédure d'évaluation sismique.....	24
II.4 Les méthodes d'évaluations de la vulnérabilité sismique	26
II.4.1 Méthodes empiriques	26
II.4.1.1 Méthodologie HAZUS	27
II.4.1.2 Méthodologie RISK-UE	30

II.4.1.3 Méthode proposée par l'AFPS	32
II.4.2 Méthodes déterministes basées sur la performance	33
II.4.2.1 La méthode "Push over"	33
II.4.2.2 Méthode des Courbes de fragilités	35
II.5 Conclusion	36

Chapitre III : Modélisation du bâtiment étudié

III.1 Présentation de l'ouvrage	37
III.1.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment	37
III.1.2 Dimensions de la structure	37
III.1.3 Ossature et système constructif adopté	39
III.2 Caractéristiques géotechniques du sol	39
III.3 Dimensions et ferrailages des poteaux et des poutres de la structure à 5 niveaux	39
III.4 Caractéristiques des matériaux	40
III.4.1 Caractéristiques mécaniques du béton	40
III.4.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression	41
III.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction	41
III.4.1.3 Module d'élasticité	41
III.4.1.4 Notion des états limites	41
III.4.1.5 Coefficients de poisson	43
III.4.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier	43
III.4.2.1 Etat limite ultime	43
III.4.2.2 Etat limite de service	43
III.5 Les Voiles	44
III.6 Descentes des charges	44
III.6.1 Plancher terrasse non-accessible	44
III.6.2 Plancher terrasse accessible	45
III.6.3 Acrotère	45
III.6.4 Murs extérieures de façade	46
III.6.5 Les poutres et les poteaux	46
III.6.5.1 Les poteaux	46
III.6.5.2 Les poutres principales et secondaires	46
III.7 Chargement de la structure	47
III.7.1 Chargement des portiques	47

III.7.2	La masse et l'inertie massique	49
III.8	Modélisation de la structure avec le logicielSAPV14.....	53
III.8.1	PrésentationdulogicielSAP2000V14.....	53
III.8.2	Utilisation du logiciel SAP2000	54
III.8.3	Définition de la géométrie du modèle.....	54
III.8.4	Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire.....	55
III.8.5	Définition des cas de charges.....	55
a)	Définition de charges statiques Get Q.....	56
b)	Définition du chargement de l'analyse dynamique.....	56
c)	Définition des combinaisons de charge.....	58
III.8.6	Diaphragme	59
III.8.7	Les résultats de la modélisation élastique linéaire du bâtiment	59
III.9	Modélisation non-linéaire Push over	62
III.9.1	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux.....	62
III.9.2	Niveaux d'endommagements	62
III.9.3	Introduction des types de rotules.....	64
III.9.4	Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	67
III.9.5	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales.....	68
III.9.6	Résultats de l'analyse Push over	70
a)	Courbe de capacité.....	70
b)	Formation des rotules plastiques et état de dégradation des éléments.....	72
III.10	Conclusion	73

Chapitre IV : Etude paramétrique

IV.1	Introduction	74
IV.2	Bâtiment existant et les variantes proposées	74
IV.2.1	Bâtiment existant en (R+4) :B.E.....	74
IV.2.2	Les variantes proposées	75
IV.3	Critères de comparaison entres les variantes proposées	77
IV.4	Résultats de l'analyse linéaire élastique.....	77
IV.4.1	Périodes propres des variantes	77
a)	Les modes du vibrations de bâtiment existant (R+4) : (BE).....	78
b)	Les modes de vibrations des variantes	78
VI.4.2	Effort tranchant à la base	80
a)	Définition du comportement non linéaire des structures	80

b) Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux... ..	80
IV.5 Définition du comportement non linéaire des voiles.....	81
IV.6 Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles.....	82
VI.7 Résultats de l'analyse statique non linéaire Push over	84
VI.7.1 Comparaison des courbes de capacité.....	84
VI.7.2 Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagement.....	91
VI.7.3 Déplacement inter-étages	99
IV.8 Conclusion	103

LISTE DE FIGURES

Figure I.1 : Répartition de la tectonique des plaques	4
Figure I.2 : Les caractéristiques des séismes.....	5
Figure I.3 : Propagation de l'onde primaire.	7
Figure I.4: Propagation de l'onde secondaire.....	8
Figure I.5 : Propagation de l'onde love.....	8
Figure I.6: Propagation de l'onde de Raleigh.	8
Figure I.7: Moment de torsion autour d'un noyau rigide.....	9
Figure I.8 : L'aléa sismique de l'Algérie	11
Figure I.9: Une carte de la sismicité du Nord algérien.....	11
Figure I.10 : Carte préliminaire d'évaluation de l'Aléa sismique pour la région Nord algérienne.....	12
Figure I.11 : Zones sismiques et degré de vulnérabilité des territoires en Algérie.	12
Figure I.12 : Bâtiments comportant des ailes (Oscillations différentielles).....	14
Figure I.13 : Kobé 1995	14
Figure I.14 : Mécanisme de la torsion d'ensemble.	15
Figure I.15 : Distribution non uniforme de rigidité.....	15
Figure I.16: Irrégularité de rigidité dans le plan.....	16
Figure I.17: Asymétrie de la masse dans le plan : masse concentrée dans un coin de bâtiment	17
Figure I.18 : Asymétrie de masse dans le plan : la torsion domine les trois premières modes d'oscillation.....	17
Figure I.19: Irrégularité de masse en élévation : Variation brusque de la masse doit être évitée.....	18
Figure I.20 : Etage souple	19
Figure I.21 : Ruine partielle des étages supérieurs.	19
Figure I.22 : Étage souple au niveau du RDC.....	19
Figure I.23 : Rupture de poteau (vide sanitaire).....	20
Figure I.24 : Rupture de poteau (cage d'escalier)	21
Figure II.1 : Procédure d'évaluation structural (ASCE, 2000a)[11].....	7
Figure II.2: Courbe de capacité d'une structure (Vbase-Dsommet).....	17
Figure II.3: Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.	18
Figure II.4 : Niveaux d'endommagement décrits par les courbes de fragilités	19
Figure III.1 : Vue en plan du bâtiment en béton armé à 5 étages	22
Figure III.2 : Vue en élévation du bâtiment en béton armé à 5 étages.	22
Figure III.3 : Vue en 3D du bâtiment en béton armé à 5 étages.	23
Figure III.4 : Plancher à corps creux (16+4) cm.....	23
Figure III.5 : Dimensions des poteaux et des poutres du bâtiment.....	25
Figure III.6: Ferrailages des poteaux et des poutres du bâtiment.	25

Figure III.7: Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELUR. [6] ..	27
Figure III.8 : Contrainte-déformation du béton à l'ELS.	27
Figure III.9: Diagramme contrainte-déformation d'acier.	28
Figure III.10: Plancher terrasse inaccessible.	29
Figure III.11 : Plancher terrasse accessible (étage courant).	30
Figure III.12 : Section transversale de l'acrotère.....	30
Figure III.13 : Coupe transversale du mur extérieur.....	31
Figure III.14 : Vue en plan du bâtiment.....	32
Figure III.15 : Poids total de la structure.	37
Figure III.16 : Organigramme de la première étape de la modélisation.	38
Figure III.17 : Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.....	39
Figure III.18 : Organigramme de la troisième étape de la modélisation.	39
Figure III.19 : Forme de spectre de réponse (RPA 99/v 2003).[6].....	41
Figure III.20 : Paramètres du spectre de réponse donné par le RPA99/2003. [6]	42
Figure III.21 : Translation pure suivant le sens (x).....	44
Figure III.22 : Translation pure suivant le sens(y).....	44
Figure III.23: Rotation suivant l'axe (z).....	45
Figure III.24 : Loi de comportement et niveaux de dommages.....	46
Figure III.25: Définition des types de rotules (poteaux & poutres).....	47
Figure III.26 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	48
Figure III.27: Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	48
Figure III.28: Paramètres des rotules plastiques des poteaux.....	49
Figure III.29: Paramètres des rotules plastiques des poutres.....	49
Figure III.30 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires....	50
Figure III.31 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens X).....	51
Figure III.32 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens Y).....	52
Figure III.33: Courbe de capacité Push X de la structure ($V_{base}-D_{sommet}$).....	53
Figure III.34: Courbe de capacité Push Y de la structure ($V_{base}-D_{sommet}$).....	53
Figure III.35: Courbe de capacité (sens x et y).....	54
Figure III.36: Développement des rotules plastiques (Push X).....	54
Figure III.37 : Développement des rotules plastiques (Push Y).....	55
Figure IV.1: Vue en plan et en 3D du bâtiment existant (BE).....	57
Figure IV.2: Variante(A) : bâtiment en B.A en (R+6).....	58
Figure IV.3 : Vue en plan et en 3D de la variante (B)	58
Figure IV.4: Vue en plan et en 3D de la Variante (C)	59
Figure IV.5: Vue en élévation et en 3D de la variante (D)	59
Figure IV.6 : Vue en élévation et en 3D de la variante(E).....	60
Figure IV.7: Les trois premiers modes du bâtiment existant.	61
Figure IV.8 : Les trois premiers modes de la variante (B).....	62
Figure IV.9 : Les trois premiers modes de la variante (C).....	62

Figure IV.10: Les trois premiers modes de la variante (D).....	63
Figure IV.11: Modèle « Poteau-Poutre équivalent ».....	65
Figure IV.12 : Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages. [16]	66
Figure IV.13 : Modélisation du voile par un élément « Poteau -poutres équivalent ». [16]...	67
Figure IV.14: Courbe de capacité dans les deux sens (x) et (y).....	68
Figure IV.15 : Courbe de capacité dans les deux sens (x) et (y).....	69
Figure IV.16 : Courbe de capacité dans les deux sens (x) et (y).....	70
Figure IV.17: Courbes de capacité pour le bâtiment existant et la variante (D)	71
Figure IV.18: Courbes de capacité pour le bâtiment existant et la variante (E)	72
Figure IV.19: Courbes de capacité pour le bâtiment existant et les variantes (B) ,(C) et (D)	73
Figure IV.20 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements Bâtiment existant.....	74
Figure IV.21: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements pour la variante (A).....	76
Figure IV.22: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (B).....	77
Figure IV.23: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (F) sens (y))	77
Figure IV.24: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (C).....	78
Figure IV.25: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (D).....	79
Figure IV.26 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (A) sens (y)).....	79
Figure IV.27: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (E) (Portique (3) sens(x)).....	80
Figure IV.28: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (3) sens (x))	80
Figure IV.29: Moment plastique (portique (3) sens (x)) pour la variante (E).....	81
Figure IV.30 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (E) (Portique (E) sens (y))	81
Figure IV.31: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (E) sens (y))	81
Figure IV.32: Déplacement inter-étage du bâtiment existant et les variantes (sens x)	83
Figure IV.33: Déplacement inter-étage du bâtiment existant et les variantes (sens y)	84
Figure IV.34: Histogramme de déplacement inter-étage du bâtiment existant et les variantes.	85

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I.1 : Enregistrement des séismes par ans.....	5
Tableau I.2 : Intensité et les effets typiques observés.....	6
Tableau II.1 : Éléments de développement des courbes de capacité par les équipes de recherches Risk_UE	14
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.	21
Tableau III.2 : Dimensions et ferrillages des poteaux et des poutres du bâtiment étudié. ...	24
Tableau III.3 : Chargement des portiques (plancher terrasse et plancher étage courant).....	33
Tableau III.4 :Chargement des portiques.	34
Tableau III.5 : Masses et inerties massiques (terrasse)	35
Tableau III.6 : Masses et inerties massiques (étage courant).	36
Tableau III.7 : Inerties massiques pour les différents niveaux.	37
Tableau III.8 : Liste des modes et périodes propres des bâtiments.	43
Tableau IV.1 : Valeurs des périodes propres des variantes pour les trois premiers modes	61
Tableau IV.2 : Les trois premiers modes de vibration pour les différentes variantes.	63
Tableau IV.3 : Valeurs d'effort tranchant pour les différentes variantes.	64
Tableau IV.4 : Les paramètres d'endommagement. [36].....	82

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

1. Généralités :

Le nord de l'Algérie a été soumis à des actions sismiques violentes qui ont fait de nombreuses victimes et beaucoup de dégâts avec des destructions massives qui ont touchés plusieurs régions du pays tel que Asnam en 1980 qui restera gravé à jamais dans la mémoire des Algérien, Alger en 1996 avec un rayon macrosismique s'étalant sur 140 km touchant ainsi Ain Bénian, Chéraga, et Staouali, Ain Temouchent en 1999 sur une surface macrosismique de 260 km de rayon, et dernièrement celui de Boumerdes en 2003 qui vient rappeler que le nord Algérien très peuplé n'est pas à l'abri des catastrophes naturelles, augmentant ainsi la notion de risque qui n'est que le produit de l'aléa sismique par la vulnérabilité, et qu'il faudrait prendre sérieusement en considération étant donné que nous sommes dans une zone reconnue sismique.

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques des mouvements sismiques, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structure relativement flexibles (portique où cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, due au fait qu'elles absorbent l'énergie sismique (structure ductile), cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements relatifs entre étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux.

La vulnérabilité sismique est une estimation des dommages qu'une structure, ou bien un élément de cette structure, peut atteindre et même dépasser lors d'un séisme. L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure peut être établie par différentes méthodes.

Cette étude consiste à déterminer si la variation de certains paramètres d'une structure influence sa vulnérabilité sismique. Les paramètres étudiés dans ce travail comprennent l'ajout d'étages, l'ajout de voiles en béton armé et l'élimination de poteaux.

2. Problématique :

Dans le cadre de notre travail de PFE, il nous a été donné un travail de recherche concernant l'évaluation de l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant en béton armé situé dans une zone à forte sismicité.

La problématique posée dans ce travail concerne les points suivants :

- La nature des travaux aggrave t'elle la vulnérabilité du bâtiment étudié ?
- Quelle est l'incidence des travaux sur les paramètres influençant l'intensité des actions

sismiques ou la capacité de résistance aux efforts ?

- Les travaux envisagés respectent ils les règles de l'art applicables dans le contexte sismique ?
- Quel est l'impact de la torsion sur la vulnérabilité sismique du bâtiment étudié ?

3. Organisation du mémoire :

Pour discuter la problématique, et tenter les résolutions appropriées, nous avons structuré notre mémoire en quatre chapitres organisés comme suit :

- **Le 1^{er} chapitre** : est consacré à une étude bibliographique sur le comportement des bâtiments en béton armé sous séisme.
- **Le 2^{ème} chapitre** : dans ce chapitre, il s'agit d'exposer un aperçu de littérature sur les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en béton armé.
- **Le 3^{ème} chapitre** : concerne une présentation de la modélisation du bâtiment par le logiciel SAP 2000 version 14 (modélisation élastique linéaire et non linéaire « Push-over »).
- **Le 4^{ème} chapitre** : présente une étude paramétrique qui tient compte de cinq variantes différentes. Une étude comparative entre les différentes variantes proposées est effectuée par des analyses linéaires et non linéaires.

En fin nous terminons par une conclusion générale et par des recommandations vis-à-vis du travail effectué.

Chapitre I: Comportement des bâtiments en béton arme sous séisme

/

I.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel causé par une rupture des roches provoquant de nombreuses secousses. Il s'agit de secousses qui se produisent dans le sol après un mouvement de plaques tectoniques. Les pressions qui causent le mouvement de plaques s'accumulent et les roches se déforment. Au moment de la rupture, les plaques vibrent et les roches sont ramenées à leur forme initiale. L'énergie stockée est alors libérée sous formes d'ondes sismiques. Il est caractérisé par sa magnitude et son intensité. Il occasionne de nombreuses conséquences.

Les chercheurs peuvent aujourd'hui évaluer le risque sismique dans un lieu donné ce qui permet de construire dans des endroits où le risque sera moins élevé [1].

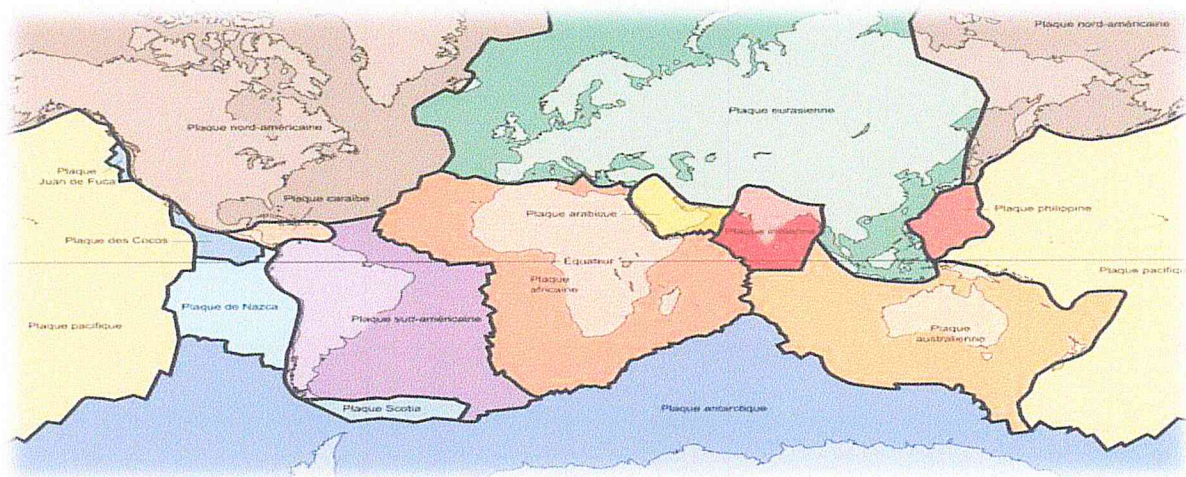


Figure I.1 : Répartition de la tectonique des plaques

I.1.1 Caractéristiques d'un séisme [2] :

L'importance des secousses perçues, donc des dégâts, sera principalement fonction de la :

- Distance par rapport à l'épicentre,
- Profondeur du foyer,
- Vulnérabilité des constructions.

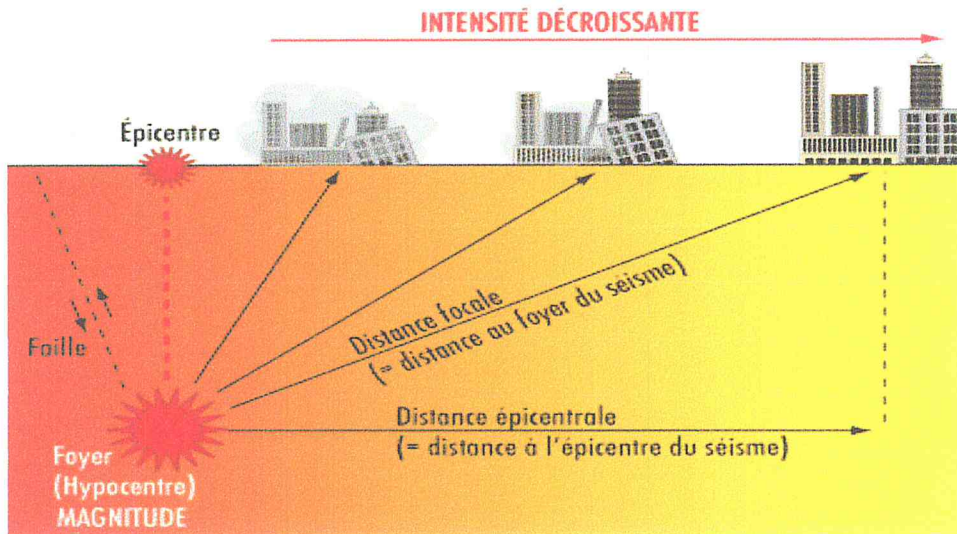


Figure I.2 : Les caractéristiques des séismes.

I.1.1.1 Magnitude et intensité d'un séisme :

a) Magnitude :

La magnitude est une fonction logarithmique instaurée en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter pour évaluer les séismes Californiens. Elle dépend de la quantité d'énergie libérée « plus le séisme libère de l'énergie plus la magnitude sera élevée ». Elle se calcule à partir de l'amplitude maximale des ondes sismiques enregistrée par le sismogramme en tenant compte à la distance de l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre et la fréquence du signal.

Le plus violent séisme a été localisé au Chili, en 1960 atteignant une magnitude de 9.5.

Magnitude	Énergie libérée	Durée de la rupture	Valeur moyenne du rejet	Longueur moyenne du coulisage	Nbre de séismes par an dans le monde (ordre de grandeur)
9	$E \times 10^7$	250 s	8 m	300 km	1 tous les 10 ans
8	$E \times 10^6$	85 s	5 m	250 km	1
7	$E \times 10^5$	15 s	1 m	50 km	10
6	$E \times 10^4$	3 s	20 cm	10 km	100
5	$E \times 10^3$	1 s	5 cm	3 km	1 000
4	E	0.3 s	2 cm	1 km	10 000
3	$E/30$				> 100 000
2	$E/30^2$				
1	$E/30^3$				

Tableau I.1 : Enregistrement des séismes par ans.

b) Intensité :

L'intensité caractérise la sévérité de la secousse de la terre. Elle est estimée en un lieu à partir des effets produits par les secousses, cette évaluation nécessite aucune mesure instrumentale on pourra alors dire que cette évaluation se fait à l'échelle macroscopique et elle est toujours notée en chiffres romains allant de 1 à 12 (I au XII). L'intensité ne prend pas en compte, seulement le séisme mais aussi l'environnement où elle a été prise. Elle est évaluée comme étant la plus forte du séisme et se trouve au niveau de l'épicentre. L'échelle de référence est actuellement, en Europe « EMS 98 ».

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les habitations
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou léger tremblement
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégât légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chutes d'objets. De nombreux bâtiments subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégât	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreux bâtiments ordinaires bien construits subissent des dégâts modérés : petites fissures dans les murs, chutes de plâtre, chute de parties de cheminées, des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et une défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de bâtiments ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants : défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

Tableau I.2 : Intensité et les effets typiques observés.

I.1.1.2 Ondes sismiques [3] :

Les ondes sismiques sont des ondes de choc provoquées par la rupture des failles, elles se propagent dans tous les sens. Il existe plusieurs types d'ondes qui ont des effets différents sur le sol et les constructions. Les ondes sismiques sont de nature élastique car elles peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement. On distingue deux ondes différentes : les

ondes de volume qui traversent la terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à la surface.

a) Les ondes de volume :

Elles se propagent à l'intérieur du globe terrestre. Leurs vitesses dépendent des matériaux traversés et elles augmentent avec la profondeur. Lorsque qu'elles arrivent à la surface, elles provoquent les déformations aux constructions sous l'effet des forces d'inertie.

- **Les ondes P (primaires) : " ondes de compression"**

Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par des dilatations et des compressions successives. Ces déplacements sont parallèles à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides (6 km/s près de la surface) et les premières à être enregistrées sur les sismogrammes, d'où leur nom. Elles sont responsables du grondement sourd qui peut définir une secousse sismique. Nous les reconnaissons facilement sur les sismogrammes grâce à leurs amplitudes moyennes, leurs fréquences importantes et leurs positions.

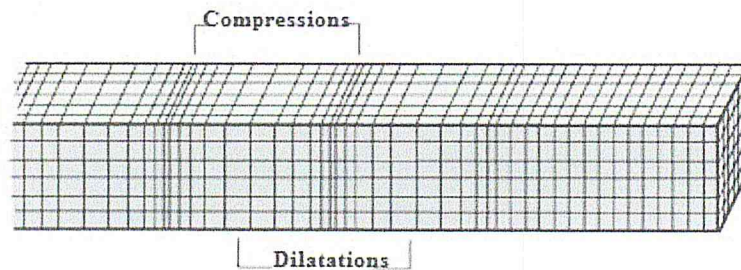


Figure I.3 : Propagation de l'onde primaire.

- **Les ondes S (secondaires) : " ondes de cisaillements"**

C'est-elles qui secouent les constructions horizontalement. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau externe de la terre. Elles se propagent un peu moins vite que les ondes P (leurs vitesses est de 4 km/s) et apparaissent suite aux primaires sur le sismogramme, à leurs passages, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde, elles produisent perpendiculairement à cette direction une série de cisaillements d'où leur nom "ondes transversales". Grâce à leur position, leurs amplitudes moyennes ou fortes et leurs fréquences un peu plus faible qu'on peut les définir sur le sismogramme.

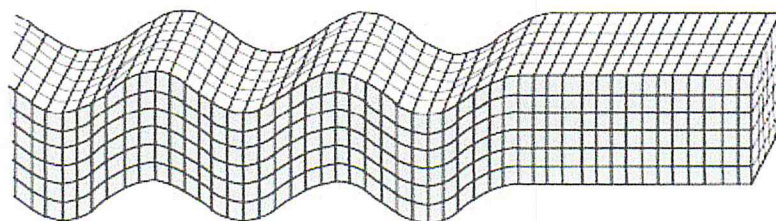


Figure I.4 : Propagation de l'onde secondaire.

b) Les ondes de surface :

Les ondes de surface dites "onde superficielle", sont guidées par la surface de la terre. Leur effet est comparable aux ondes sur l'eau, elles ont une amplitude plus grande que les ondes de volume mais ont une vitesse de propagation plus faible c'est pour cela qu'elles apparaissent après, sur les sismogrammes.

- Les ondes de love (onde L) :

Elles se déplacent de la même manière que les ondes S, mais sans mouvement vertical. Elles provoquent des ébranlements horizontaux qui causent de nombreux dégâts, notamment aux fondations des immeubles. Elles sont plus rapides que les ondes de Raleigh (R).

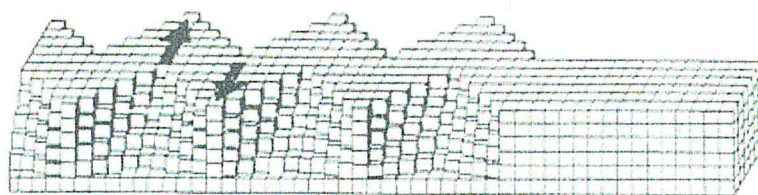


Figure I.5: Propagation de l'onde love.

- Les ondes de Raleigh (ondes R) :

Les ondes R, quant à elles ont un déplacement assez complexe à la fois vertical et horizontal, un peu elliptique.

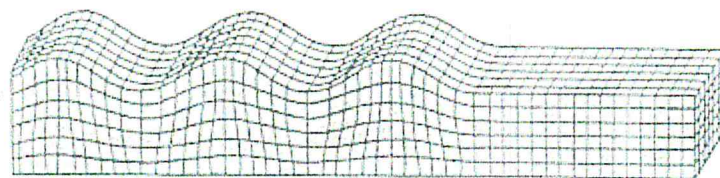


Figure I.6: Propagation de l'onde de Raleigh.

I.1.2 Le risque sismique [4] :

Le risque sismique est présent partout à la surface du globe, qui peut être évalué pour une construction, pour une ville ou pour une région spécifique, est défini par la probabilité de pertes en biens, en activités productrices et en vie humaines dans un laps de temps donné. Il augmente constamment avec la densité de la population et avec le potentiel économique du pays.

Le risque sismique dépend de :

- La probabilité d'occurrence des séismes (de l'aléa sismique).
- La vulnérabilité des constructions menacées.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité}$$

- **Aléa sismique:** Il est défini par la probabilité qu'un séisme au tremblement de terre d'une certaine magnitude, puisse affecter une région durant une période donnée.
- **Vulnérabilité:** La vulnérabilité peut être définie comme la sensibilité des hommes et des installations humaines aux différents aléas. Sont vulnérables, ceux et celles qui peuvent être facilement touchés par un aléa.

La vulnérabilité dépend de plusieurs facteurs :

- Le lieu où sont installés les hommes et de leur concentration en ces lieux, la concentration aggrave la vulnérabilité.
- Les hommes eux-mêmes (leur niveau de développement, leur âge, leur santé). Les personnes âgées, les enfants, les malades, les pauvres sont plus vulnérables,
- La présence de postes de secours, d'issues pour l'évacuation de la population, la qualité du bâti, la proximité de réservoirs de gaz ou d'essence, l'existence de ponts susceptibles d'être coupés, la qualité de construction des digues...

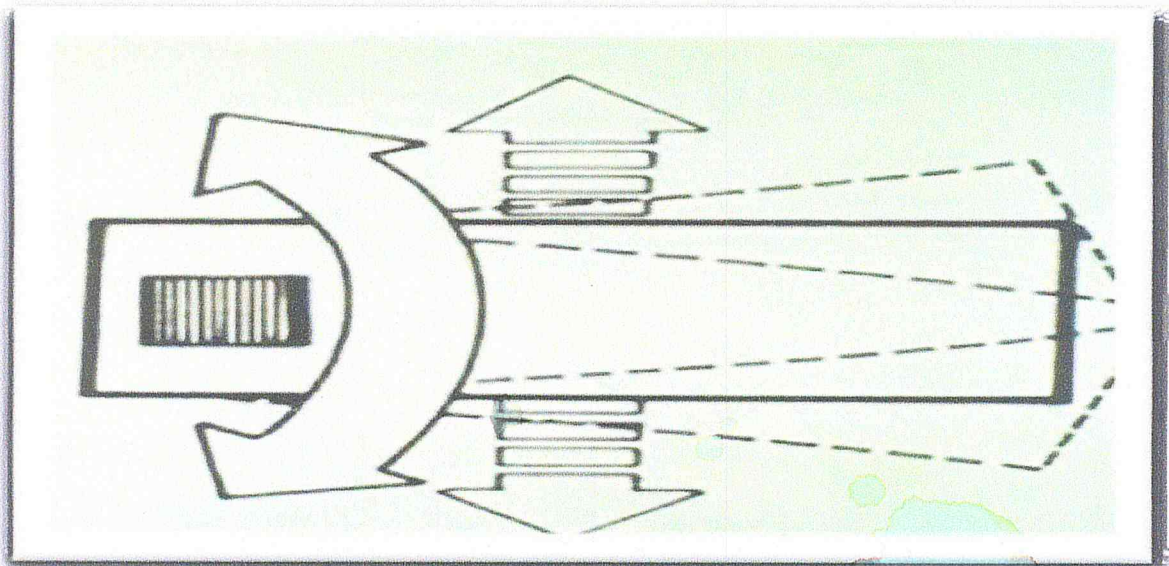


Figure I.7 : Moment de torsion autour d'un noyau rigide

I.2 La sismicité en Algérie :

L'Algérie du Nord est caractérisée par une sismicité qui est causée par l'affrontement des plaques africaine et eurasiatique. Cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à faibles quoique parfois des séismes violents puissent se produire. Ces séismes génèrent bien souvent des catastrophes à savoir les séismes d'El Asnam du 10/10/1980, et de Boumerdes du 21/05/2003.

Au cours de l'histoire, plusieurs de ces séismes importants ont été recensés (voir tableau I.3).

Lieu	Date	I/ M	M	Victimes
<i>Alger</i>	03.01.1365	X		Plusieurs
<i>Alger</i>	10.03.1673			
<i>Mitidja</i>	03.02.1716	X		20 000
<i>Oran</i>	09.10.1790	X		2000
<i>Blida</i>	02.03.1825	X		7000
<i>Djidjelli</i>	22.08.1856	X		-
<i>Aures</i>	16.11.1869	IX		30
<i>Gouraya</i>	15.01.1891	X		38
<i>Orleansville</i>	09.09.1954	X	6.7	1243
<i>El Asnam</i>	10.10.1980	X	7.3	2633
<i>Constantine</i>	27.10.1985	VIII	5.9	10
<i>Tipaza</i>	29.10.1989	VIII	6.0	22
<i>Mascara</i>	18.08.1994	VII	5.7	175
<i>Alger</i>	04.09.1996	VII	5.7	
<i>Temouchent</i>	22.12.1999	VII	5.7	25
<i>B.Ouartilane</i>	10.11.2000	VII	5.4	04
<i>Boumerdes-Alger</i>	21.05.2003	X	6.8	2300

Tableau I.3 : Principaux séismes d'Algérie (1365-2003)

- **Caractéristique de la sismicité en Algérie :**

La sismicité de l'Algérie est localisée sur la frange nord du pays formée par quatre domaines morpho-structuraux : L'Atlas Tellien, les hauts plateaux, l'Atlas saharien et la partie nord de la plateforme saharienne. La fréquence et la magnitude de la sismicité est importante sur l'Atlas tellien. Cette sismicité s'atténue si on se dirige vers le sud. Des séismes modérés sont enregistrés dans l'Atlas saharien et la partie nord de la plateforme saharienne, nous citons à titre d'exemple, les séismes de la région d'El Djelfa (le 09/01/2007 ; ML = 4.1), de la région d'El Oued (le 09/07/2007 ; ML=5.2) et de la région de Ain Sefra (le 14/12/2009 ; ML = 5.0).

La sismicité de l'Algérie est caractérisée par des séismes superficiels, elle est localisée dans les 20 premiers kilomètres. Cette sismicité est généralement marquée par des séismes faibles à modérés. Toutefois, des séismes forts se sont produits dans l'Atlas Tellien, nous pouvons citer le séisme majeur d'El Asnam du 10 octobre 1980 ($M_s=7.3$) et le séisme fort de Boumerdes-Zemmouri du 21 mai 2003 ($M_w=6.8$) [5].

Les figures I.8 et I.9 présentent l'aléa sismique de l'Algérie et une carte de la sismicité du nord algérien.

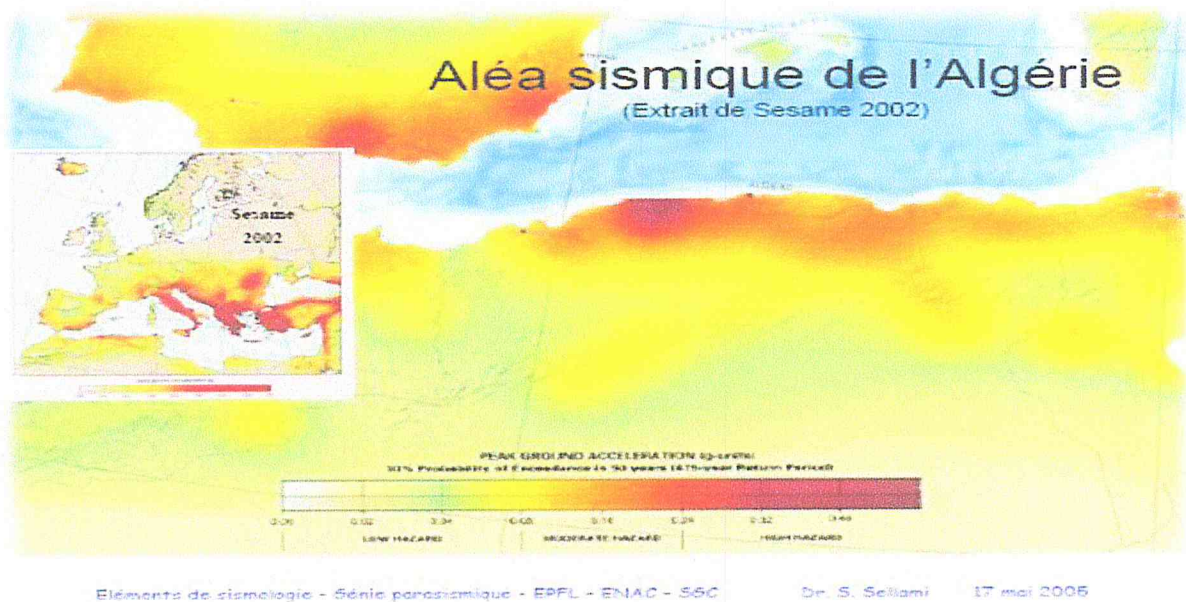


Figure I.8: L'aléa sismique de l'Algérie

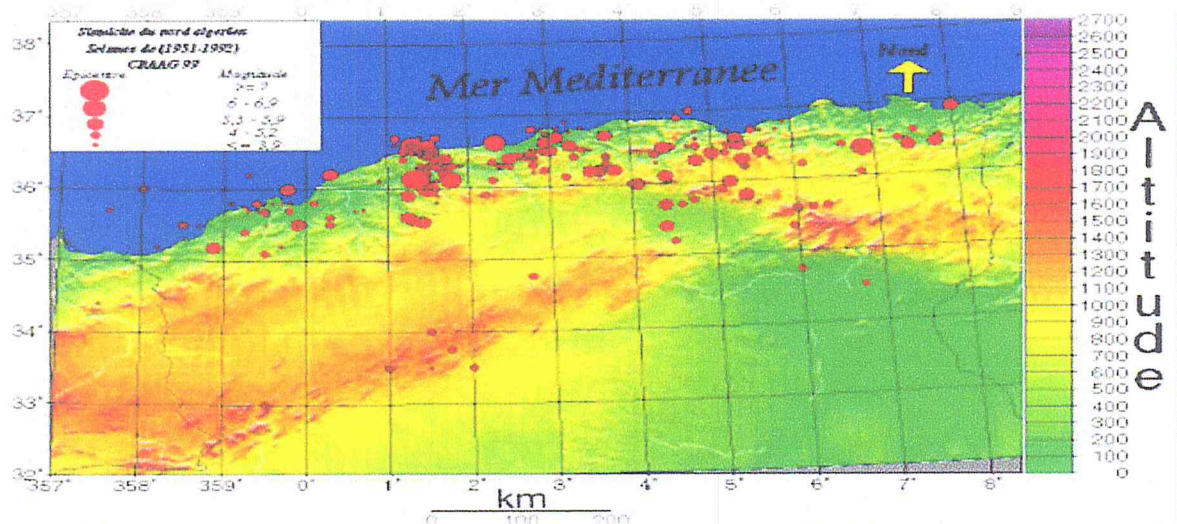


Figure I.9: une carte de la sismicité du nord algérien

I.3 Risque sismique en Algérie :

- La carte d'aléa sismique pour la région Nord montre que les régions de Chlef et Alger restent les plus exposées.
- Le séisme du 21 Mai 2003 a montré des accélérations de 0,6 g qu'il s'agit d'introduire aujourd'hui dans la carte montrée sur la figure I.10.

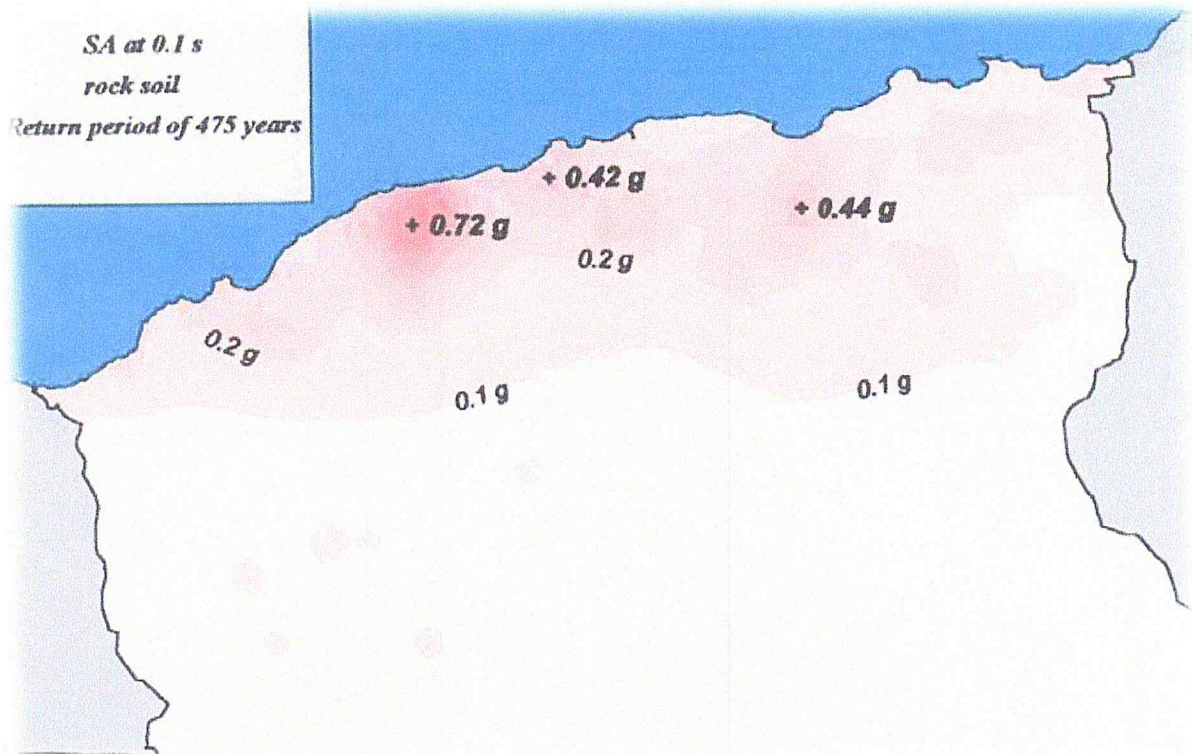


Figure I.10: Carte préliminaire d'évaluation de l'Aléa sismique pour la région Nord algérienne.

Et à cause des exigences du RPA 99/version 2003[6] le territoire de l'Algérie a été divisé en zones sismiques et chaque zone a un degré de vulnérabilité ce qui est montré sur la figure suivante :

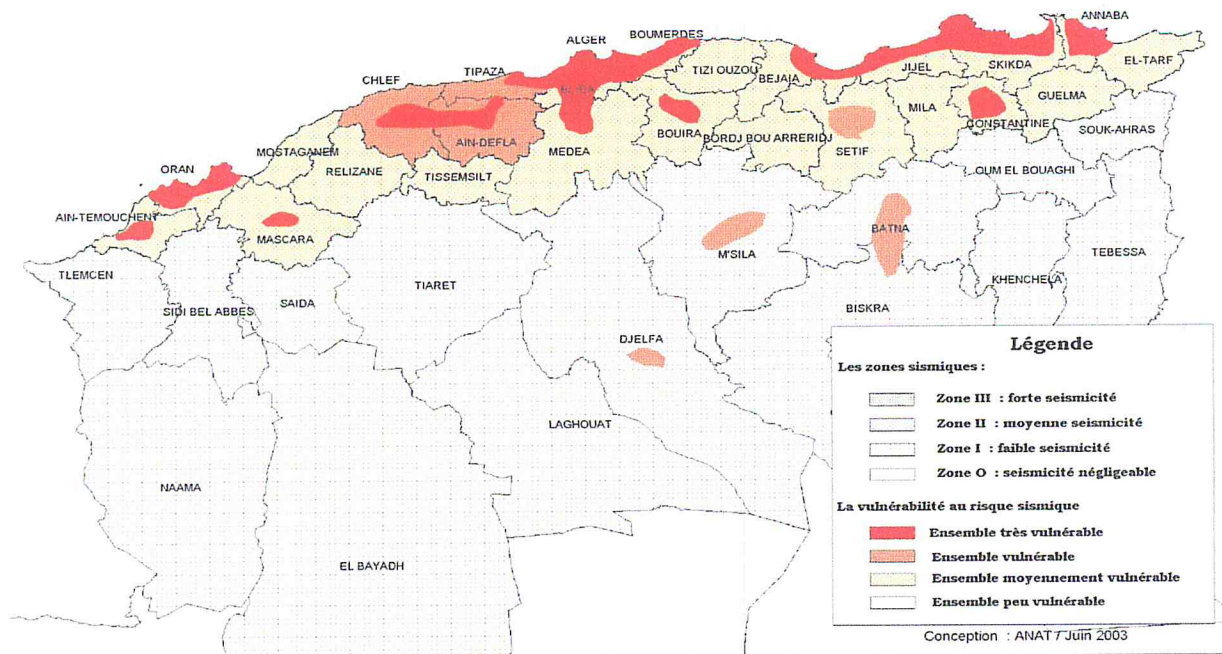


Figure I.11: Zones sismiques et degré de vulnérabilité des territoires en Algérie.

I.4 Les constructions parasismiques

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction. C'est la raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction devrait être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points [7]: respect de la réglementation parasismique. L'application des règles parasismiques concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives. La philosophie des règles consiste à préserver les vies humaines, avant toute conception architecturale parasismique. La conception architecturale parasismique n'est pas obligatoire mais son rôle est fondamental dans la résistance des constructions aux séismes. Elle comprend trois aspects :

- * l'aspect architectural : formes et dimensions des espaces (cellules) de la structure
- * l'aspect constructif : dimensions et caractéristiques comportementales des éléments structuraux de résistance.
- * l'aspect contreventement : type et nombre d'éléments de contreventement.

mise en œuvre soignée de la construction. Enfin sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer comme cela a été encore le cas récemment dans des immeubles en Turquie en 1999, en Inde en 2001 et en Algérie en 2003.

- **Exemples de mauvaise conception parasismique**

Les bâtiments ne réagissent pas de la même manière aux séismes. Il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction.

a) Bâtiment comportant des ailes :

Les deux ailes d'un bâtiment en L n'oscillent pas librement, ce qui génère des dommages à leur extrémité qui n'est pas libre. Comme le montre la figure I.7, on remarque des destructions diverses par accumulation de contraintes à la jonction de deux ailes de bâtiment n'oscillant pas en phase [8].

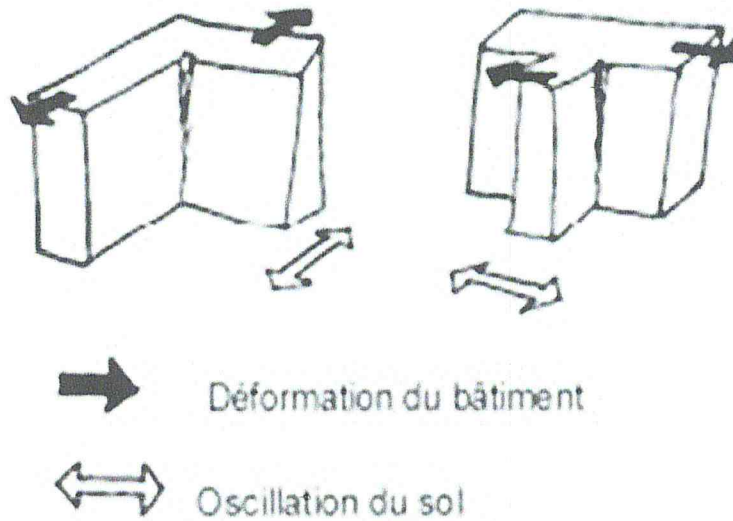


Figure I.12 : Bâtiments comportant des ailes(Oscillations différentielles)

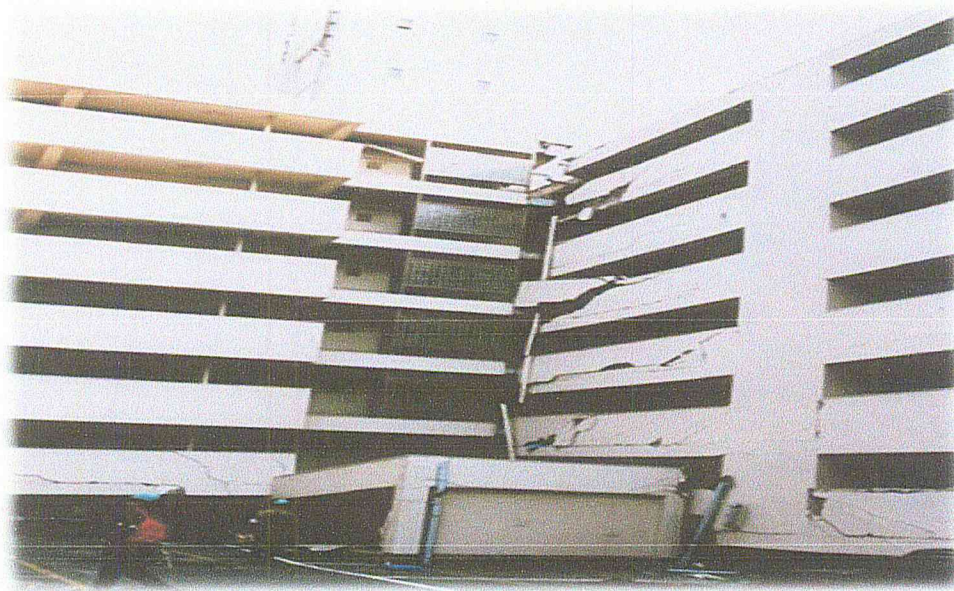


Figure I.13 : Séisme de Kobé 1995

b) Élément de contreventement excentré :

Deux phénomènes sont plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques :

- *La torsion d'ensemble,
- *Les concentrations de contraintes.

Une position excentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion

:

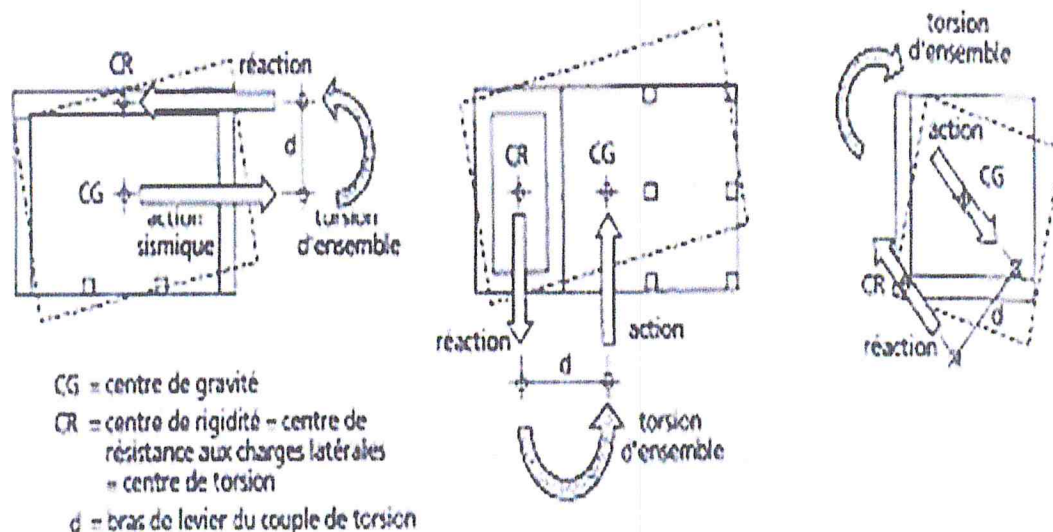
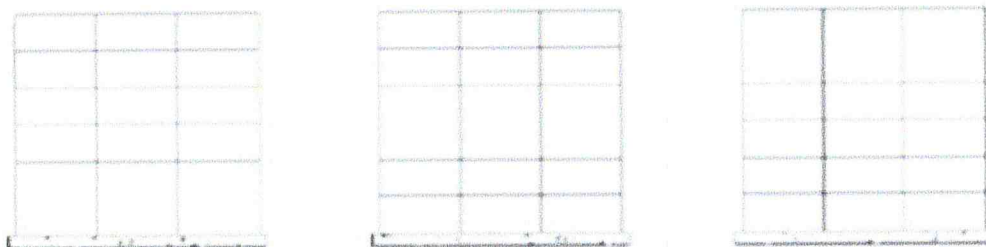


Figure I.14 : Mécanisme de la torsion d'ensemble

I.5 Irrégularité de rigidité :

La rigidité latérale joue un rôle important dans la réponse globale des bâtiments. La rigidité des éléments porteurs dans les bâtiments permet de faire face aux charge latérale d'origine sismique, les éléments plus rigides attirent plus de force que les flexibles. En outre, la rigidité globale adéquate est essentielle dans un bâtiment pour contrôler le déplacement latéral global au cours de secousses sismiques. Par conséquent, il est important d'éviter la distribution non uniforme de rigidité (Figure I.15) dans un bâtiment pour assurer une répartition uniforme de la déformation latérale et des forces latérales sur le plan et en élévation d'un bâtiment.



Irrégularité de rigidité

Figure I.15 : Distribution non uniforme de rigidité.

L'irrégularité de rigidité dans le plan se produit en raison de (A) l'utilisation de poteaux de tailles différentes , (B) la présence de la paroi structurale d'un côté des bâtiments ou (C) présence d'escalier ou noyau d'ascenseur dans un coin de bâtiments (Figure I.16) .

Rigidité irrégularité dans le plan provoque une torsion des bâtiments sous la charge latérale. Les modes importants d'oscillation et les périodes correspondantes sont indiqués sur la figure I.32 des trois bâtiments.

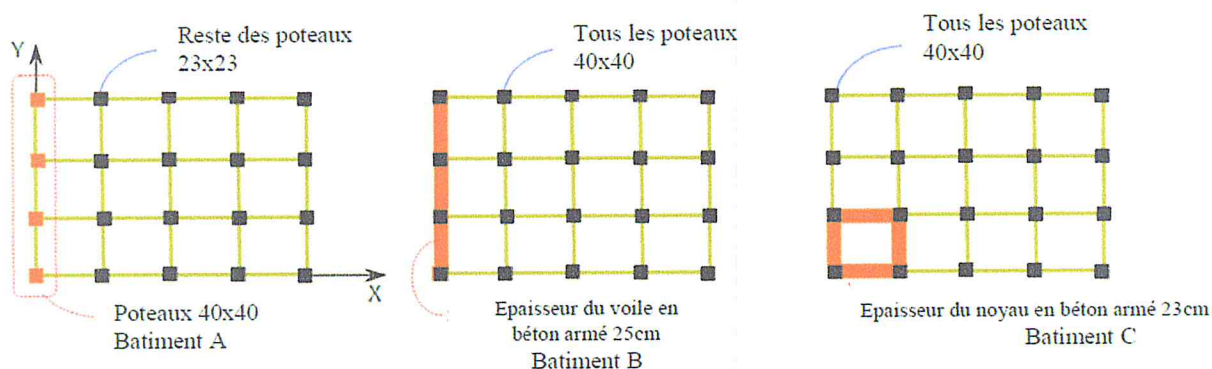


Figure I.16 : Irrégularité de rigidité dans le plan

I.6 Irrégularité de la masse :

La masse d'un bâtiment qui est efficace dans une sollicitation latérale pendant les secousses sismiques est appelée la masse sismique du bâtiment. C'est la somme de ses masses sismiques au niveau des différents planchers. La masse sismique à chaque niveau est égale à la charge permanente complète plus une fraction appropriée de la charge d'exploitation. Les codes de conception sismique de chaque pays/région fournissent des fractions de charges d'exploitation à prendre en considération pour la conception de bâtiments à y construire dans ce pays/région.

Une augmentation de la masse d'un bâtiment augmente sa période naturelle.

Dans le cas de la réponse sismique d'un bâtiment, ce sont les masses qui génèrent les efforts sismiques, sous l'effet des accélérations imposées par le séisme dans la structure. [9]

Lors des sollicitations sismiques qui se traduisent par l'excitation de la base, l'inertie de la

masse engendre des efforts qui font osciller la structure. Souvent l'essentiel de la masse est concentré dans des éléments particuliers de la structure, par exemple dans les dalles d'étage d'un bâtiment. Par conséquent, les masses sont habituellement considérées de manière ponctuelle. Dans le cas où la masse est répartie uniformément dans la structure, le recours au concept d'oscillateur généralisé permet de simplifier l'analyse à un oscillateur simple équivalent en choisissant une forme de déformée de la structure correspondant à sa forme propre fondamentale. [10]

I.6.1 Asymétrie de masse en Plan

Il est une pratique courante d'avoir des réservoirs d'eau au-dessus du toit. Mais généralement, les réservoirs d'eau, avec une grande masse d'eau sont placés dans les coins des bâtiments. Cela affecte la répartition de la masse dans le plan, au moins au niveau du toit. Cette asymétrie en masse dans le plan cause la torsion des bâtiments pendant les secousses sismiques en raison du décalage du centre de masse et le centre de rigidité (Figure I.17).

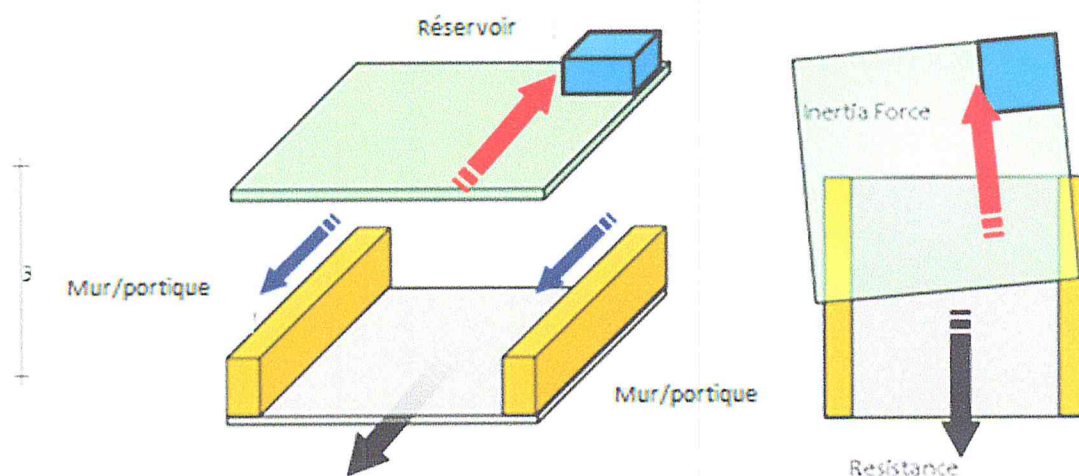


Figure I.17 Asymétrie de la masse dans le plan : masse concentrée dans un coin de bâtiment

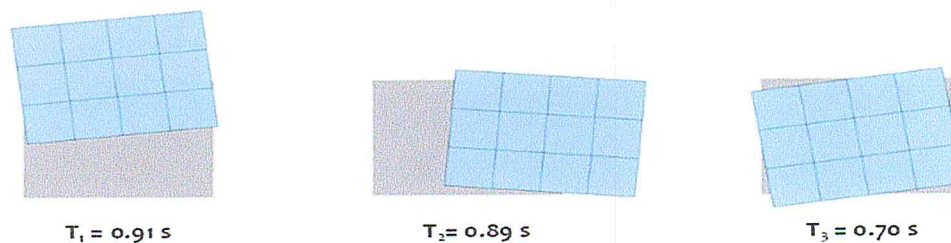
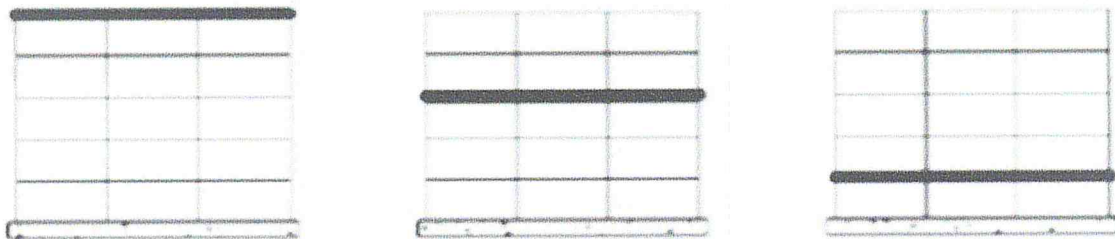


Figure I.18 : Asymétrie de masse dans le plan : la torsion domine les trois premiers modes d'oscillation

I.6.2 Irrégularité de masse en élévation

Les grands immeubles de plusieurs étages ont souvent des étages de service avec une masse lourde par rapport aux planchers réguliers. Cela provoque le changement ou l'asymétrie soudaine de la masse le long de l'élévation des bâtiments. Avec l'augmentation de la masse dans un étage, il y a augmentation de la force d'inertie générée dans cet étage.

Les irrégularités de masse peuvent être détectées par comparaison des poids des étages (Figure I.19). Les irrégularités de masse affectent la réponse dynamique de la structure, et peuvent conduire à des effets de mode plus élevés inattendus. Le RPA 99/version 2003 exige que le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul [6].



Irrégularité de masse

Figure I.19 - Irrégularité de masse en élévation : Variation brusque de la masse Doit être évitée

Pour une répartition uniforme des forces dans les éléments de structure, il est important d'avoir une distribution uniforme de la masse, à la fois dans le plan et le long de la hauteur du bâtiment. [10]

I.7 Etage souple :

D'autre effet néfaste concernant la régularité en élévation est l'étage mou ou étage souple. Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'«étage mou», qui entraîne l'effondrement total du bâtiment. Cette situation est particulièrement observée dans les ossatures en béton armé, où les poteaux sont sollicités soit :

- en compression n'offrent pas une ductilité vis-à-vis des sollicitations de cisaillement et flexion alternés ;
- où en traction offrent peu de résistance en flexion.

Durant la secousse sismique d'un bâtiment, le mouvement de sol recherche les points faibles dans la structure. Ces faiblesses sont habituellement créées par les changements pointus de la

rigidité, de la résistance et/ou de la ductilité. Les dommages structuraux graves subis par plusieurs bâtiments modernes pendant des séismes récents illustrent l'importance d'éviter les changements soudains de la rigidité et des forces latérales (voir figure : I.20, I.21 et I.22)

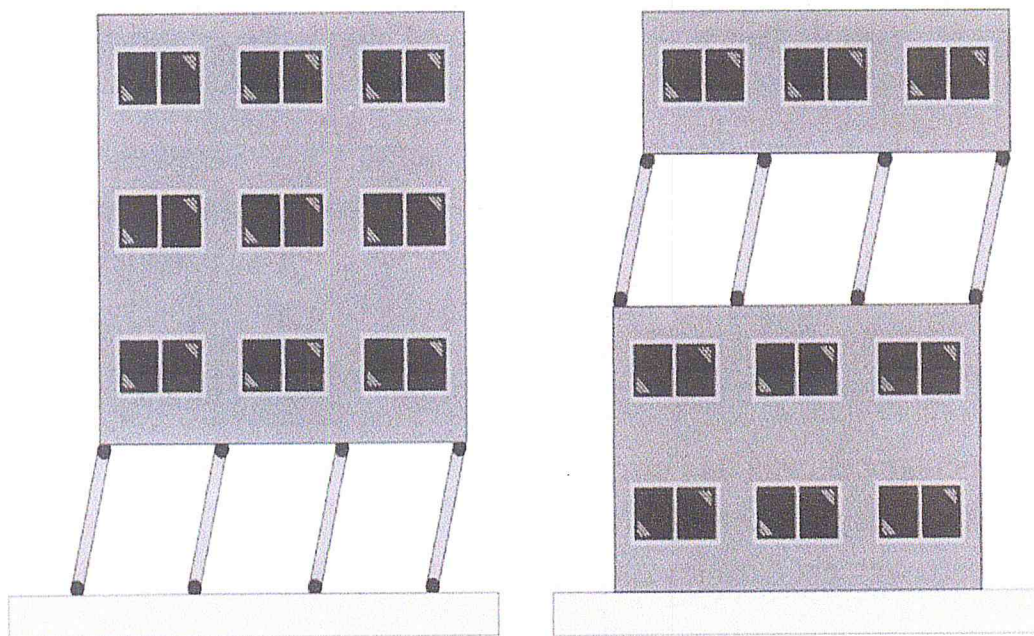


Figure I.20 : Etage souple



Figure I.21 : Etage souple au niveau du RDC



Figure I.22 : Ruine partielle des étages supérieurs

I.8 Poteaux courts :

Lorsque le contreventement d'une structure est assuré par des portiques, on appelle « effet poteau court » la rupture sous l'effet de charges sismiques horizontales de :

- poteaux plus courts que d'autres : par exemple, poteaux du vide sanitaire (Figure I.23)
- poteaux de remplissage partiel (Figure I.24)
- poteaux dont la longueur libre est réduite par la présence d'allèges rigide, palier d'escalier mezzanines. « Poteau bridés » (Figure I.25), ils se rompent lorsqu'ils ne peuvent pas supporter les déformations imposées par les oscillations des planchers. En outre, ils attirent des charges sismiques plus importantes que les autres poteaux car ils sont plus rigides. Dans le cas des ossatures contreventées par des voiles ou palées de stabilité, ce phénomène ne se produit pas, car ces derniers étant plus rigides, ils assurent la résistance de la structure aux charges sismiques. Les poteaux « courts sont moins sollicités. [8]



Figure I.23 : Rupture de poteau
(vide sanitaire)

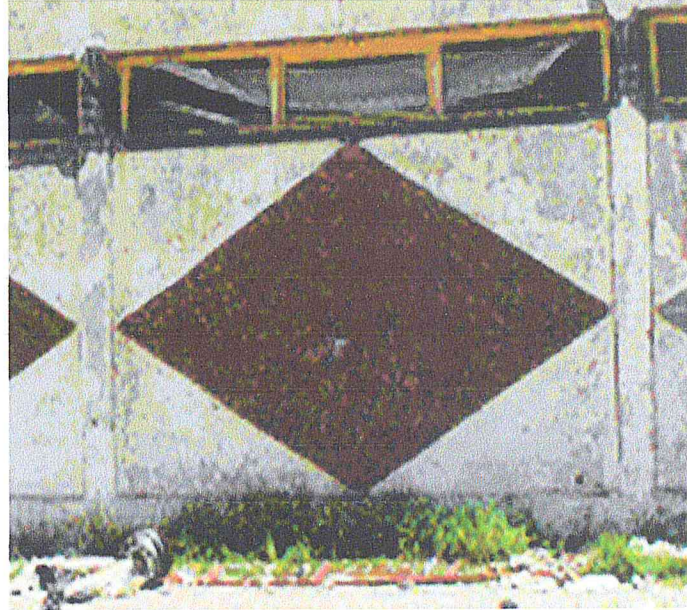


Figure I.24 : Rupture de poteau
(remplissage partiel)



Figure I.25 : Rupture de poteau (cage d'escaliers)

I.9 Conclusion :

Les séismes les plus récents, survenus dans le monde et en particulier en Algérie ont causé la mort de milliers de personnes et de graves dommages matériels. L'exemple qui reste gravé dans notre mémoire est le dernier séisme qui a touché les régions de Boumerdes et d'Alger en 21 Mai 2003 avec une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter a entraîné des dégâts matériels et humaines d'une valeur de 5 milliards de dollars et 3000 morts. Pour l'ensemble des acteurs participant à l'acte de construire, le séisme est l'épreuve de vérité pour une construction.

Chapitre II: Vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé

II.1 Introduction :

L'efficacité de la réponse à un séisme vient du fait que les bâtiments puissent être capables de résister à un effondrement en cas de secousse. En ce sens, le risque sismique dans une certaine zone est lié au comportement de nos structures.

En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants joue un rôle important puisque c'est à partir de cette étude que des mesures pourraient être établies. Une étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments doit permettre l'évaluation de la vulnérabilité intrinsèque de la résistance des bâtiments mais aussi doit permettre d'estimer l'impact qu'aurait la dégradation de tel ou tel bâtiment si celui-ci fait parti des bâtiments dits « stratégiques ».

II.2 Risque et vulnérabilité sismique

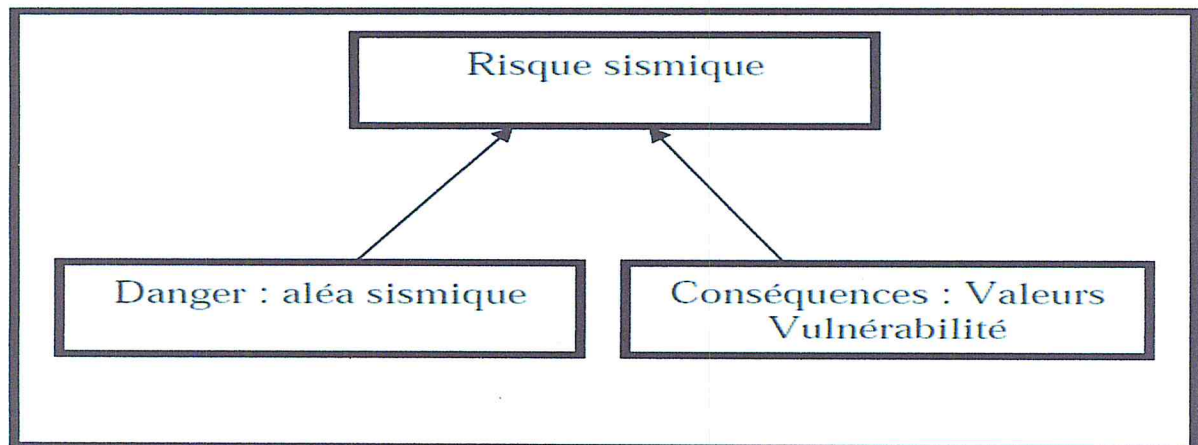
On entend par *Risque sismique* le degré de pertes, de destructions ou de dégâts sur une période de référence (en général un an) sur une région donnée. Les pertes se réfèrent aux vies humaines et aux biens exposés.

On définit la *Vulnérabilité sismique* par le degré d'endommagement pour différents événements. La vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments.

Enfin on définit la valeur, le terme représentant la valeur de l'élément exposé. Cette valeur est de nature socio-économique. 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 le produit de l'aléa sismique (probabilité d'occurrence), de la vulnérabilité (degré d'endommagement) et de la valeur de l'élément exposé.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique}$$



La vulnérabilité représente le comportement intrinsèque de la structure vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme. Pour mesurer les dégâts possibles que pourraient souffrir les bâtiments en cas de séismes une échelle serait de considérer des dommages variables de 0 pour un dommage nul à 1 pour la destruction complète de la structure.

II.3 EVALUATION SISMIQUE

L'évaluation sismique qui vise à vérifier la performance d'un bâtiment pour une intensité sismique donnée est un outil important dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments. L'évaluation sismique est une application particulière des procédures d'évaluations structurales s'appliquant à l'ensemble des cas de chargement sollicitant un bâtiment.

II.3.1 Evaluation structurale

L'évaluation structurale vise à estimer la capacité de la structure à avoir une performance future acceptable pour les conditions et les charges appropriées. La procédure d'évaluation structurale la plus courante est celle recommandée par l'American Society of Civil Engineering (ASCE, 2000a)[11]. Elle est constituée de deux phases d'évaluation:

- i. l'évaluation sommaire ou préliminaire a pour objectif de déterminer si des travaux de réparation sont exigés ou si une évaluation plus détaillée est nécessaire,
- ii. et (ii) l'évaluation de taille qui n'est requise que si l'information obtenue lors de l'évaluation préliminaire est insuffisante pour déterminer la nécessité et l'ampleur des travaux à effectuer. Le schéma de la Figure I.1 illustre les étapes principales de l'évaluation structurale. Cette procédure est générale et s'adresse à la vérification de la performance de la structure pour l'ensemble des cas de chargement.

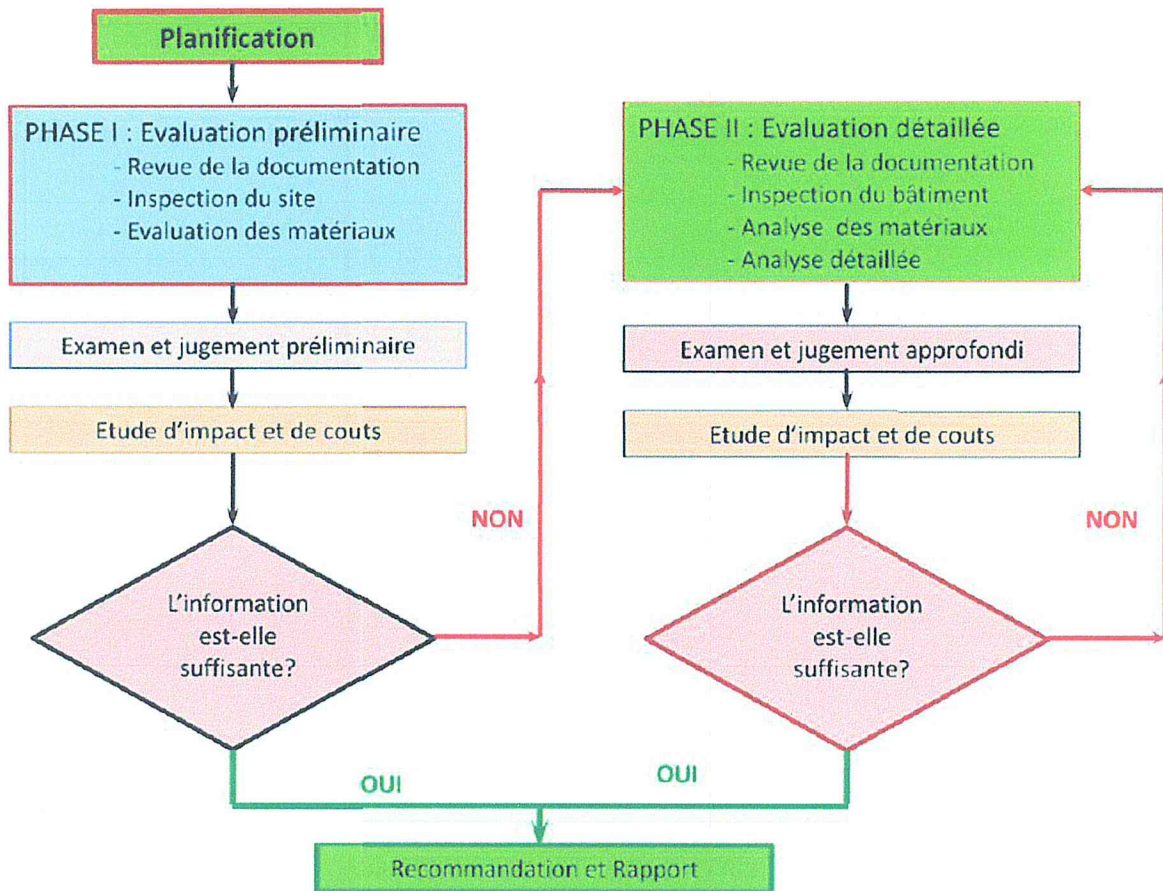


Figure I.1: Procédure d'évaluation structurale (ASCE, 2000a)[11]

II.3.2 Procédure d'évaluation sismique

L'évaluation sismique d'un bâtiment dans le but de vérifier sa performance pour un niveau de séisme donné requiert de bien connaître les différentes caractéristiques structurales requises pour une bonne performance sismique. Les «Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants» de l'Institut de Recherche en Construction du Conseil National de recherche du Canada (IRC-CNRC, 1992a) [11] guident les ingénieurs en structure dans le processus d'une évaluation sismique. Ces directives, adaptées pour le Canada, sont basées sur celles du Federal Emergency Management Association FEMA-178 (BSSC, 1992b), hand book basé sur le rapport ATC-14 (1987) du Applied Technology Council de l'état de la Californie (Corporation sans but lucratif établie en 1971 pour renseigner les ingénieurs en structures sur les développements technologiques). La méthode proposée vise à vérifier l'aptitude de la structure à résister à un séisme sans subir de rupture avec une performance de sécurité des occupants. Il s'agit d'une méthode à deux phases d'application. La première phase consiste à identifier les déficiences sismiques de la structure à partir d'inspections et des plans

détailles en répondant par vrai ou faux à une série d'énoncés. Le document du CNRC contient six énoncés (liste de questions) couvrant les six éléments suivants :

- Le système de base;
- Les systèmes verticaux de résistance aux forces latérales;
- Les diaphragmes;
- Les assemblages de charpentes (connexions);
- Les fondations;
- Les éléments non structuraux.

Les énoncés vrais supposent que la caractéristique ou l'élément évalué est adéquat en terme de performance sismique. Tout énoncé faux nécessite de passer à la phase suivante. Les Procédures décrites pour la phase II incluent des vérifications par des calculs rapides, telles que la rigidité latérale, le glissement d'étage, l'effort de cisaillement à la base des murs, etc... et une analyse détaillée. L'analyse détaillée repose principalement sur la méthode d'analyse statique équivalente aussi appelée méthode de la force latérale équivalente, et recommande une analyse dynamique élastique ou analyse du spectre de réponse pour les bâtiments élevés ou avec des irrégularités.

Une version plus récente des directives du FEMA- 178 [11] est le standard de l'American Society of civil Engineers, ASCE 31-03, paru en 2003 (ASCE, 2003) qui a été précédé du pré standard FEMA-310 (ASCE, 1998). La procédure d'évaluation proposée comporte trois phases et considère la performance d'occupation immédiate en plus de sécurité des occupants. La première phase est semblable à celle des directives canadiennes, mais les énoncés sont adaptés au niveau de performance visé. La phase II consiste à l'analyse des déficiences potentielles identifiées à la phase I, ou l'analyse du bâtiment complet, à l'aide de procédures linéaires statique ou dynamique. La troisième phase de l'évaluation propose une procédure détaillée d'analyse non linéaire basée sur la méthode des déplacements conformément au document FEMA-273 (B SSC, 1 997a) et plus récemment au FEMA-356 (ASCE, 2000b). Cette procédure est adaptée pour l'évaluation sismique d'un seul bâtiment et n'offre pas la possibilité de faire de lien entre les dommages attendus et le séisme considéré. Plusieurs documents existent pour faire suite à l'évaluation sismique et mettre en place des mesures de mitigations. En voici quelques exemples:

- Lignes directrices pour la protection parasismique des structures des bâtiments existants (IRC-CNRC, 1993)
- FEMA- 172: NEHRP handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing

buildings (BSSC, 1992a)

- FEMA-273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (BSSC, 1997a)

- FEMA-274: NEI-IRP Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (BSSC, 1997b)

- FEMA-356: NEHRP Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (ASCE, 2000b)

Les Lignes directrices du CNRC et le FEMA- 172 donnent des techniques de réhabilitation appropriées pour différents types de systèmes structuraux. Dans le FEMA-273 et le FEMA- 356 on décrit des procédures d'analyse statiques linéaires, dynamiques linéaires et non linéaires pour prédire la réponse sismique d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à une sollicitation sismique. L'approche est basée sur les niveaux de performance décrite par (Hamburger et al. 1996). [11]

II.4 Les méthodes d'évaluations de la vulnérabilité sismique :

L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables, on a recourt a des approches empiriques ou a des analyses dynamiques théoriques des structures a l'étude.

Nous pouvons considérer qu'il ya deux approches principales pour évaluer la vulnérabilité sismiques des structures : Une **approche probabiliste** basée sur des méthodes empiriques (statistiques), et une **approche déterministe** fondé sur des modèles numériques ou analytiques. [12]

II.4.1 Méthodes empiriques :

Les premières méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle, basées sur les inspections visuelles, se sont développées aux états unis (ATC 21,1988; FEMA, 1997 ; HAZUS, 1999).

La méthodologie HAZUS (1999) est une approche développée par l'institut national des sciences de la construction « **National Institut of Building Sciences, NIBS** », le rapport ATC-13 a servi de fondement pour l'élaboration du logiciel HAZUS.

Ce logiciel interactif permet d'évaluer le risque sismique à partir du jugement d'experts pour 36 modèles de bâtiments correspondant à la classification typologique du FEMA 1997. (Federal Emergency Management Agency). [13]

A l'échelle européenne, plusieurs groupes travaillent en collaboration sur la vulnérabilité sismique des structures, parmi lesquels on peut citer le groupe national de défense contre les

tremblements de terres en Italie GNDT (GNDT 1993), les groupe AFPS et CETE en France...Etc. [12]

Un projet européen (RISK-UE, 2003) s'est focalisé sur la vulnérabilité de sept villes européenne : Nice (France), Barcelone (Espagne), Catane (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce), Et Bitola (Macédoine), Piloté par des institutions universitaires et des organismes de recherches, un consensus a été atteint pour la définition d'une méthodologie d'évaluation du risque sismique appliqué à l'échelle européenne. [12]

Par la suite, une étude bibliographique a été menée par le groupe de travail de l'association française de génie parasismique (AFPS) « vulnérabilité sismique du bâti existant –Approche d'ensemble » (Combescure et al, 2005) en vue d'une application en France. [12]

Ces méthodes ont été établies sur la base d'observations post-sismiques, recensant les niveaux de dommages observés en fonction du type de construction. Ces niveaux de dommages constatés ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une intensité macrosismique, estimée elle-même à partir des dégâts. [14]

Cette incohérence est une des limitations de ces méthodes, par ailleurs les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. [14]

Ces approches basées sur le retour d'expérience statistique exigent la prise en compte d'un échantillon élevé de structures et ne sont valides que pour la région étudiée, Par conséquent, une **approche déterministe** fondée sur des modèles numériques ou analytiques peut être plus intéressante pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure dans une zone donnée. [13]

Nous allons dans cette partie proposer des méthodes qui devront nous permettre d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments existants :

II.4.1.1 Méthodologie HAZUS [12]

HAZUS (Hazard US) est une méthodologie développée par le NIBS (.National Institute of Building Science.) et supportée par la FEMA (.Federal Emergency Management Agency.). La méthodologie fut implémentée sous forme de logiciel interactif public. Dans cette méthodologie l'intensité macrosismique (MMI) a été remplacée par l'accélération ou le déplacement spectral pour quantifier l'intensité sismique. Ces paramètres sont représentés par le spectre de réponse ou par le PGA. Ces données sont associées à un niveau d'endommagement, défini et décrit pour chaque type d'enjeux considéré. On fait remarquer que l'EMS-98 fournit des courbes de fragilité donnant le niveau d'endommagement en fonction de l'intensité macrosismique. Cependant, la méthodologie conserve une certaine dépendance par

rapport aux jugements des ingénieurs et des opinions des experts dans l'estimation des degrés de dégâts.

Le programme se caractérise par une structuration modulaire et multi-niveaux d'analyse. Il présente les caractéristiques suivantes:

- 1- le programme présente six modules indépendants: l'inventaire des enjeux, l'analyse de l'aléa, l'estimation de dommages directs, l'estimation de dommages indirects, pertes économiques directes et indirectes;
- 2- les résultats sont représentés sous forme d'une carte intégrée dans un SIG,
- 3- le logiciel permet trois niveaux d'analyse: le premier niveau basé sur les données initialement insérée dans la base de donnée du programme, le deuxième niveau basé sur les données insérées par l'utilisateur, et le troisième niveau basé sur des données complémentaires relatives aux inventaires, aux paramètres techniques de construction ainsi qu'aux coûts économiques.
- 4- le module des enjeux définit quatre types d'enjeux: le bâti courant, les constructions spéciales, les infrastructures de transport et les réseaux d'eau, d'énergie et de communication. Pour le bâti courant, il définit 38 typologies des constructions sur la base de leur système structural et de leur hauteur,
- 5- l'étude de l'aléa concerne la détermination du mouvement du sol, l'analyse du potentiel de liquéfaction du sol, le glissement du terrain, la rupture des failles en surface. Le mouvement du sol est caractérisé par le spectre de réponse, le PGA et le PGV. Il est défini au choix par une approche déterministe et probabiliste.
- 6- L'analyse des dommages directs par le logiciel, dans le cas des bâtiments courants, est basée sur la méthode du spectre de capacité et les courbes d'endommagements ou courbes de fragilité. La méthode consiste donc à évaluer l'endommagement que peut subir un bâtiment sous l'effet d'une action sismique prédéfinie. Les courbes de spectre de capacité indiquent le comportement d'un bâtiment sous l'action d'une sollicitation sismique quelconque. Ces courbes décrivent donc le niveau de dommages probables dus à l'action sismique imposée sur une échelle discrète de degré de dégâts qu'on peut appeler fonction de vulnérabilité. Le second type de courbes indique la probabilité d'atteindre un niveau donné de dommages, et est donné en général en termes de classes de bâtiment et non pour un bâtiment individuel.

HAZUS utilise cinq degrés de dégâts, ou niveaux de dommages pour les éléments structurels, qui sont:

D0 : pour l'absence de dommages.

D1 : pour les dommages légers.

D2 : pour les dommages modérés.

D3 : pour les dommages importants.

D4 : pour les dommages très importants.

Ces niveaux sont présentés en détail pour chaque type de structure considéré lors de l'inventaire.

7- Les courbes de capacité expriment la relation entre la capacité portante, en général la résultante de l'effort tranchant à la base du bâtiment, en fonction du déplacement total au sommet de l'édifice. Cette courbe définit donc la performance du bâtiment jusqu'à la rupture et est obtenue à l'aide d'une part de modèles mathématiques des caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment et d'autre part par une analyse statique non linéaire jusqu'à la rupture appelée 'Push-Over'. Ces courbes sont transformées en terme d'accélération spectrale, S_a , et déplacement spectral, S_d et sont appelées courbes de spectre de capacité

Ces courbes permettent de comparer la demande (solicitation sismique imposée) à la performance (déplacement maximal du bâtiment). Dans le cas du programme HAZUS, les courbes de capacité sont sous la forme simplifiée bilinéaire pour chaque type ou classe de bâtiment.

Les valeurs définissant ces courbes ont été obtenues sur la base de calculs précis réalisés pour un grand nombre de structures et des calculs empiriques, résumés à des valeurs moyennes par type standard de bâti. Ensuite, le séisme est défini en terme de spectre de réponse transformé, par simple changement de variable, lui aussi en terme de S_a - S_d , qui exprime la demande. La superposition des deux courbes, spectre et courbe de capacité transformés, permet d'en déduire un paramètre majeur dans la définition de l'endommagement et est appelé point de performance, point cible ou point de demande. Il représente tout simplement la solution graphique de la performance d'un bâtiment ou classe de bâtiments sous l'action d'une sollicitation sismique donnée. Cette étape représente donc la première étape dans le processus d'estimation des dommages. Le déplacement au sommet, ou encore le déplacement inter-étage (inclinaison d'étage) est le paramètre utilisé pour quantifier l'endommagement, car la progression des dommages dans une structure est plus sensible aux déplacements qu'aux forces. Il s'agit donc d'une méthode d'analyse pseudo statique non linéaire simplifiée. Les déplacements calculés correspondent au mode fondamental de vibration. Des paramètres issus des analyses dynamiques tels que le facteur de participation modale, la période ou la fréquence propre et la masse modale effective sont utilisés pour la transformation précitée.

II.4.1.2 Méthodologie RISK-UE [12]

Le programme RISK-UE, à l'image d'HAZUS, est un programme d'évaluation du risque sismique à l'échelle européenne. L'étude a débuté en janvier 2001, et s'est étalée sur une période de trois ans. Elle a été pilotée par des institutions universitaires et des organismes de recherches, et a abouti à une méthodologie d'analyse du risque sismique du bâtiment existant et historique en Europe.

Sept villes ont fait l'objet de l'étude: Nice (France), Barcelone (Espagne), Catania (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce) et Bitola (Macédoine). La méthodologie se passe par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments à risque. Comparé à HAZUS, le modèle inclut une nouveauté par la prise en compte des anciens centres urbains, les monuments et les bâtiments historiques. Le programme RISK-UE est modulaire et représente la première alternative à ce jour du programme HAZUS.

Le programme Risk-UE comporte deux niveaux d'évaluation : Niveau 1 (.level 1.), et Niveau 2 (.level 2.).

Les principales remarques qu'on peut tirer concernant le programme Risk-UE sont :

1- Chaque équipe a développé des courbes de fragilité, qui sont basées sur une analyse de spectre de réponse, elle-même basée sur un spectre de réponse spécifique au site ou à la région étudié.

Par conséquent, chaque équipe s'est appuyée sur une ville ayant un spectre largement différent des autres .le modèle ne permet pas de comparer les courbes de fragilité en spécifiant les spectres de réponse et les paramètres adoptés pour chacun. La demande ainsi calculée sera influencée par cette donnée et donc les degrés de dégât calculés.

2- La plupart des modèles numériques utilisés pour développer les courbes de capacité sont des méthodes relativement complexes s'appuyant sur des modèles éléments finis bi et tridimensionnel, à l'exception de l'équipe IZIIS. Cette dernière a étudié 52 bâtiments avec un modèle simplifié (oscillateur simple) .

Equipe	AUTH	CIMNE	IZIIS	UNIGE	UTCB
Structures en béton armé					
Logiciel	NonSap2000	Non communiqué	Non communiqué	-	Non communiqué
Modèle de structure	2D et 3D avec des éléments finis poutres à rotules plastiques	Inconnu.	1D Oscillateur simple	-	Inconnu.
Classes de bâtiment	RC1 (LMH), RC2 (LMH), RC3.1 (LMH), RC3.2 (LMH), RC4 (LMH), RC1 M et RC2 M	RC1 (MH)	RC1 RC4	-	RC1H, RC2M RC2H
Structures en maçonnerie non armée					
Logiciel	Tremuri	Tremuri	-	Tremuri	-
Modèle de structure	3D avec des éléments finis panneaux	2D et 3D avec des éléments finis panneaux	-	2D et 3D avec des éléments finis panneaux	-
Classes de bâtiment	M1.2 et M3.4 (1-3 étages)	M3.3 (MH)	-	M1.2, M1.1, M3.4	-

Tableau 1 Eléments de développement des courbes de capacité par les équipes de recherches

Risk_UE

II.4.1.3 Méthode proposé par l'AFPS : [15]

Cette méthode est applicable aux bâtiments construits depuis 1960. Deux niveaux d'évaluation sont visés. Le premier consiste en une approche qualitative et le second en une vérification quantitative.

Niveau 1 : Approche qualitative :

Une grille de relevé détaillée doit être remplie lors d'une inspection extérieure et intérieure du bâtiment étudié. L'évaluation est faite à l'aide d'un tableau d'évaluation, dans lequel une cote (coefficient de pénalité) est attribuée aux divers facteurs de vulnérabilité. Ces cotes permettent de calculer un coefficient K variant de 0 à 100.

Selon la valeur de K la vulnérabilité est déterminée, deux cas sont distingués :

- $K > 50$, une évaluation quantitative est nécessaire.
- $K \leq 50$, la conclusion est directement établie sur un niveau de vulnérabilité correspondant à un des types de dommages, Ces types sont les degrés de dommages 2, 3, 4 et 5 de l'échelle macrosismique européenne EMS 98 (voir annexe).

Niveau 2 : Approche quantitative

L'évaluation est faite pour les trois niveaux d'agression sismique :

- **Séisme faible**, correspondant au degré VII à l'échelle d'intensité macrosismique EMS 92 ou à une accélération maximale du sol $a_S = 1 \text{ m/s}^2$;
- **Séisme moyen**, correspondant à l'intensité VIII ou à $a_S = 2 \text{ m/s}^2$;
- **Séisme fort**, correspondant à l'intensité IX ou à $a_S = 4 \text{ m/s}^2$.

Par une des méthodes d'analyse suivantes, choisie en fonction des critères de régularité figurant dans les règles PS 92 [15]:

- analyse forfaitaire,
- analyse simplifiée,
- analyse complète.

Il est également procédé à la vérification de la stabilité au renversement, de la stabilité interne et de la résistance des éléments porteurs.

Les résultats de l'analyse sismique sont hiérarchisés de la manière suivante :

- instabilité d'un élément de contreventement : **effondrement**,
- contrainte excessive dans un élément de contreventement : **effondrement à désordres graves**,

- déformations excessives de la structure : **effondrement partiel** (effets du second ordre pour les systèmes à portiques ou entrechoquement des deux blocs contigus) à désordre modérés.

En recensant tous les facteurs de vulnérabilité établis qualitativement et en examinant les résultats d'une analyse quantitative, l'évaluation de la vulnérabilité est établie en fonction de la nature du séisme et la nature des dommages.

II.4.2 Méthodes déterministes basées sur la performance :

L'avènement du « **Performance Based Design** » en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes, tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation du risque des bâtiments existants. [14] Ces nouvelles méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenues par modélisation numérique et essais à échelle réduite, tendent à se substituer aux méthodes conventionnelles basées sur le retour d'expérience des séismes passés. [14] En effet, des **niveaux de performance** sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept, l'endommagement structurel dans ce cas est déterminé par l'accélération ou le déplacement spectral au lieu et place de l'intensité macrosismique. [13] Pour répondre à l'exigence sécuritaire susmentionnée, ces niveaux de performance sont mis en perspective avec un niveau d'aléa. Ce changement conceptuel s'est accompagné de changements fondamentaux traduits cette fois par l'évolution récente des méthodes de calculs en ingénierie sismique. [13]

La méthode de calcul la plus rigoureuse et plus complète d'analyse des structures sous l'action sismique est le calcul dynamique temporel non linéaire, qui permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure et de connaître ses états de performance à différents instants du séisme, néanmoins ce type d'étude est difficilement envisageable pour des structures courantes car elle peut se révéler très coûteuse en temps de calcul en raison de la complexité des modèles et du nombre de calcul à réaliser. [14] Par conséquent, le calcul non linéaire en poussée progressive (**PUSH OVER**) représente une alternative intéressante car les données matérielles sont similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées. [13]

II.4.2.1 La méthode "Push over" :

La méthode "Push over" est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité (Fig II.1) est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure. [16] La distribution de charges et le déplacement

cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. [16]

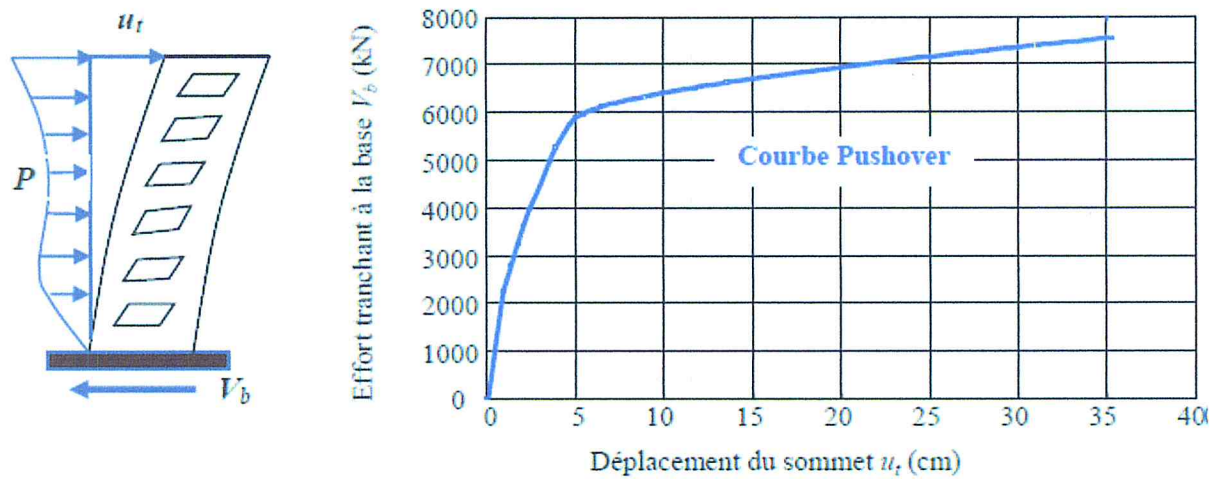


Figure II.1: Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - $D_{sommets}$)

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet d et en ordonnée l'effort tranchant à la base V .

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse push over. Si on note par P , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante :

$$P = p [M] \{ \}.$$

Avec :

$[M]$: Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau.

$\{ \}$: Vecteur forme normalisé pour le déplacement, ou mode propre.

p : Facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté :

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté. (Figure II.4)

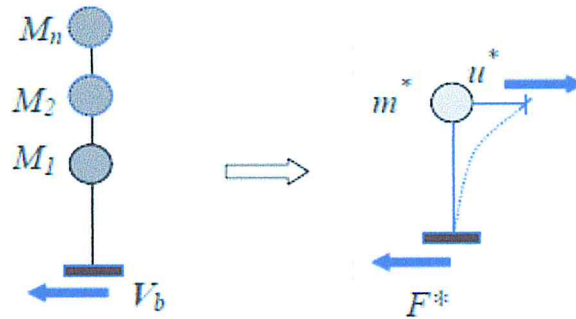


Figure II.4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.

II.4.2.2 Méthode des Courbes de fragilités :

Les courbes de fragilités décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un niveau de dommage structurel, pour un déplacement ou une accélération données. Selon HAZUS le dommage est décrit par un seul ou quatre niveaux de dommages : slight, moderate, Extensive, Complete.

Ces courbes, définies pour les dommages structurels ainsi que non structurels, ont été mises au point à partir d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur dires d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire (ATC, 1985). Elles ont été notamment calibrées avec de données consécutives aux séismes de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994). Pour chaque valeur donnée de la réponse spectrale, la probabilité d'avoir un état de dommage discret, est calculé comme étant la différence des probabilités cumulées d'atteindre, ou de dépasser, des états de dommages successifs. Chaque courbe de fragilité, de type log-normale, est défini par une valeur médiane de la demande sismique S_d, d_s (déplacement spectral, accélération spectrale) qui correspond à l'atteinte d'un état d'endommagement d_s .

La probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau d'endommagement d_s , pour une demande sismique S_d est donnée par :

$$P(d_s/S_d) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{d_s}} \ln\left(\frac{S_d}{S_{d,d_s}}\right)\right]$$

Avec :

Φ : la distribution normale cumulée

S_{d,d_s} : la valeur moyenne du déplacement d pour le niveau d'endommagement d_s

β_{d_s} : l'écart type du déplacement pour le niveau d'endommagement.

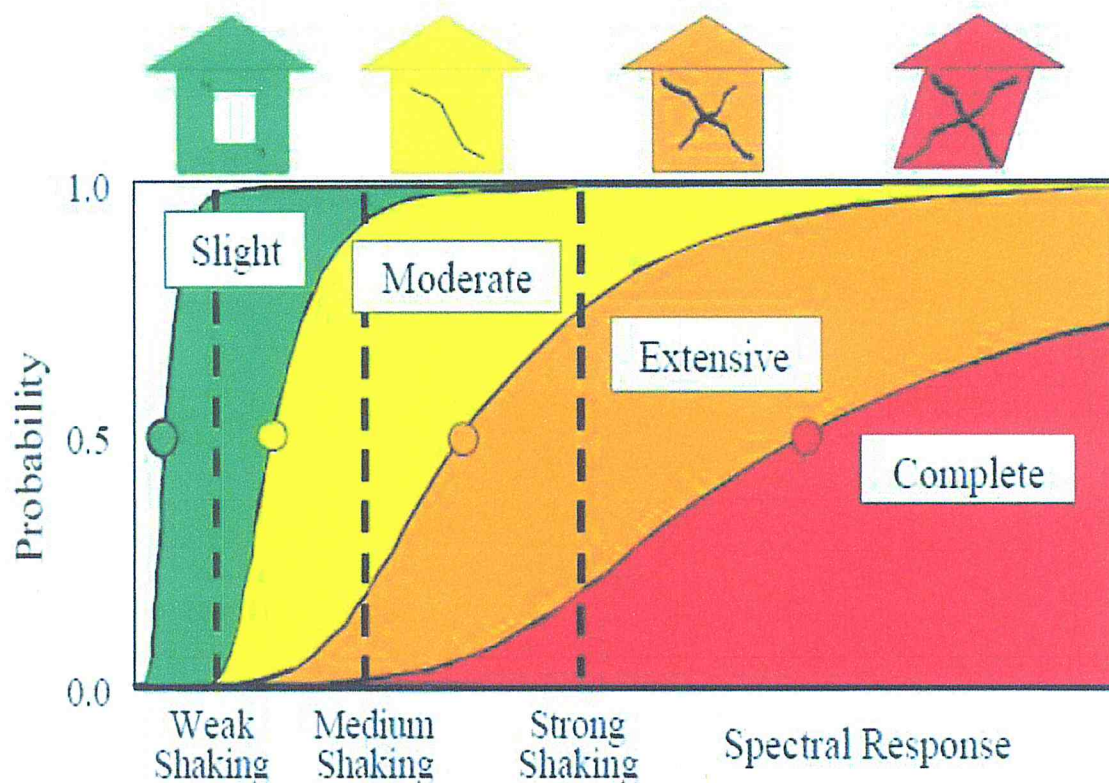


Figure 1. Niveaux d'endommagement décrits par les courbes de fragilités

II.5 Conclusion :

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique diffèrent par leurs complexités, leurs précisions, et leurs objectifs. Les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité reposent généralement sur l'utilisation de fonctions de vulnérabilité qui expriment le pourcentage de dommages subis par un type de structure pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions de vulnérabilité sont élaborées en général à partir de l'observation des dommages causés par les séismes passés. [13]

En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité des bâtiments est une alternative intéressante.

Cinq méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâtiment existant ont été proposées. Ces approches ont toutes un principe général commun, à savoir l'identification de la typologie constructive et des facteurs de vulnérabilité permettant d'estimer un niveau global de vulnérabilité présumée. Cependant, leurs fondements scientifiques, leur niveau de validation opérationnelle, leur complexité, leur coût etc. sont variables d'une méthode à l'autre.

Chapitre III: Modélisation du bâtiment étudié

III.1 Présentation de l'ouvrage :

La structure considérée pour l'étude est un bâtiment en béton armé en (R+4), régulier en plan et en élévation à usage d'habitation. Il est implanté à Alger qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) en Zone III.

III.1.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment : (Voir tableau III.1)

Longueur totale du bâtiment	18,85 m
Largueur totale du bâtiment	12 ,35 m
Hauteur totale du bâtiment	15,00 m
Hauteur des étages	3,00 m
Hauteur du RDC	3,00 m

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

III.1.2 Dimensions de la structure :

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan et en élévation sont mentionnées sur les figures (III.1, III.2 et III.3) ci-après :

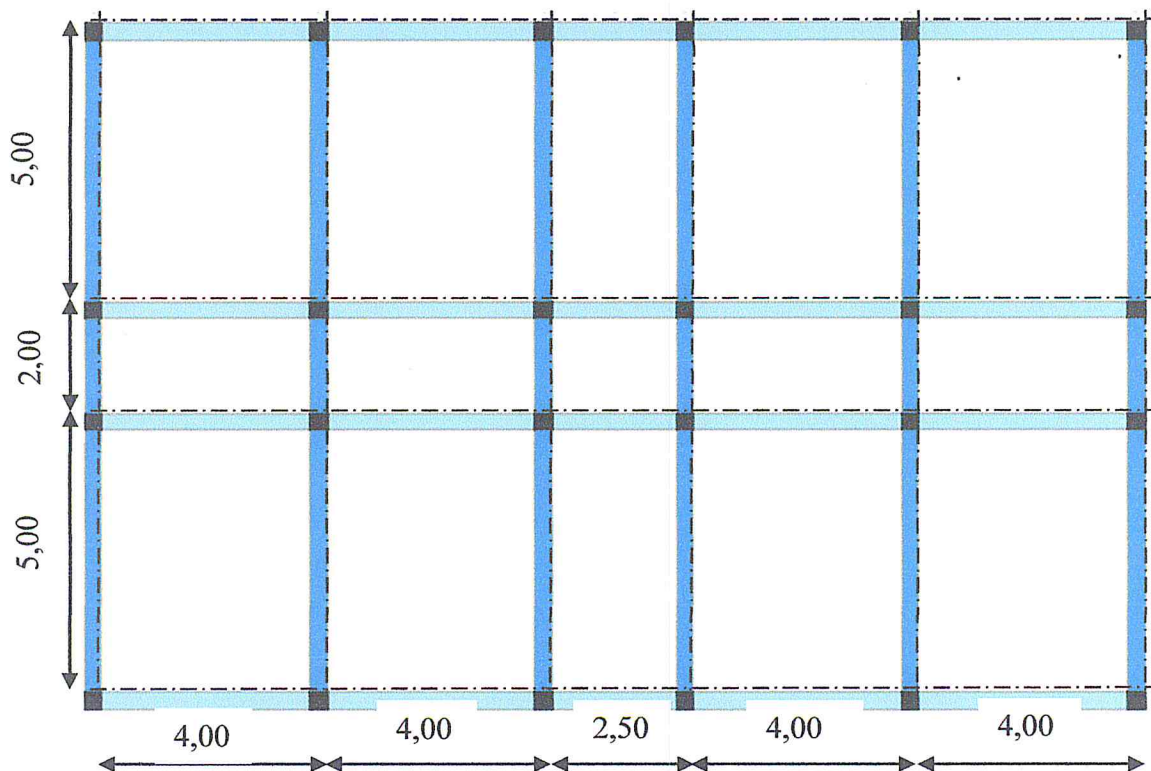


Figure III.1 : Vue en plan du bâtiment en béton armé à 5 étages

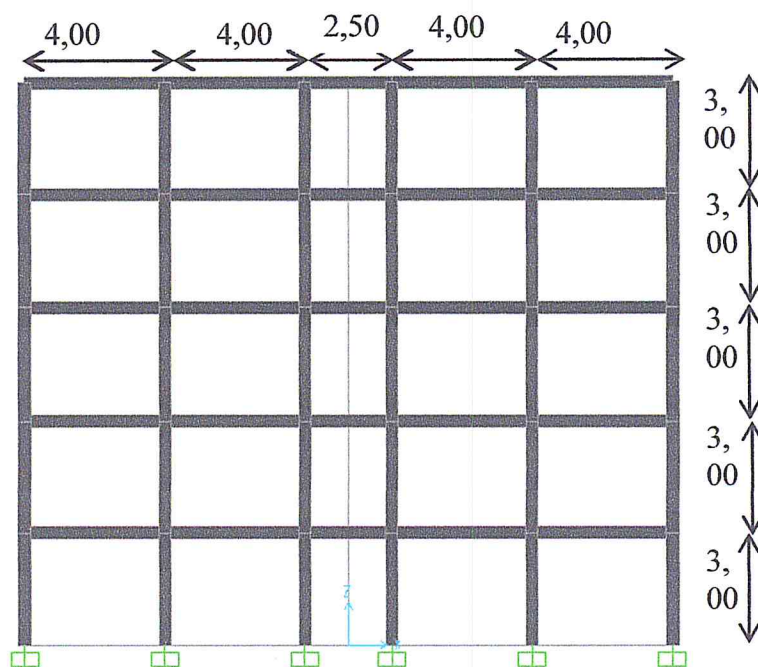


Figure III.2 : Vue en élévation du bâtiment en béton armé à 5 étages.

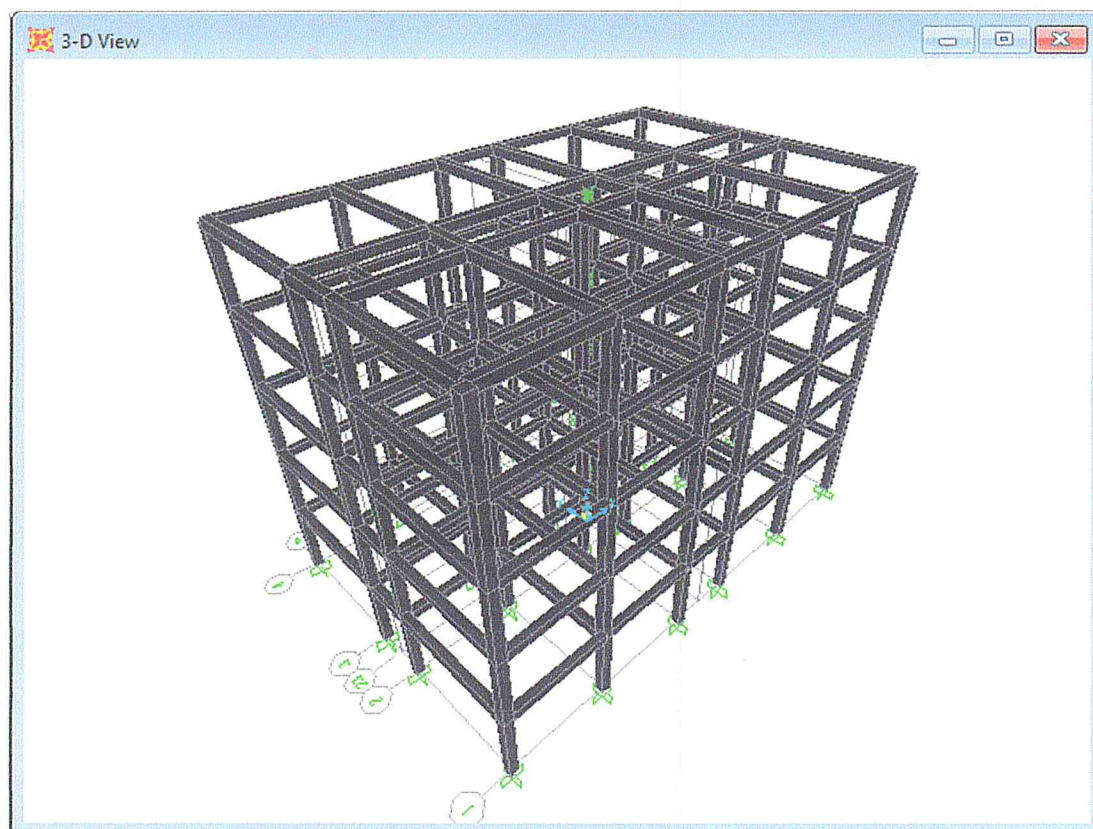


Figure III.3 : Vue en 3D du bâtiment en béton armé à 5 étages.

III.1.3 Ossature et système constructif adopté :

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

- **Planchers :**

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps creux (16+4).

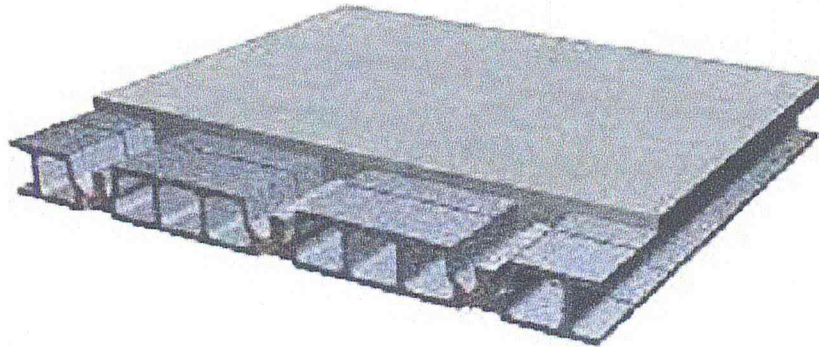


Figure III.4: Plancher à corps creux (16+4) cm.

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm, les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

III.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S_3).

III.3 Dimensions et ferrailages des poteaux et des poutres de la structure à 5 niveaux :

Le tableau (III.2) et les figures (III.5 et III.6) représentées ci-dessous résument les dimensions (coffrage et ferrailage) des poutres et des poteaux :

NIV	Poutres secondaires			Poutres principales			Poteaux	
	Dim. (cm ²)	Ferrillages		Dim. (cm ²)	Ferrillages		Dim. (cm ²)	Ferr.
		Sup.	Inf.		Sup.	Inf.		
4	30x35	3T14+3T14	3T14	30x40	3T16+3T14	3T14	35x35	8T14
3	30x35	3T14+3T14	3T14	30x40	3T16+3T14	3T14	35x35	8T14
2	30x35	3T14+3T14	3T14	30x40	3T16+3T14	3T14	35x35	8T14
1	30x35	3T14+3T14	3T14	30x40	3T16+3T14	3T14	35x35	8T14
RDC	30x35	3T14+3T14	3T14	30x40	3T16+3T14	3T14	35x35	8T14

Tableau III.2 : Dimensions et ferrillages des poteaux et des poutres du bâtiment étudié.

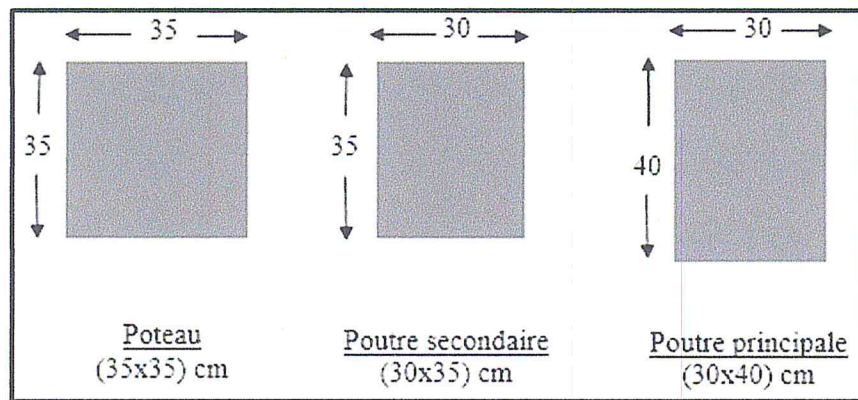


Figure III.5 : Dimensions des poteaux et des poutres du bâtiment.

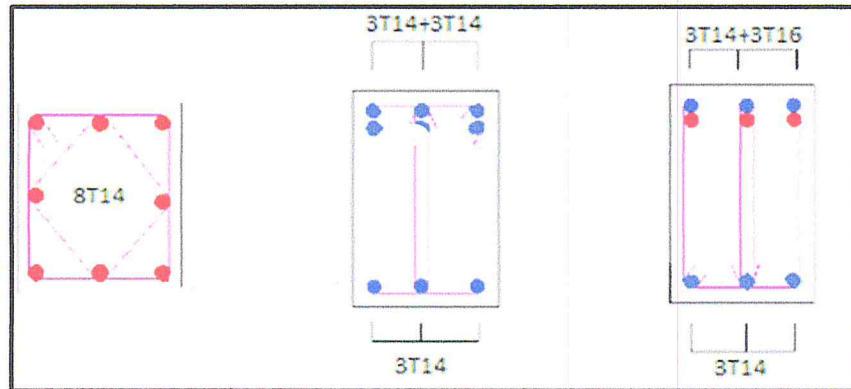


Figure III.6 : Ferrillages des poteaux et des poutres du bâtiment.

III.4 Caractéristiques des matériaux :

III.4.1 Caractéristiques mécaniques du béton :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 [17], ainsi

que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [6].

III.4.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimée en MPa, pour le présent projet on adopte $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

III.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$. Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{---} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

III.4.1.3. Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations. Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par le CBA [18], comme suit :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} \text{ soit } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

III.4.1.4. Notion des états limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance (ELUR).
- Etat limite de service (ELS).

L'état limite ultime de résistance, correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis à vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance du béton à la compression est donnée par le CBA 93 [17]. (Voir figure III.7)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

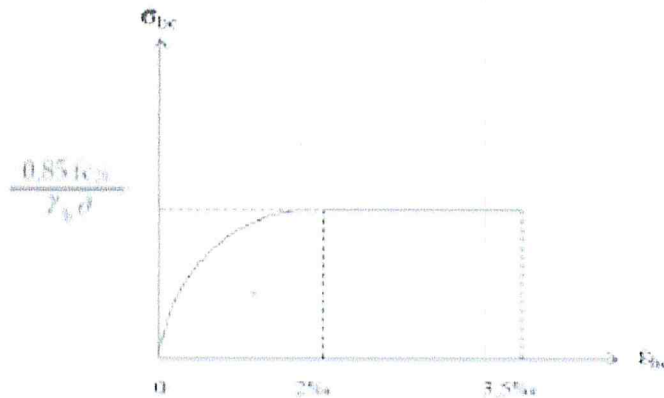


Figure III.7 : Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELUR. [6]

L'état limite de service, c'est au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ne sont plus satisfaites (ouverture des fissures, déformation excessives des éléments porteurs, fatigue, perte d'étanchéité) (Voir figure III.8), il comprend les états limites de fissuration et de la déformation de service à la compression donnée comme suit :

Pour notre cas, on prend : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

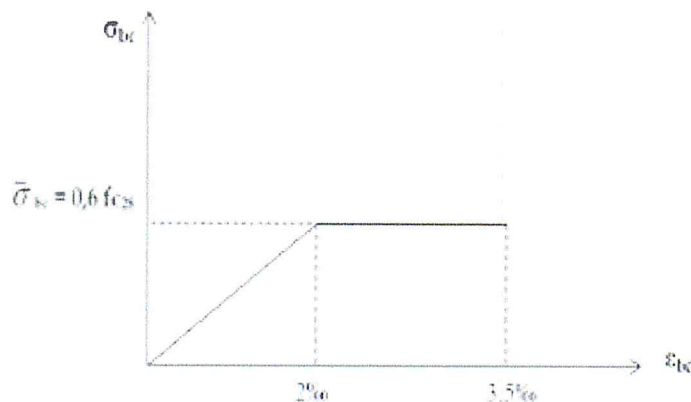


Figure III.8: Contrainte-déformation du béton à l'ELS.

III.4.1.5 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

$\nu = 0,2$ pour le calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'E.L.U.

III.4.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

III.4.2.1 Etat limite ultime :

A l'état limite ultime, on utilise pour le calcul le digramme contrainte-déformation. (Voir figure III.9)

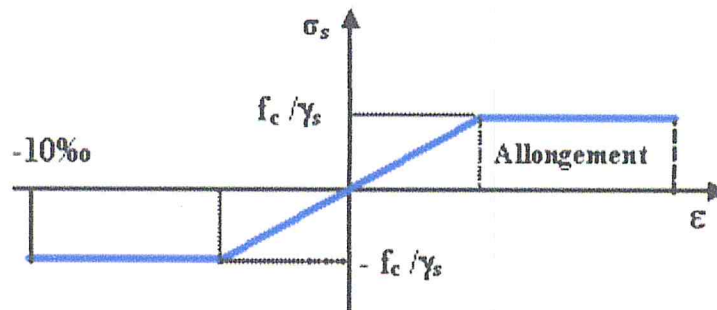


Figure III.9 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s R = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s R = 1.15$ cas de situations durable.

III.4.2.2 Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures:

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_{ct}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\tau_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_{ct}})$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

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

Avec : $\sigma_{st} = f e / \gamma_s$

Pour notre projet on adopte :

FeE400 pour les armatures longitudinales

FeE235 pour les armatures transversales

III.5 Les Voiles :

On adopte une épaisseur des voiles = 20 cm, avec un ferrailage de 4T12/m, pour les armatures verticales et horizontales

III.6 Descentes des charges :

- **III.6.1 Plancher terrasse non-accessible : (à corps-creux 16+4)**

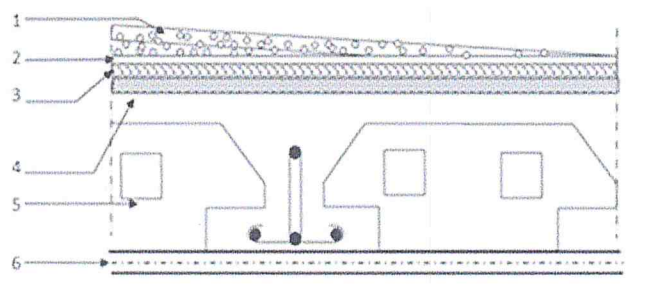


Figure III.10: Plancher terrasse inaccessible.

Désignation de la charge	Valeur en t/m ²
1-Protection en gravillon roulés(e=4 cm)	0.080
2-Etanchéité multicouche(e=2 cm)	0.012
3-Forme de pente en béton (e= 10cm)	0.220
4-Isolation thermique(e= 4cm)	0.016
5-Plancher à corps creux (e=16cm) + dalle de compression (e=4 cm)	0.280
6-Enduit en plâtre(e=2cm)	0.020
La charge permanente G_t	0.628
La surcharge d'exploitation Q_t	0.1

III.6.2 Plancher terrasse accessible:

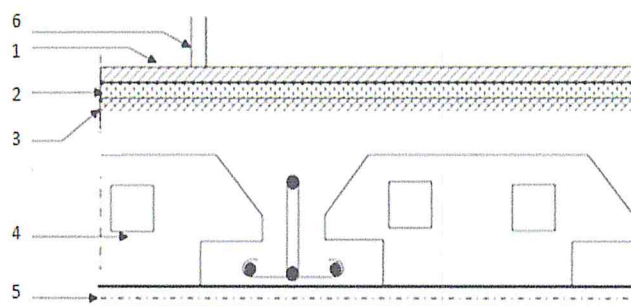


Figure III.11: Plancher terrasse accessible (étage courant).

Désignation de la charge	Valeur ent/m ²
1- Revêtement carrelage(e= 2cm)	0.040
2- Mortier déposé (e =2 cm)	0.040
3- Lit de sable (e=3 cm)	0.051
4- Plancher à corps creux (e=16cm) +dalle de compression (e=4 cm)	0.280
5- Enduit en plâtre(e=2cm)	0.020
6- Cloison légère(e=10cm)	0.090
La charge permanente G_t	0.521
La surcharge d'exploitation Q_t	0.15

III.6.3 Acrotère :

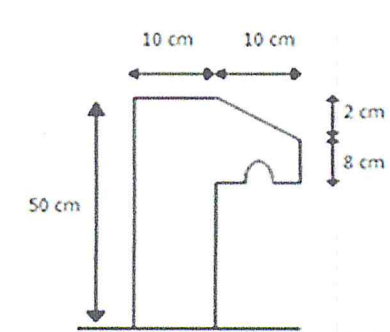


Figure III.12: Section transversale de l'acrotère.

	Charge G _i	G _{tot} (t/m)	G _t (t/m)
Acrotère	$S = (0.5 \times 0.02 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.5) = 0.059 \text{m}^2$	0.1475	0.1

III.6.4 Murs extérieures de façade:

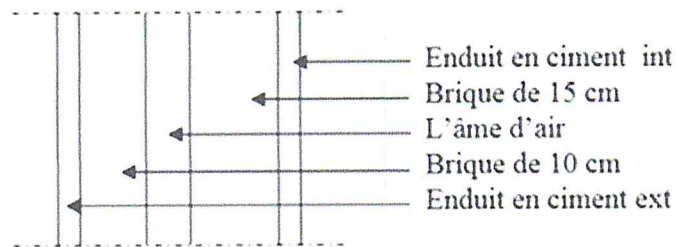


Figure III.13 : Coupe transversale du mur extérieur.

Désignation de la charge	Valeur ent/m ²
1- Enduit extérieur en ciment(e= 2cm)	0.036
2- Briques creuses(e=15 cm)	0.135
3- Briques creuses(e=10 cm)	0.090
4- Enduit intérieur en ciment (e=2 cm)	0.020
La charge permanente G_t	0.281

III.6.5 Les poutres et les poteaux:

- ◆ Les poteaux: $G_e = \gamma B A \times b e \times H (t)$
- ◆ Les poutres: $G_e = \gamma B A \times b e \times h e (t/m)$

G_e : Poids propre d'élément

$\gamma B A$: Poids volumique du béton armé(t/m³)

B_e : Largeur de l'élément(m)

H_e : Epaisseur de l'élément(m)

H : Hauteur de l'élément(m).

III.6.5.1 Les poteaux:

Les 4 niveaux et RDC (35x35) cm²

$$G_{\text{POT}} = 2.5 \times 0.35 \times 0.35 \times 3 \longrightarrow G_{\text{POT}} = 0.92 \text{ t}$$

III.6.5.2 Les poutres principales et secondaires :

- Les poutres principales Les 4 niveaux et RDC (30X40) cm²

$$G_{\text{PP}} = 2,5 \times 0,30 \times 0,40 \qquad G_{\text{PP}} = 0,3 \text{ t/m}$$

- Les poutres secondaires : Les 4 niveaux et RDC (30X35) cm²

$$G_{\text{PS}} = 2,5 \times 0,30 \times 0,35 \qquad G_{\text{PS}} = 0,263 \text{ t/m}$$

III.7 Chargement de la structure:**III.7.1 Chargement des portiques:**

Les éléments qui vont être chargés sont présentés sur la figure III.14.

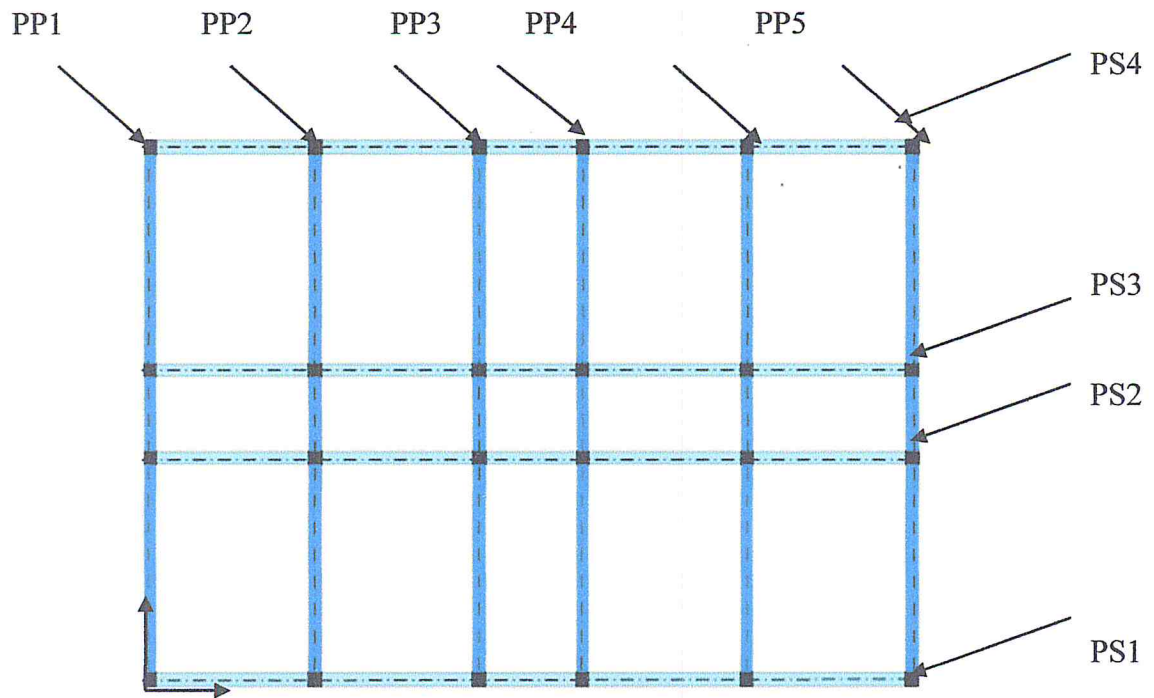


Figure III.14 : Vue en plan du bâtiment.

Le tableau III.3 contient les valeurs des charges permanentes et des charges d'exploitations suivant(x)et(y) appliquées au plancher terrasse et plancher étage courant.

		Travées			Section (m ²)	Charges (t/m)	G _{tot} (t/m)	Q (0,1t/m)
		axes	Portes (m)	Elément				
Plancher terrasse	Longitudinal	A et F	4/2=2	Acrotère	0.059	0.14756	1.704	0.2
				Plancher		0.628x2=1.256		
				Poutre.P	0.3x0.4	0.3		
		B et E	4	Plancher		0.628x4=2.512	2.812	
				Poutre.P	0.3x0.4	0.3		
		C et D	4/2+2.5/2 =3.25	Plancher		0.628x3.25=2.041	2.341	
	Poutre.P			0.3x0.4	0.3			
	Transversal	1 et 4	5/2=2.5	Acrotère	0.059	0.1475	0.411	
				Poutre.S	0.35x0.35	0.263		
		2 et 3	5/2+2/2=3.5	Poutre.S	0.35x0.35	0.263	0.263	
Plancher étage courant	Longitudinal	A et F	4/2=2	Plancher		0.521x2=1.042	2.073	0.3
				Poutre.P	0.3x0.4	0.3		
				Mur extérieur		0.281x2.6=0.731		
		B et E	4	Plancher		0.521x4=2.084	2.384	
				Poutre.P	0.3x0.4	0.3		
		C et D	4/2+2.5/2 =3.25	Plancher		0.521x3.25=1.694	1.994	
	Poutre.P			0.3x0.4	0.3			
	Transversal	1 et 4	5/2=2.5	Poutre.S		0.263	1.008	
				Mur extérieur		0.281x2.65=0.745		
		2 et 3	5/2+2/2=3.5	Poutre.S		0.263	0.263	

Tableau III.3:Chargement des portiques (plancher terrasse et plancher étage courant)

Le tableau III.4 présente le chargement des portiques de tous les niveaux..

		Poutre principale (t/m)			Poutre secondaire (t/m)	
		PP1, PP6	PP2, PP5	PP3,PP4	PS1,PS4	PS2,PS3
Plancher terrasse du 5 ^{ème}	G	1,704	2,812	2,341	0,411	0,263
	Q	0,2	0,4	0,33		
Plancher courant du 4 ^{ème}	G	2,073	2,384	1,994	1,008	0,263
	Q	0,3	0,6	0,49		
Plancher courant du 3 ^{ème}	G	2,073	2,384	1,994	1,008	0,263
	Q	0,3	0,6	0,49		
Plancher courant du 2 ^{ème}	G	2,073	2,384	1,994	1,008	0,263
	Q	0,3	0,6	0,49		
Plancher courant du 1 ^{er}	G	2,073	2,384	1,994	1,008	0,263
	Q	0,3	0,6	0,49		

Tableau III.4 : Chargement des portiques

III.7.2 La masse et l’inertie massique:

$$M_i = (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) / g, \quad \beta = 0.2$$

$$I_{Mi} = M_i / S_x (I_{xG} + I_{yG})$$

Avec :

I_{Mi} : Inertie massique (t.m²)

M_i : Masse sismique (W/g)

W_{Gi} : Poids de chaque niveau i

g : Accélération de la pesanteur 9.81 m/s²

S : Surface d’un plancher (m²)

I_{xG} : Moment d’inertie par rapport à (X) ;

$$I_{xG} : BH^3 / 12 = [18.85 \times (12.35)^3] / 12 \quad \longrightarrow \quad I_{xG} = 2958.9m^4$$

I_{yG} : Moment d’inertie par rapport à (Y);

$$I_{yG} : HB^3 / 12 = [12.35 \times (18.85)^3] / 12 \quad \longrightarrow \quad I_{yG} = 6893.18m^4$$

S: Surface d'un plancher..... $S= B \times H= 18.85 \times 12.35 = 232.8m^2$

P:Périmètre d'un plancher..... $P= (B+H) \times 2 = (18.85+12.35) \times 2 =62.4 m$

➤Plancher terrasse

❖ Poids de plancher terrasse		La surcharge..... $Q \times S$
		Le poids propre..... $G_{PT} \times S$

G_{PT} : Poids de plancher terrasse

❖ Poids de l'acrotère..... G_{AX}

$P G_A$: Poids de l'acrotère.

❖ Poids des poutres principales..... $G_{PP} \times L_{PP}$

G_{PP} : Poids des poutres principales.

$$L_{PP}= 12.35 \times 6 = 74.1 m$$

L_{PP} : Longueur totale des poutres principales.

❖ Poids des poutres secondaires..... $G_{PS} \times L_{PS}$

G_{PS} : Poids des poutres secondaires.

$$L_{PS}= 18.85 \times 4 = 75.4m$$

L_{PS} : Longueur totale des poutres secondaires.

❖ Poids des poteaux..... $G_{POT} \times L \times n$

G_{PP} : Poids des poteaux.

L: le pourcentage de la longueur de poteau faisant partie du poids du plancher terrasse.

n: le nombre des poteaux =24.

❖ Poids du mur extérieur de la façade $G_{MFE} \times P \times L_{MFE} \times 0.7 \times 0.5$

G_{MFE} : Poids du mur extérieur de la façade.

$L_{MFE}: 3 - 0.4 = 2.6 \text{ m}$

L_{MFE} : Hauteur totale du mur extérieur de façade.

Le tableau III.5 contient les valeurs des masses et d’inertie massique appliquées au Plancher terrasse.

Plancher terrasse							
Elément	Poids propre W_{Gi} (t)		ΣW_{Gi} (t)	Surcharge $W_{Qi}(t)$	Poids total du niveau (t)	Mass e (t)	Inertie massique (t.m ²)
Plancher terrasse	0,628x232.8	146,2	224.64	0,1 x 232.8 = 23.8	224.64+ (0,2x23.28) =229.3	23.37	989.02
Acrotère	0,1475x62.4	9.2					
Poutre principale	0,3x12.35x6	22.23					
Poutre secondaire	0,263x18.85x4	19.83					
Poteaux	0,92x0,5x24	11,04					
Mur de façade	0,281x0,7x0,5x (18.85x 2 x2,65+ 12.35x2x2,6)	16.14					

Tableau III.5 : Masses et inerties massiques (terrasse)

➤ Plancher 4^{ème} étage, 3^{ème} étage, 2^{ème} étage et 1^{er} étage

❖ Poids de plancher terrasse || La surcharge..... $Q \times S$
 || Le poids propre..... $G_{PTIX} S$

❖ Poids des poutres principales..... $G_{PP} \times L_{PP}$

$$L_{PP} = 12 \times 6 = 72 \text{ m}$$

❖ Poids des poutres secondaires..... $G_{PS} \times L_{PS}$

$$L_{PS} = 18.5 \times 4 = 74 \text{ m}$$

❖ Poids des poteaux..... $G_{POT} \times L_X \times n$

L: le pourcentage de la longueur de poteau faisant partie du poids du plancher terrasse

n: le nombre des poteaux = 24

❖ Poids du mur de la façade extérieure..... $G_{MFE} \times P \times L_{MFE} \times 0.7$

$$L_{MFE} : 3 - 0.4 = 2.6$$

$$L_{MFE} : 3 - 0.35 = 2.65$$

Le tableau III.6 contient les valeurs de masse et l'inertie massique appliquées de plancher courant.

Plancher courant							
Elément	Poids propre W_{Gi} (t)		ΣW_{Gi} (t)	Surcharge W_{Qi} (t)	Poids total du niveau (t)	Masse (t)	Inertie massique ($t.m^2$)
Plancher étage courant	0,521x232.8	121.3	217.72	0,15 x 232.8 = 34.92	217.72+ (0,2x34.92) =224.70	22.91	969.55
Poutre principale	0,3x12.35x6	22.23					
Poutre secondaire	0,263x18,85x4	19.83					
Poteaux	0,92x1 x24	22,08					
Mur de façade	0,281x0,7x (37.7 x2,65+ 24.7x2,6)	32.28					

Tableau III.6 : Masses et inerties massiques (étage courant).

Le bâtiment étudié est représenté sous forme de brochette. (Voir figure III.15)

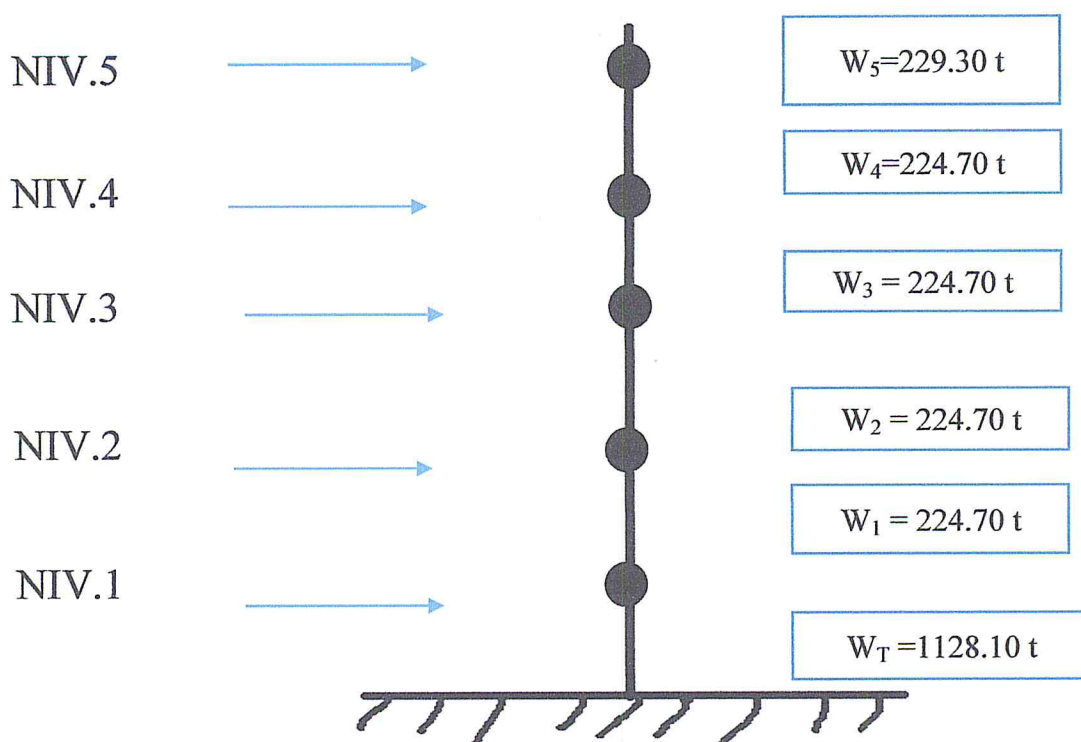


Figure III.15 : Poids total de la structure.

Le tableau III.7 résume les inerties massiques des différents niveaux : (Voir tableau III.7)

	la masse « m » (t)	l'inertie massique « I_m » ($t.m^2$)
Niveau 5	23.37	989.02
Niveau 4	22.91	969.55
Niveau 3	22.91	969.55
Niveau 2	22.91	969.55
Niveau 1	22.91	969.55

Tableau III.7 : Inerties massiques pour les différents niveaux.

III.8 Modélisation de la structure avec le logiciel SAPV14:

III.8.1 Présentation du logiciel SAP2000 V14 : [18]

SAP2000 (Structural Analysis Program)

- ◆ Logiciel de calcul des efforts internes ;
- ◆ Logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis;

- ◆ Offre les performances des technologies d'aujourd'hui;
- ◆ Capacité de calcul et vitesse d'exécution.

III.8.2 Utilisation du logiciel SAP2000: [18]

- ◆ Pour les structures en béton armé, en Charpente métallique ou autres matériaux de construction;
- ◆ Sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique....;
- ◆ Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...);
- ◆ De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications: Euro-code, règlements américains et autres.

La modélisation de notre structure par le logiciel SAP2000 version 14 [18] est faite en effectuant les étapes suivantes:

*Définition la géométrie du modèle

*Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire

III.8.3 Définition de la géométrie du modèle:

La définition de la géométrie est introduite dans le logiciel selon l'organigramme Représenté sur la figure III.16.

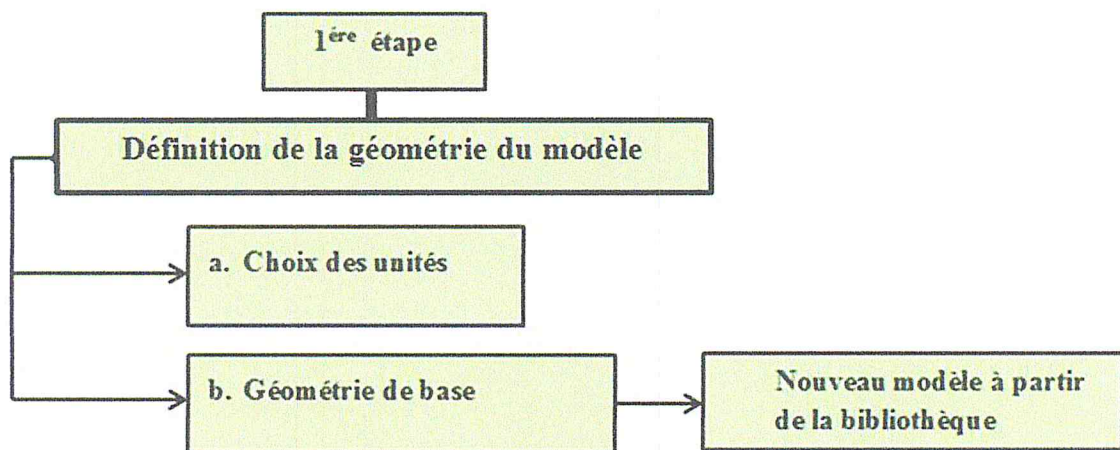


Figure III.16: Organigramme de la première étape de la modélisation.

III.8.4 Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire:

La modélisation de la structure est introduite dans le logiciel selon l'organigramme

Représenté sur la figure III.17.

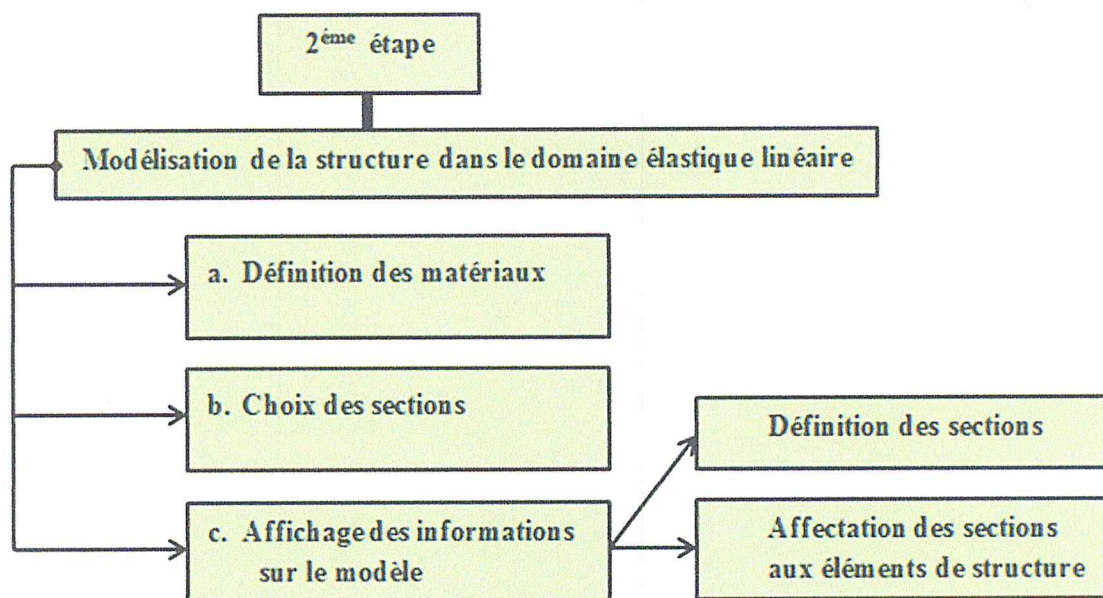


Figure III.17: Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.

III.8.5 Définition des cas de charges:

Les charges sont introduites dans le logiciel selon l'organigramme représenté sur la Figure III.18.

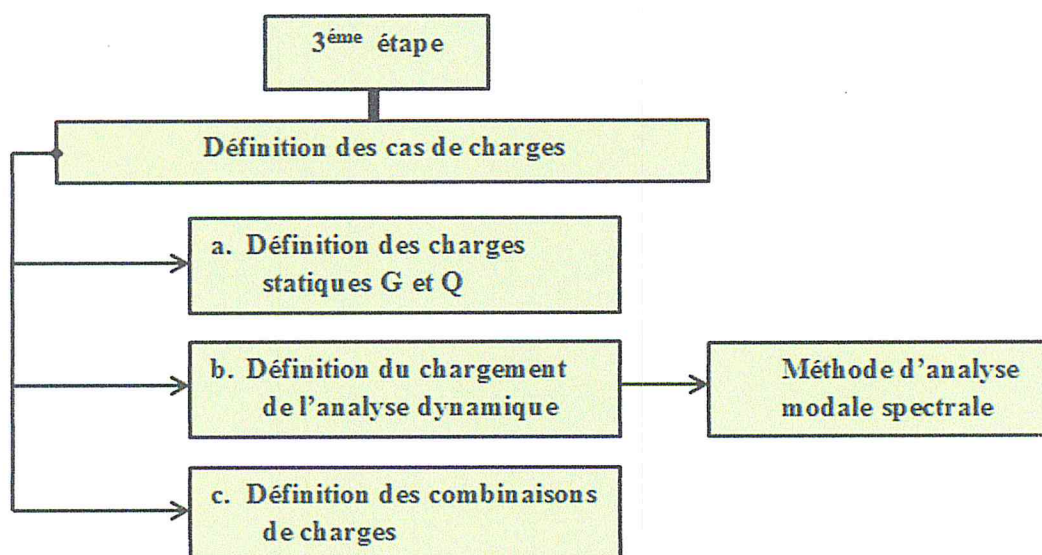


Figure III.18: Organigramme de la troisième étape de la modélisation.

a) Définition des charges statiques Get Q:

En modélisant les éléments de la structure (poteaux, poutres), le logiciel prend en considération la charge due au poids propre de ces éléments, on introduit les charges (G et Q) dues aux : plancher, poteaux, poutres, murs et acrotère définis dans III.4.1.1.

b) Définition du chargement de l'analyse dynamique:

L'analyse dynamique est effectuée par la définition de la charge sismique pour faire une analyse modale et spectrale de la structure.

❖ Analyse modale:

L'analyse modale consiste à déterminer les modes propres de vibration et les fréquences du système en fonction de la rigidité distribution des masses de la structure par l'analyse des vecteurs propres, ce qui nous donne un aperçu du comportement de la structure.

❖ Analyse spectrale:

L'analyse spectrale nous permet de calculer la réponse sismique de la structure par l'introduction de fichier de spectre de réponse donné par le(RPA99version2003)[5] comme suit:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

Les données de ce spectre sont représentés par une courbe (Sa/g) en fonction de la période T, et conçu à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que: A, q, R, T₁, T₂.

Avec:

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

A : Coefficient d'accélération de zone

Dans notre cas, le bâtiment considéré est situé en zone sismique III et de groupe d'usage 2: $A = 0.25$.

q : Facteur de qualité;

η : Facteur de correction d'amortissement pour un amortissement différent de 5 %;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages;

R : Coefficient de comportement de la structure déterminé en fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Dans notre cas on a:

$A = 0.25$;

$q = 1.15$;

$\xi = 6\%$;

$\eta = 0.94$;

$R = 3.5$;

$T_1 = 0.15$;

$T_2 = 0.50$.

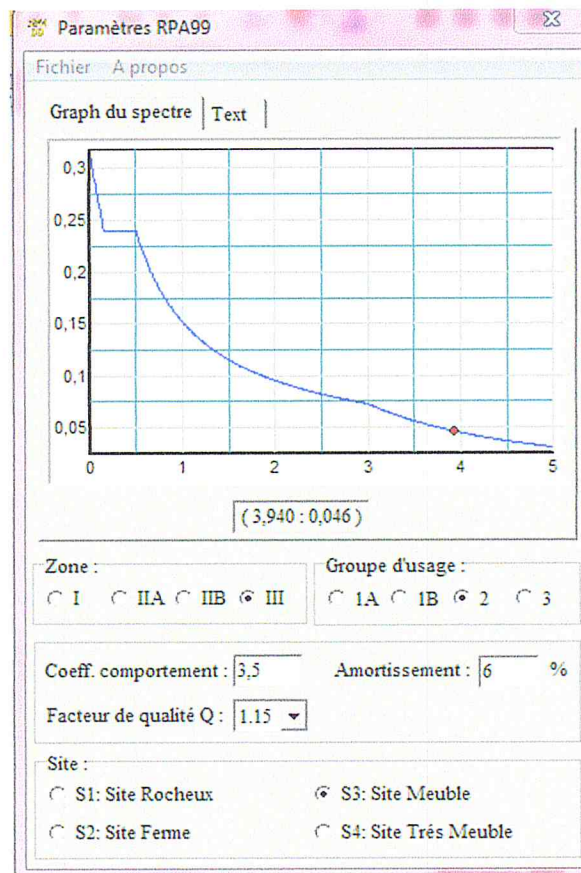


Figure III.19: Forme de spectre de réponse (RPA 99/v 2003). [6]

Les paramètres qui ont été introduit pour l'obtention du spectre de réponse sont définis comme suit : (Voir figure III.20)

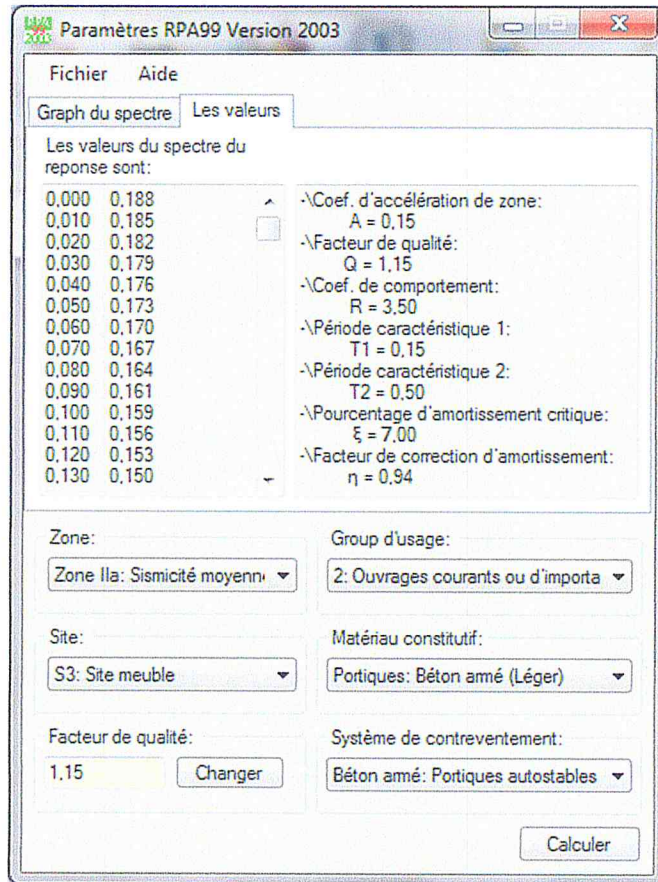


Figure III.20 : Paramètres du spectre de réponse donné par le RPA99/2003. [6]

Pour SAP2000 V14 [18], chaque cas de chargement doit être défini de façon générale. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et les éléments appropriés et associés à un cas de chargement existant. L'exemple d'étude traité ici comporte les cas de chargement suivants:

- ✓ La charge permanente G ;
- ✓ La surcharge d'exploitation Q ;
- ✓ Les charges sismiques Ex et Ey .

c) Définition des combinaisons de charge:

Il existe deux types de combinaisons, combinaisons fondamentales et accidentelles:

❖ **Combinaisons Fondamentales: [19]**

E.L.S:G+ Q.

E.L.U:1,35G+1,5Q.

❖ **Combinaisons Accidentelles: [6]**

0,8G ± E

G + Q ± E

G + Q ± 1,2 E

III.8.6 Diaphragme: [6]

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

III.8.7 Les résultats de la modélisation élastique linéaire du bâtiment:

Nous avons effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel SAP2000 V14 [18] ce qui nous a permis de réaliser une analyse élastique linéaire, nous avons trouvé:

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.143872	0.829057	0	0.829057	0	0
2	1.08279	0	0.831305	0.829057	0.831305	0
3	0.931256	0	0	0.829057	0.831305	0.833696
4	0.361893	0.10483	0	0.933887	0.831305	0
5	0.345594	0	0.106244	0.933887	0.937549	0
6	0.298125	0	0	0.933887	0.937549	0.1041
7	0.200631	0.041131	0	0.975018	0.937549	0
8	0.194127	0	0.039211	0.975018	0.97676	0
9	0.168298	0	0	0.975018	0.97676	0.039084
10	0.13502	0.01917	0	0.994187	0.97676	0
11	0.133087	0	0.017881	0.994187	0.994641	0
12	0.115542	0	0	0.994187	0.994641	0.017808

Tableau III.8 : Liste des modes et périodes propres du bâtiments.

Le comportement dynamique des deux premiers modes sont des oscillations de translations pures, tandis que pour le troisième mode est une rotation autour de l'axe z (torsion). (Voir figure III.21, III.22 et III.23)

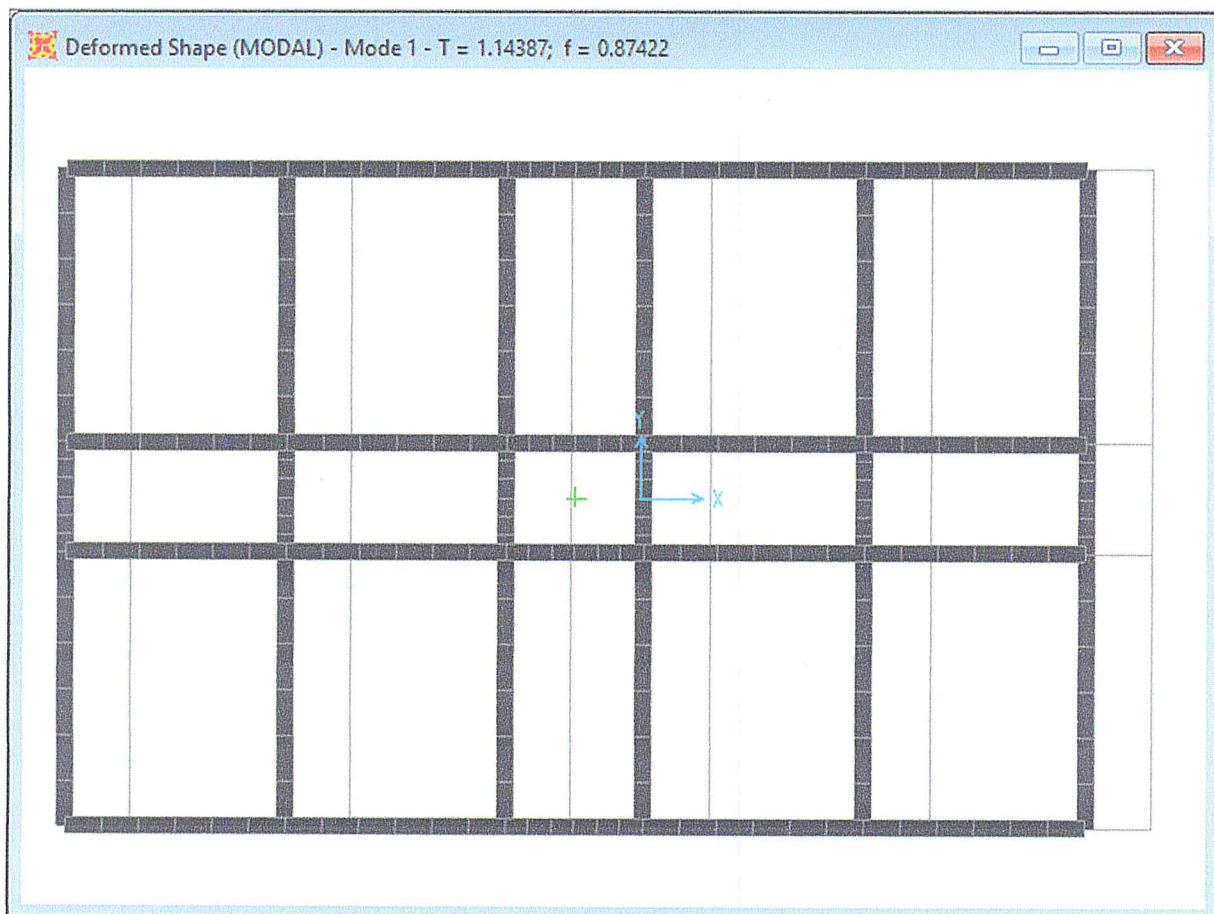


Figure III.21 : Translation pure suivant le sens (x)

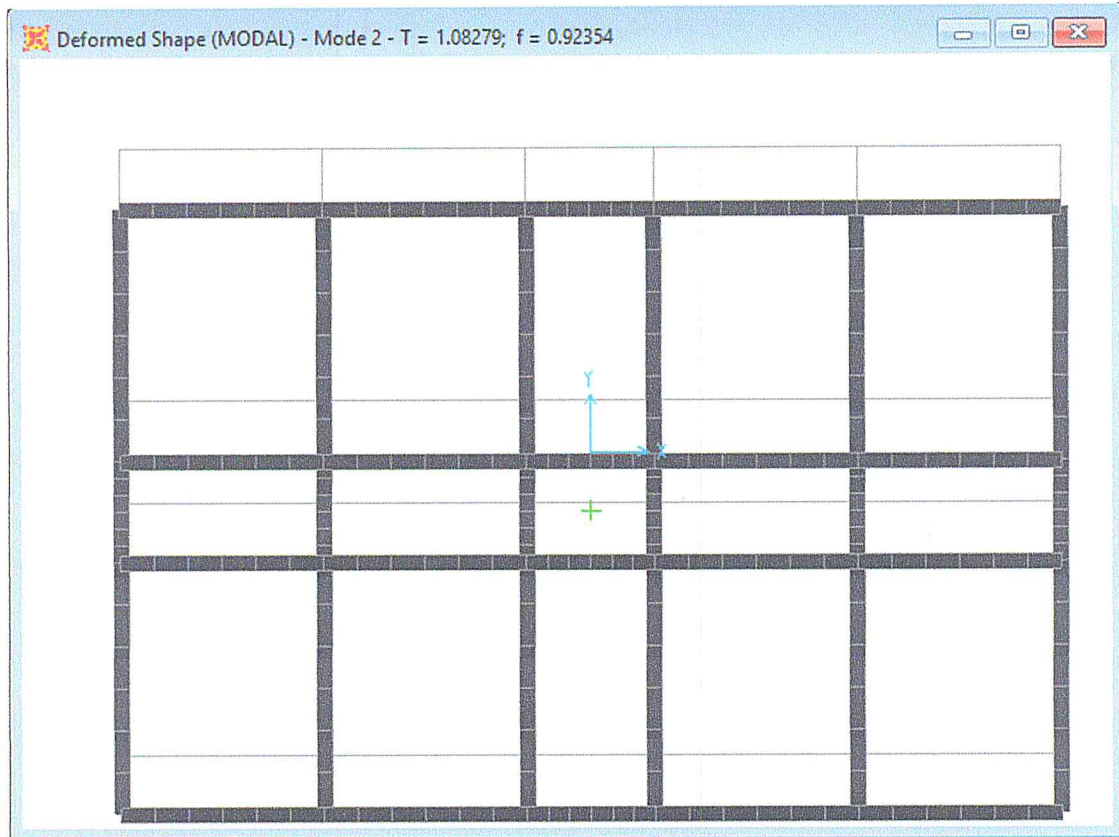


Figure III.22 : Translation pure suivant le sens(y)

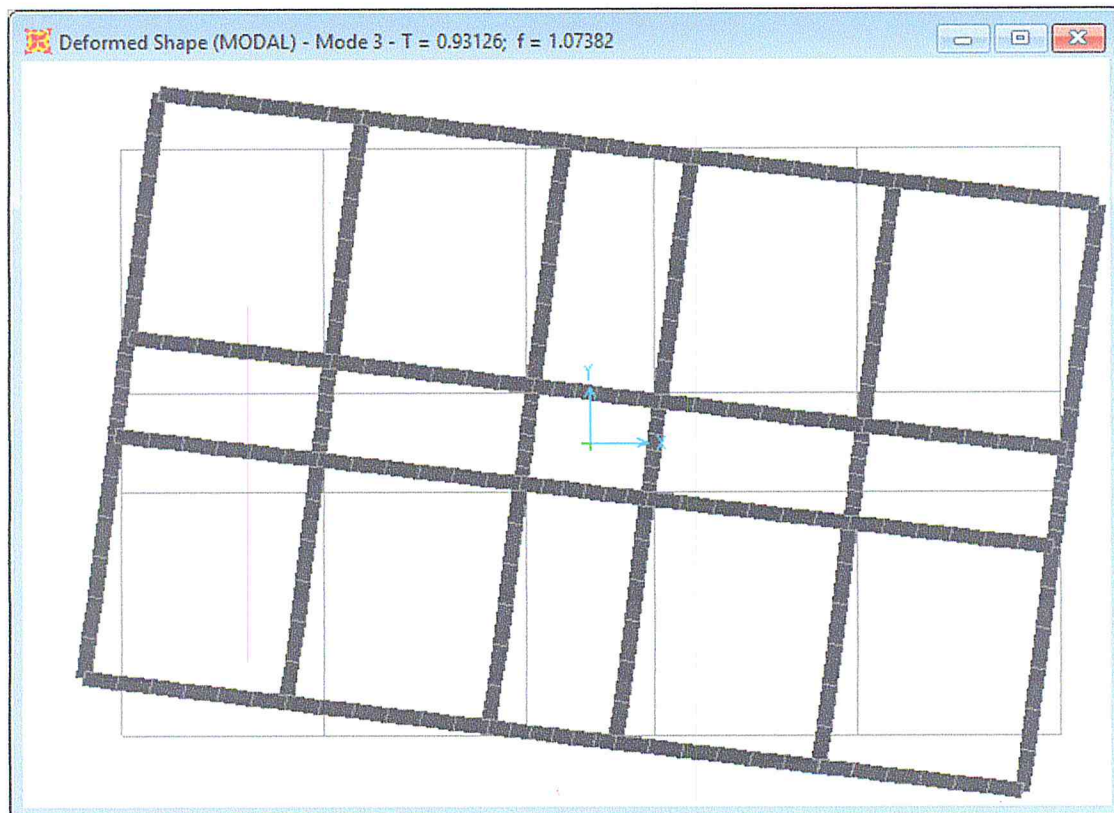


Figure III.23 : Rotation suivant l'axe (z)

Les efforts tranchants de dimensionnement à la base du bâtiment :

- $V_x = 139,85$ tf
- $V_y = 179,63$ tf

• La période fondamentale du bâtiment : $T=1.14$ s.

III.9 Modélisation non-linéaire Push over :

III.9.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments se traduit par l'introduction de rotules plastiques « Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. [20] [21]

Pour mes modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

- Poutres : Rotules de flexion (Default M3).
- Poteaux : Rotules de flexion (Default PMM).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 [22] et FEMA 356 [19].

III.9.2 Niveaux d'endommagements :

Le règlement FEMA 356 [19] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique. (Voir figure III.24)

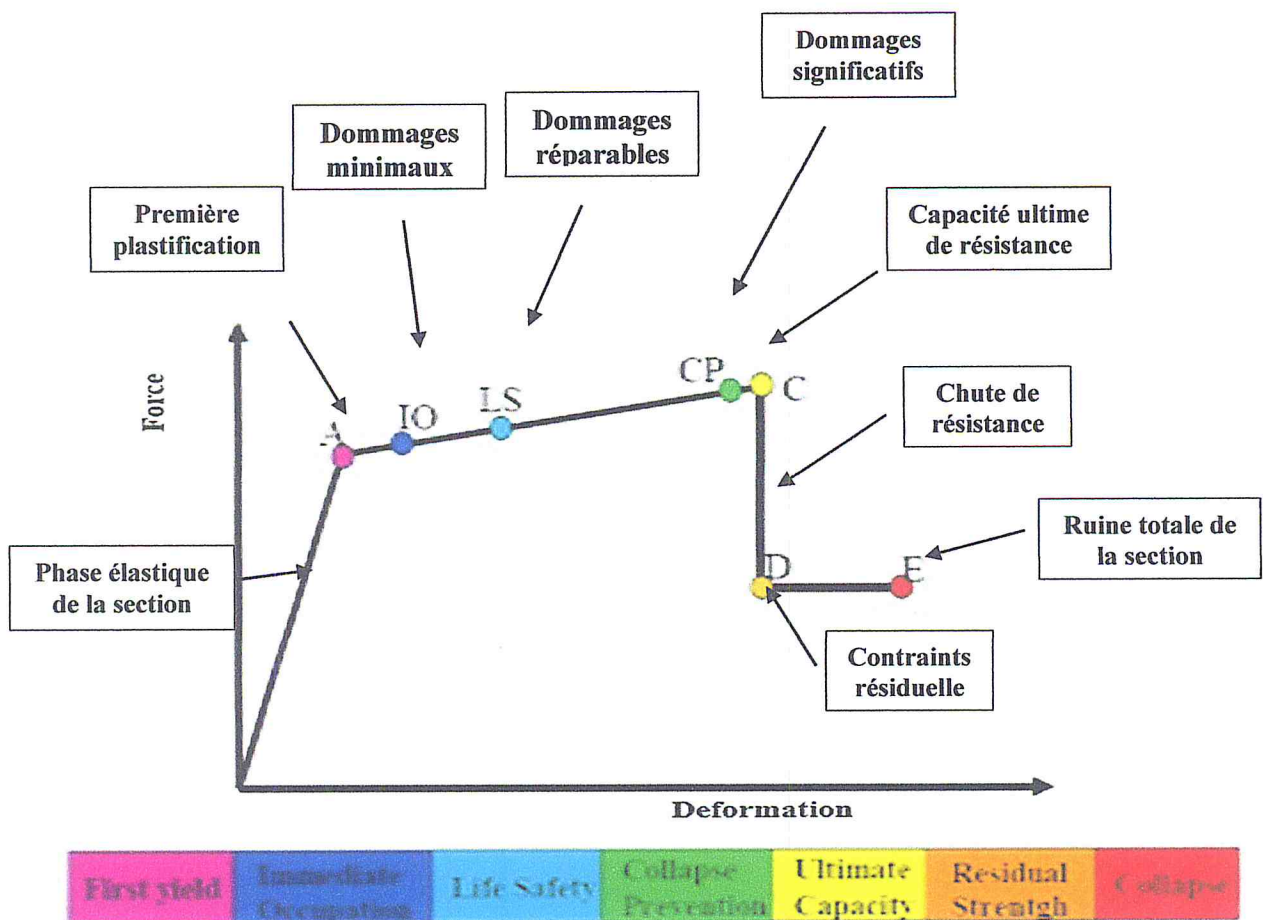


Figure III.24 : Loi de comportement et niveaux de dommages.

A : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

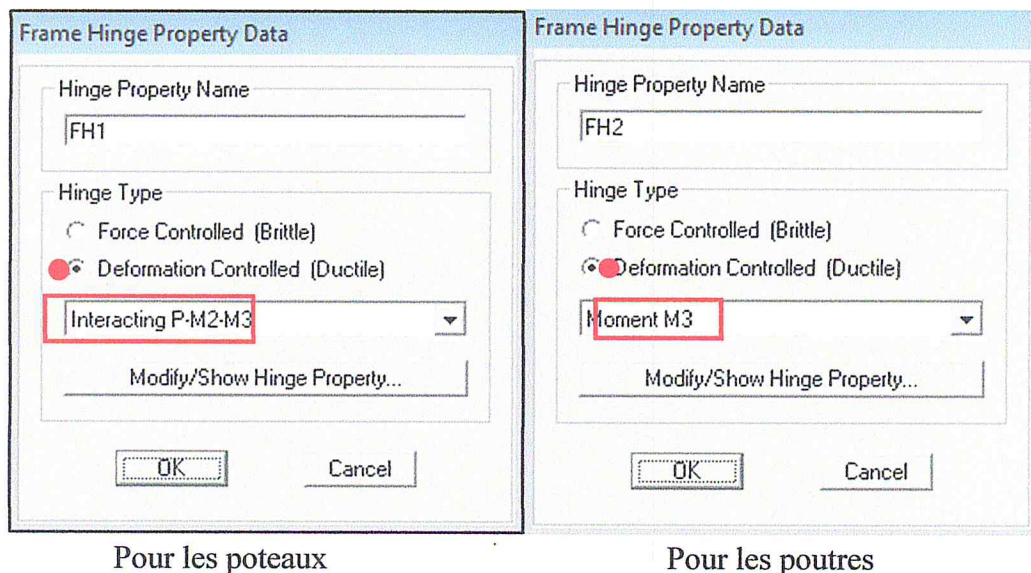
- Au niveau IO (Dommage minimaux), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau LS (Dommages réparables), la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.

- Au niveau CP (Dommages significatifs), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 356 [19].

III.9.3 Introduction des types de rotules :

La première étape de l'analyse Pushover consiste à définir les types de rotules plastiques que ce soit pour les poteaux (P-M2-M3) où pour les poutres (M3). Ces types de rotules plastiques sont introduits comme suit : (Voir figure III.25)



Pour les poteaux

Pour les poutres

Figure III.25: Définition des types de rotules (poteaux & poutres)

Les rotules de flexion Default M3 sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit : (Voir figure III.26)

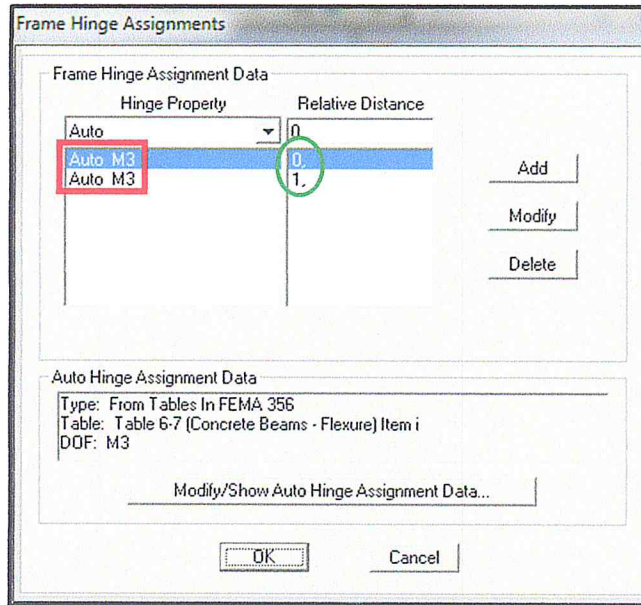


Figure III.26: Introduction des rotules plastiques des poutres.

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type « Default P-M-M » qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment). [20] . (Voir figure III.27)

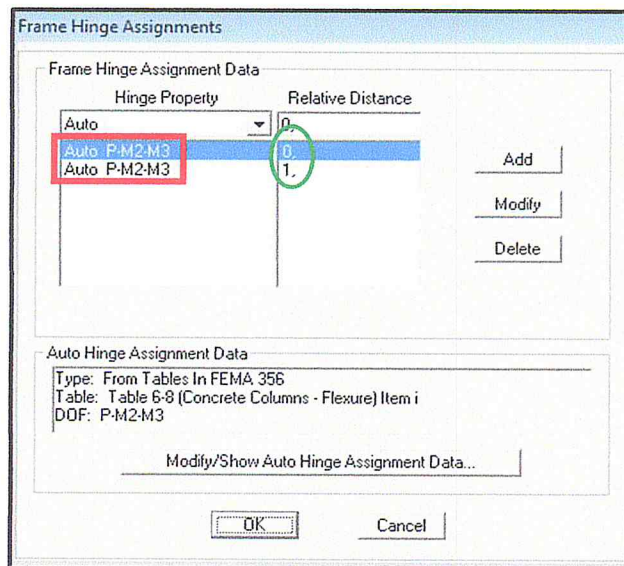


Figure III.27: Introduction des rotules plastiques des poteaux.

Ensuite on clique sur « modify>Show Auto ... » et on définit comme suit : (Voir figure III.28 et III.29)

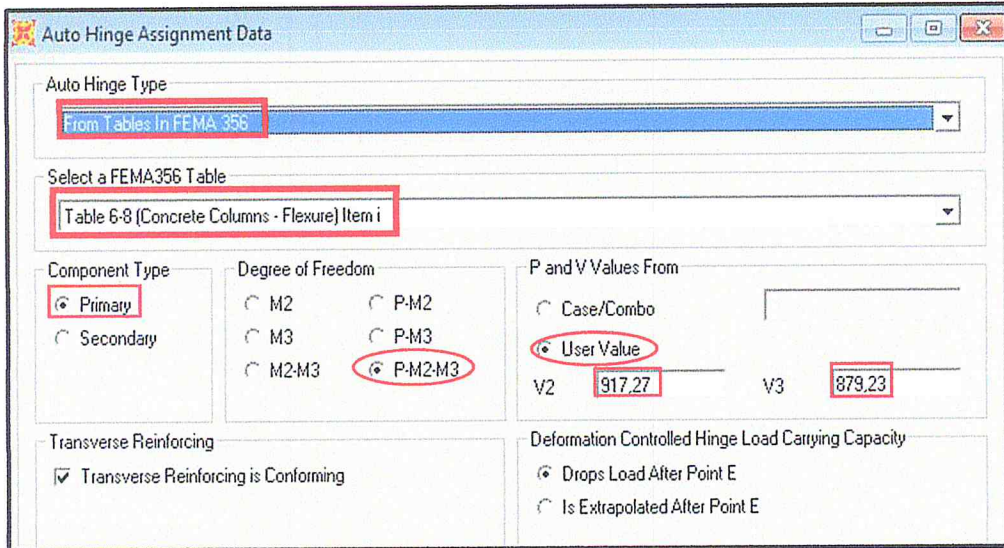


Figure III.28 : Paramètres des rotules plastiques des poteaux.

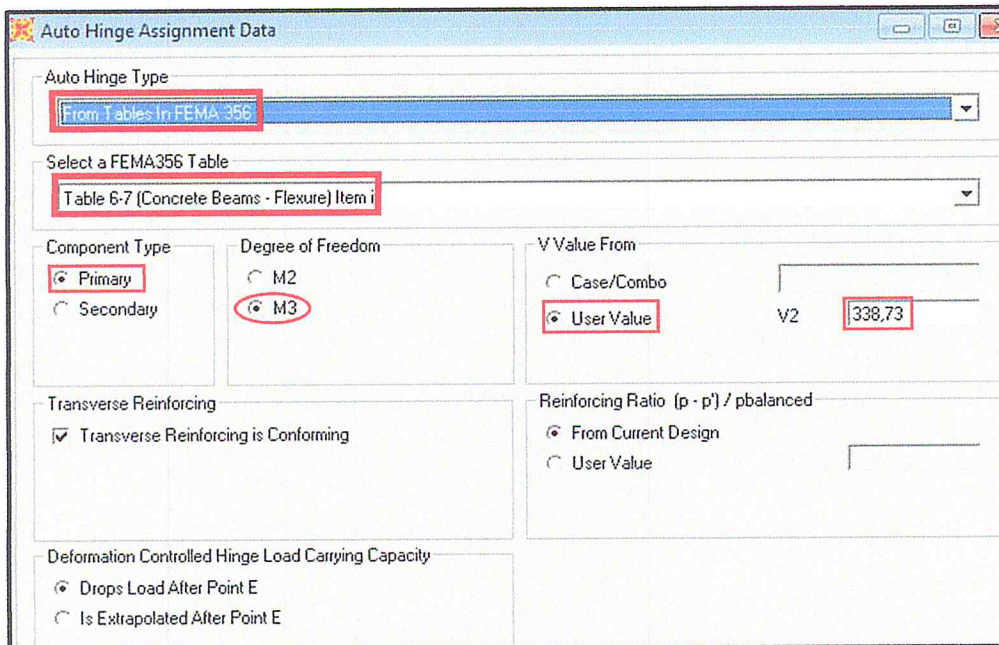


Figure III.29 : Paramètres des rotules plastiques des poutres.

« V2 » et « V3 » sont les valeurs maximum de l'effort tranchant appliqués sur les poteaux dans les directions 2 et 3, et ils sont tirés à l'aide de logiciel « SAP 2000 v 14 ». [18]

III.9.4 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Dans cette étape il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes. On choisira par exemple une application en deux étapes. La création d'un cas Push over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas. (Figure III.30)

En effet, ces derniers utilisent comme base de départ finaux du premier. Par charge gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges permanentes, charges utiles...etc.)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GRAV Notes: Load Case Type: Static

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	Q	0,2

Other Parameters: Load Application: Full Load Results Saved: Multiple States Nonlinear Parameters: User Defined

Figure III.30: Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99/version 2003 [6] pour la détermination des charges sismiques : $(G+0.2Q)$.

III.9.5 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est défini, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales.

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. [23]

Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts. [23]

Il est recommandé d'effectuer les analyses en appliquant au moins deux distributions de charges latérales :

- Une distribution uniforme avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ($S_j = m_j$).
- Une distribution modale avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique

Dans notre cas, la structure étudiée présente une configuration structurale simple, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration.

Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du mode fondamental.

Les charges Push x et Push y sont représentées sur les figures III.31 et III.32

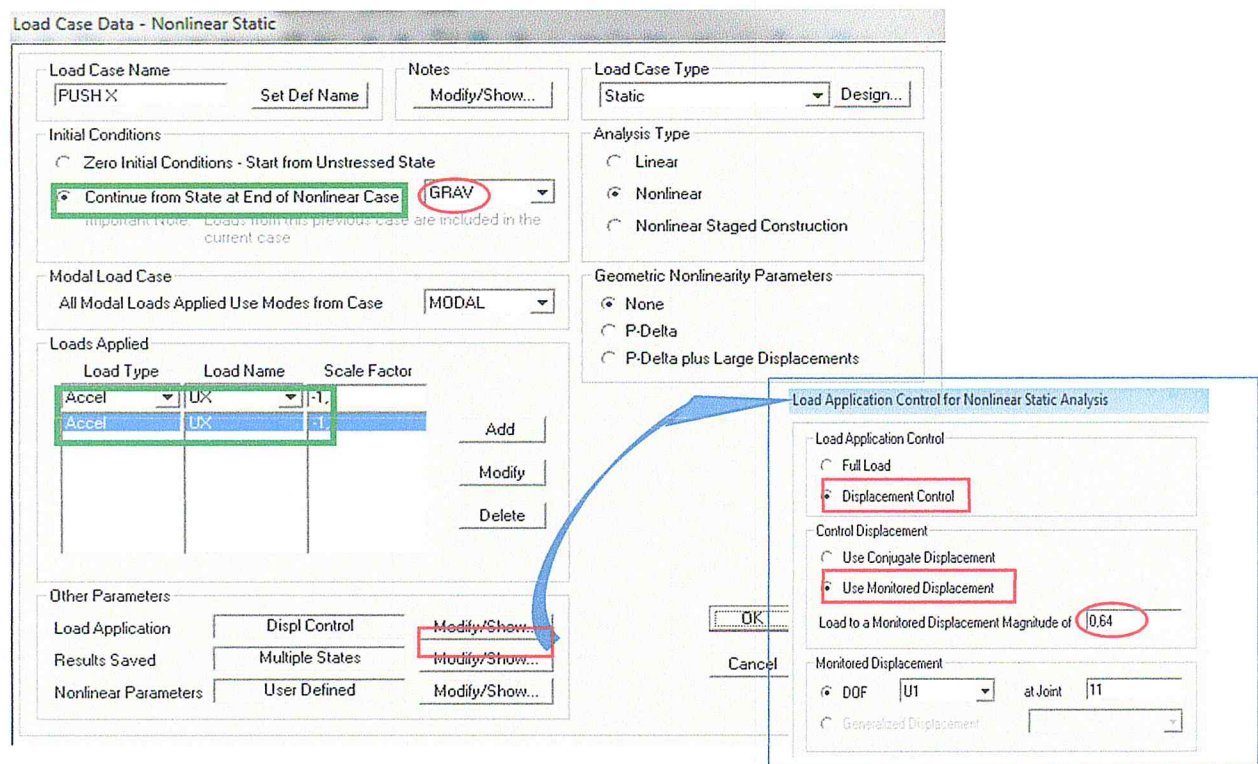


Figure III.31: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens X).

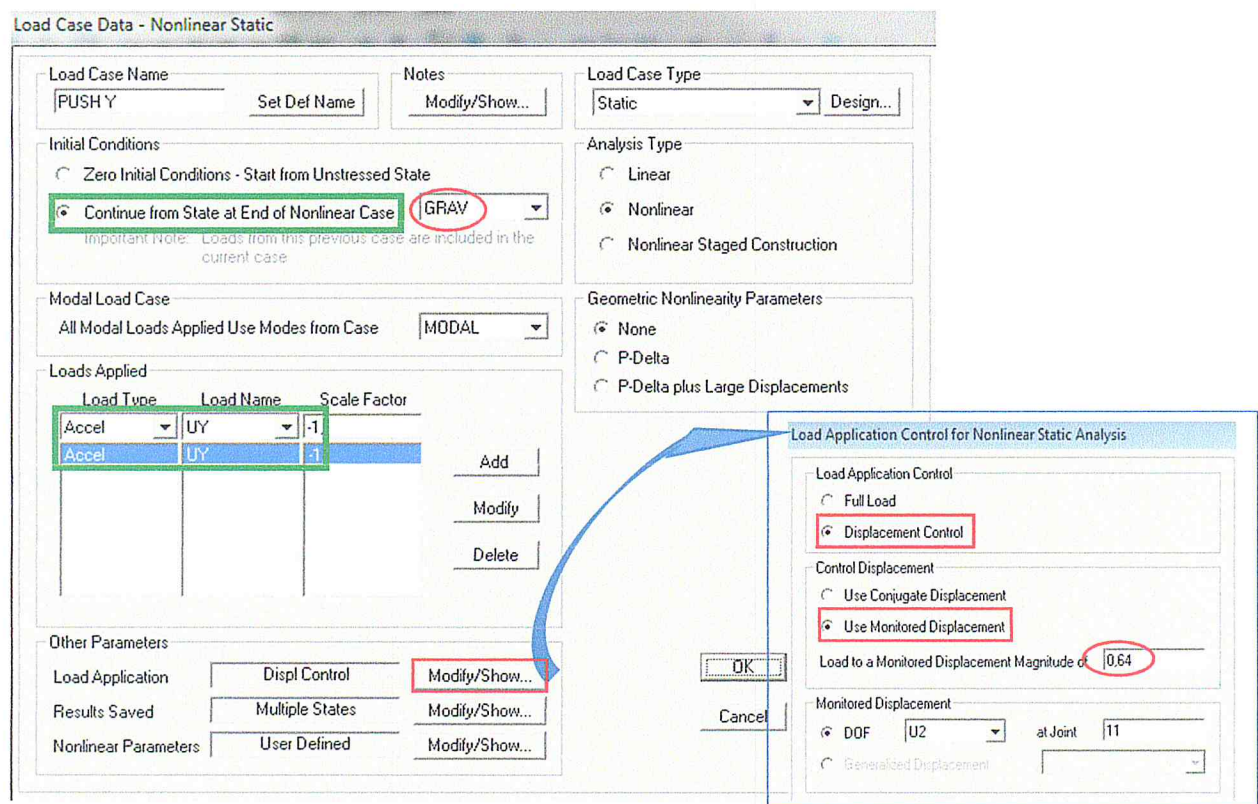


Figure III.32: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens Y).

L'analyse est effectuée en mode « Déplacement contrôlé », le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage. [16]

$$D_{\text{cible}} = h/25$$

Enfin, après avoir assigné les types de rotules aux éléments correspondant et la définition des charges « GRAV », « PUSH X » et « PUSH Y », on est dans la possibilité de lancer une analyse complète et tirer les résultats des courbes de capacité.

III.9.6 Résultats de l'analyse Push over :

a) Courbe de capacité :

Les deux figures III.33 et III.34 donnent les résultats des courbes de capacité dans les deux sens (x) et (y).

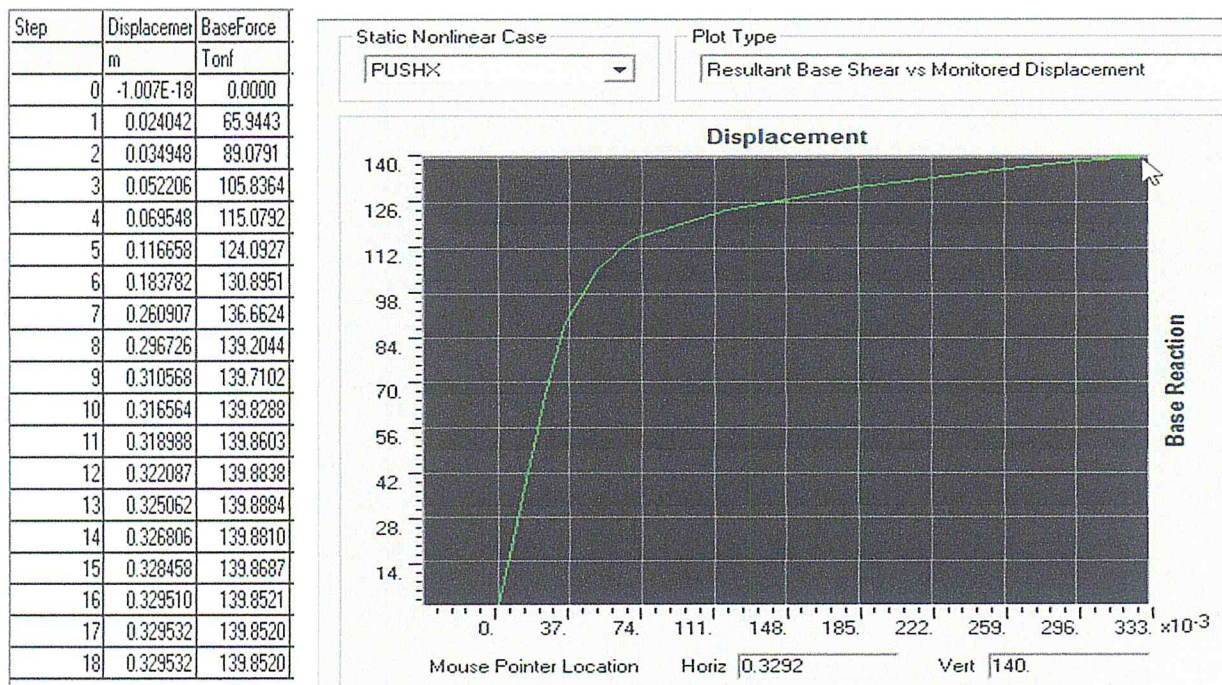


Figure III.33 : Courbe de capacité Push X de la structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$).

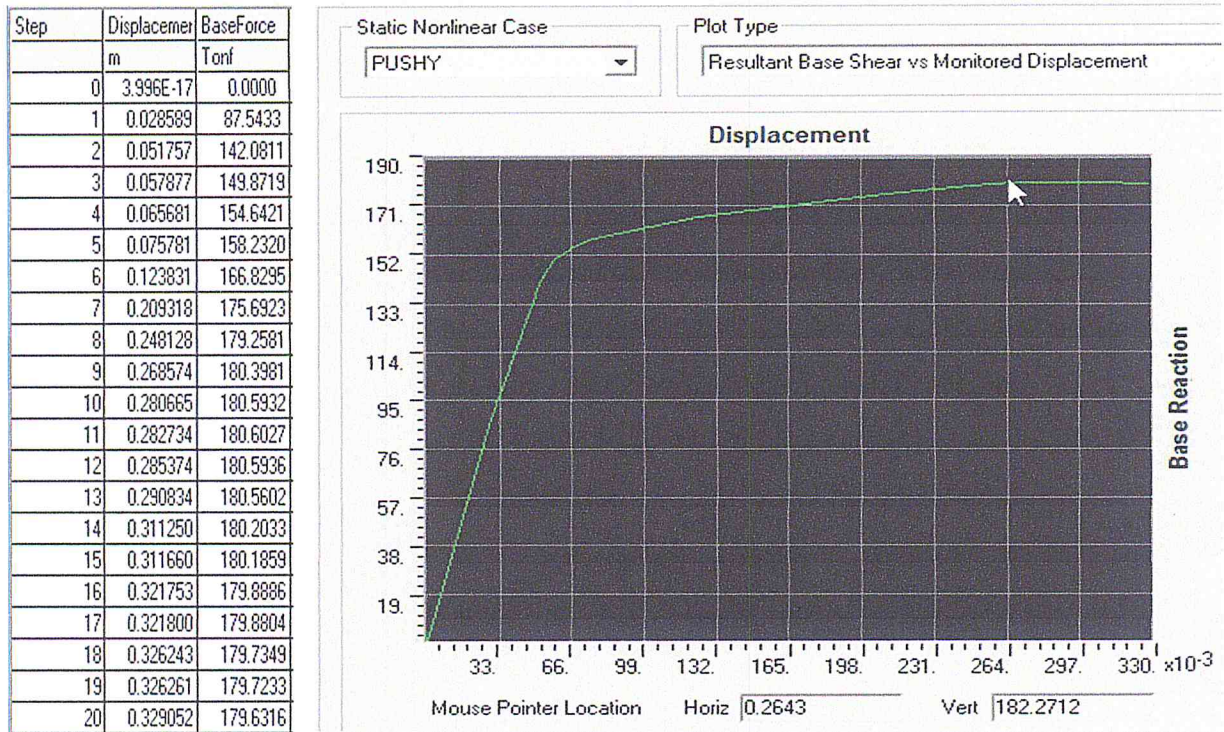


Figure III.34 : Courbe de capacité Push Y de la structure ($V_{base}-D_{sommet}$).

La figure III.35 représente une comparaison entre les courbes de capacité dans les sens (x) et (y).

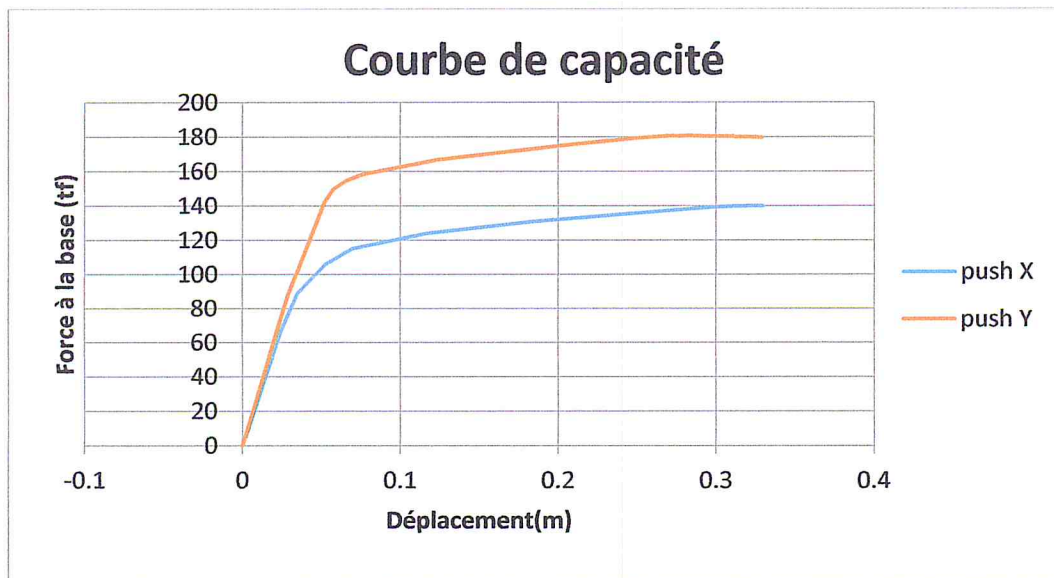


Figure III.35: Courbe de capacité (sens x et y)

D’après la figure III.35, on constate, dans le sens (X), que le bâtiment est plus vulnérable du point vu résistance et rigidité par rapport à l’autre sens.

b) Formation des rotules plastiques et état de dégradation des éléments :

Les figures (III.36) et (III.37) représentent la formation des rotules plastiques.

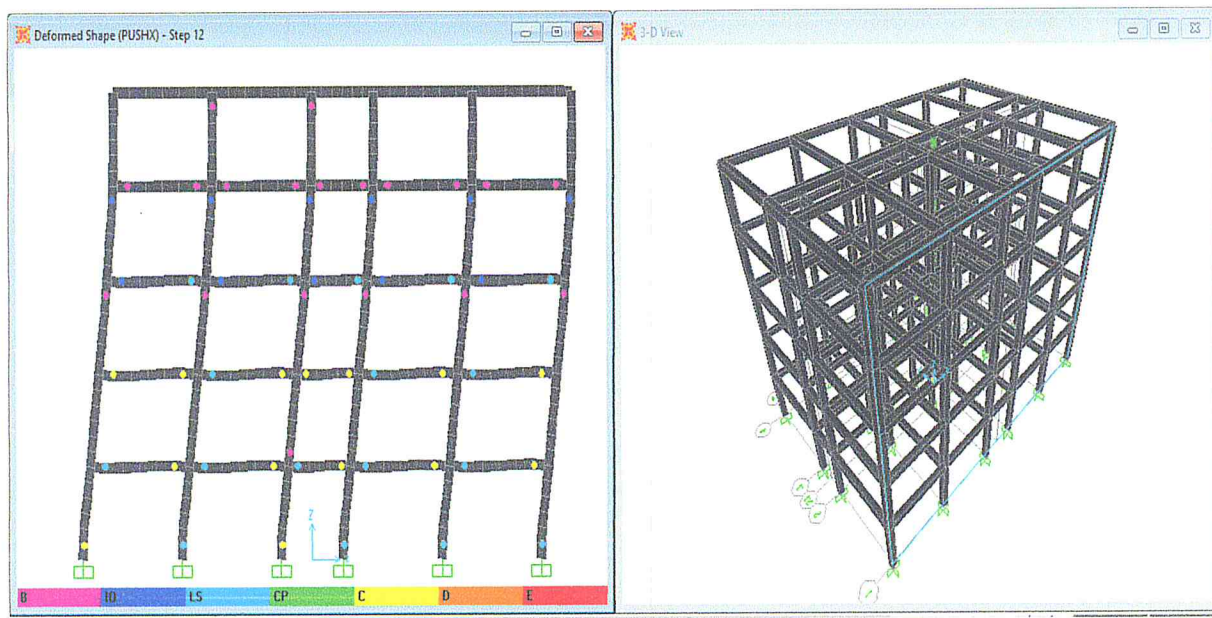


Figure III.36 : Développement des rotules plastiques (Push X)

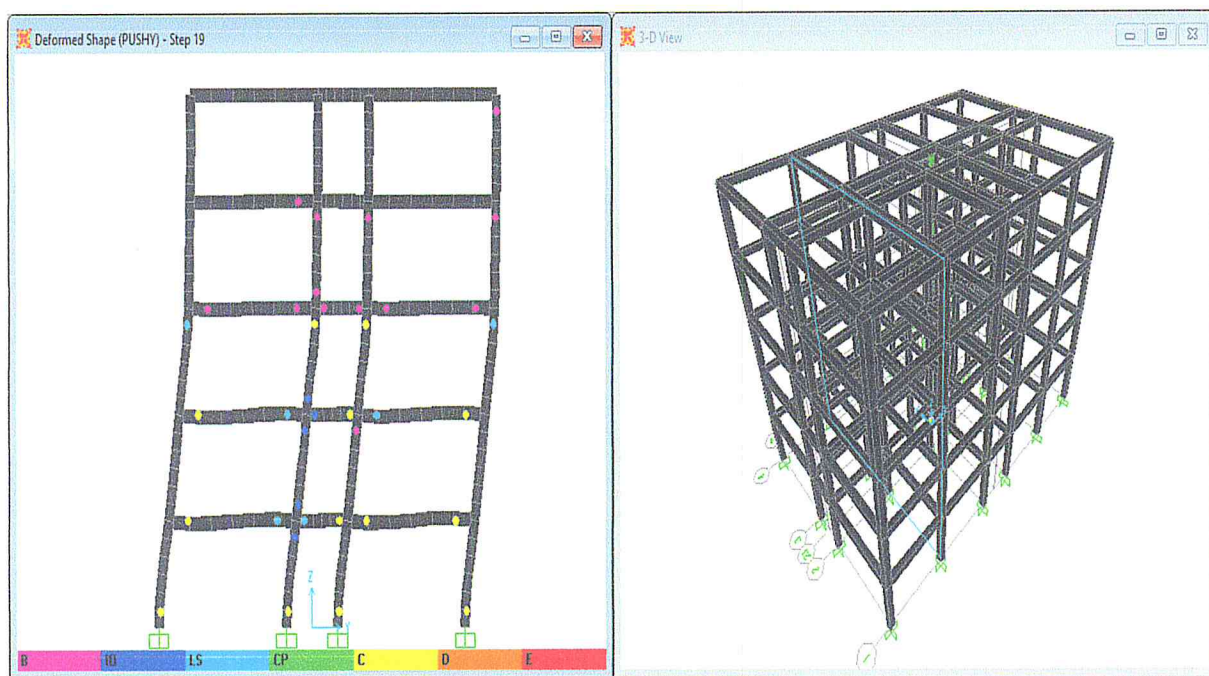


Figure III.37: Développement des rotules plastiques (Push Y)

Après visualisation de la formation des rotules plastiques, nous avons constaté que le mécanisme développé est un mécanisme mixte puisque les rotules se sont formées simultanément aux extrémités des poteaux et des poutres.

Par rapport aux niveaux d'endommagement, nous avons remarqué que les rotules formées dans les poteaux et les poutres sont de type (B-IO-LS et C).

- Aux niveaux des étages supérieurs, les rotules développées sont au stade(B et IO) ;
- Concernant les étages intermédiaires, les rotules développées sont de type (B,IO,LS et C);
- Alors, qu'au niveau des poteaux du R.D.C, l'endommagement est plus significatif puisque les rotules formées à ces niveaux sont dangereuses, elles sont de type(LS-C).

III.10 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel SAP2000 V14.2.2, ce qui nous a permis de réaliser une analyse linéaire et non-linéaire. Pour la suite du travail, six variantes ont été proposé afin d'étudier l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en béton armé dans une zone à forte sismicité. Une analyse linéaire et non-linéaire sera aussi effectuée pour étudier l'influence de ces paramètres.

Chapitre VI: Etude paramétrique

IV.1 Introduction :

Pour évaluer l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismiques du bâtiment étudié, différentes variantes sont proposées :

- Ajout d'étages
- Ajout des voiles
- Elimination des poteaux

L'analyse est effectuée à l'aide de SAP 2000 V.14 [18]

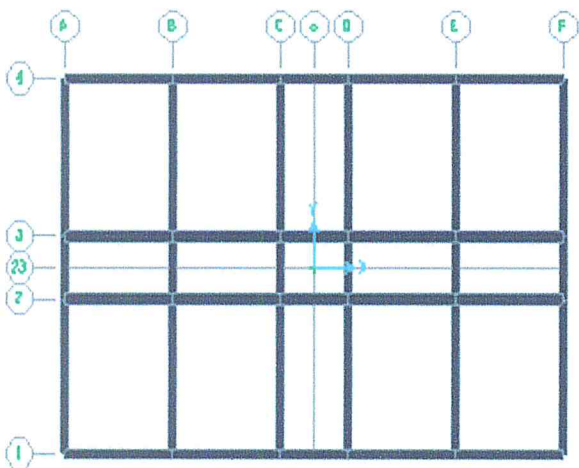
A cet effet, six variantes sont proposées et ensuite une étude paramétrique est prévue pour analyser la vulnérabilité sismique du bâtiment.

L'objectif de ce chapitre est de mettre en évidence l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismique de la structure selon plusieurs variantes.

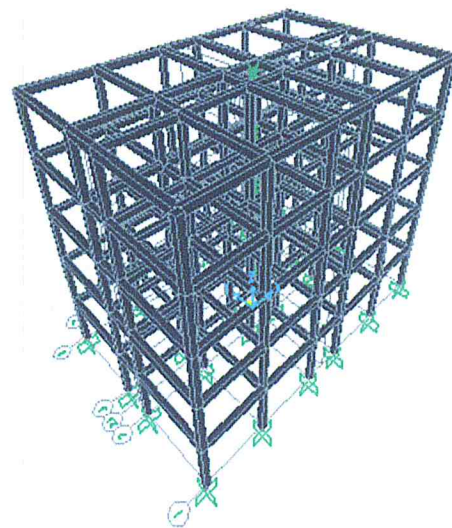
IV.2 Bâtiment existant et les variantes proposées :

IV.2.1 Bâtiment existant en (R+4) :B.E

A été déjà modélisé dans et analysé dans le chapitre III



Vue en plan du Bâtiment existant(BE)



Vue en 3D Bâtiment existant (BE)

Figure IV.1 : Vue en plan et en 3D du bâtiment existant (BE)

Dans ce travail, nous allons étudier l'influence des travaux sur la vulnérabilité sismique et ceci en utilisant les variantes suivantes :

IV.2.2 Les variantes proposées

a) Variante (A) : Ajout de deux étages (R+6) (Voir figure IV.2)

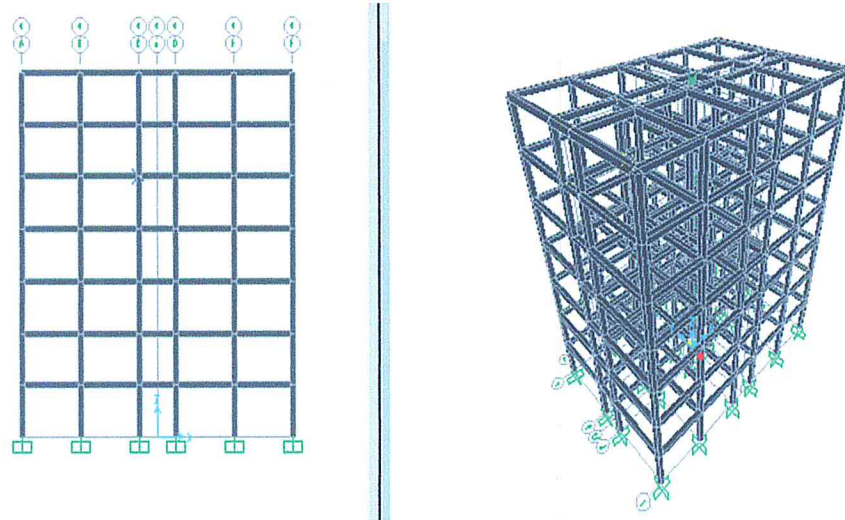
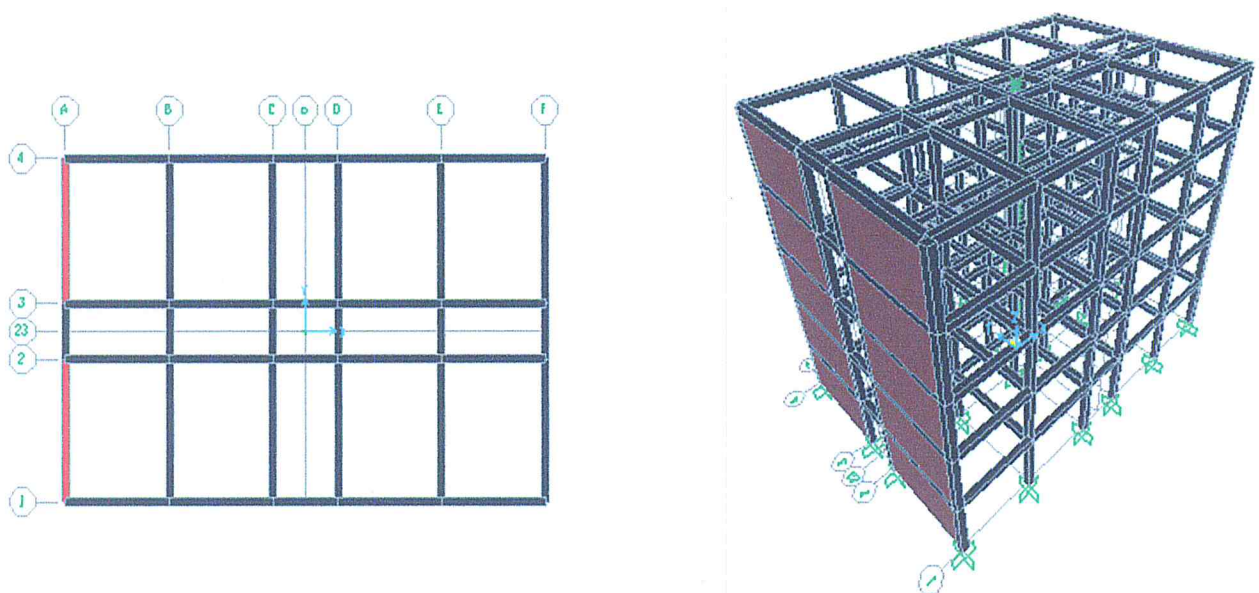


Figure IV.2 : Variante(A) : bâtiment en B.A en (R+6)

b) Variante (B) : Ajout de deux voiles en béton armé portique (A) (sens Y) : (Voir figure IV.3)

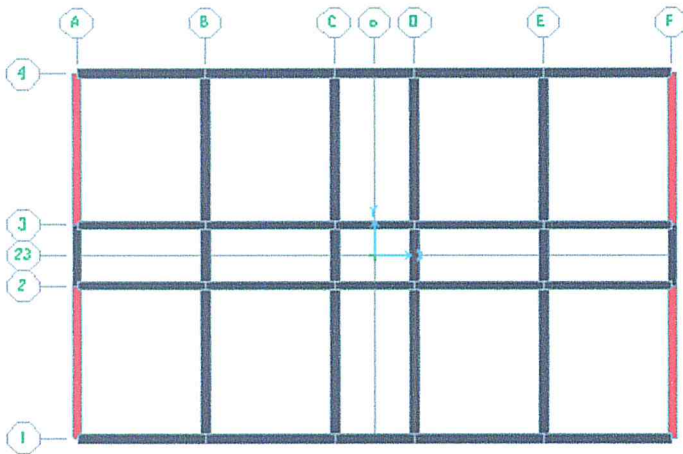


Variante (B) en plan

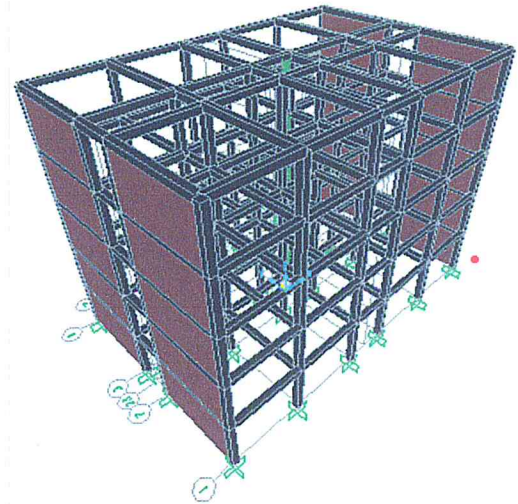
Variante (B) en 3D

Figure IV.3 : Vue en plan et en 3D de la variante (B)

c) Variante (C) : Ajout de quatre voiles en béton armé portique (A) et (F) sens (Y) :
 -Disposition symétrique des voiles en plan. (Voir figure IV.4)



Variante (C) en plan

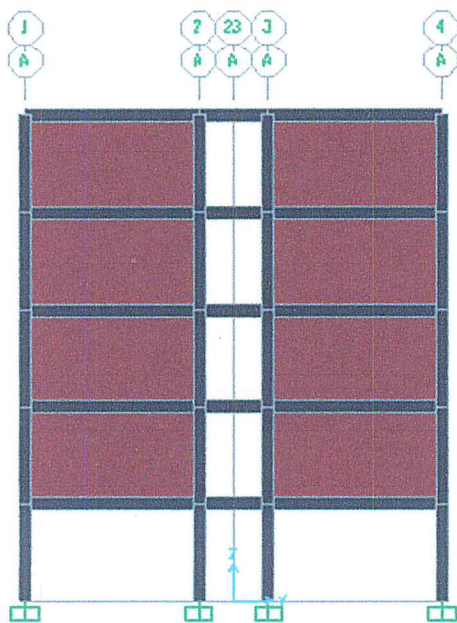


Variante (C) en 3D

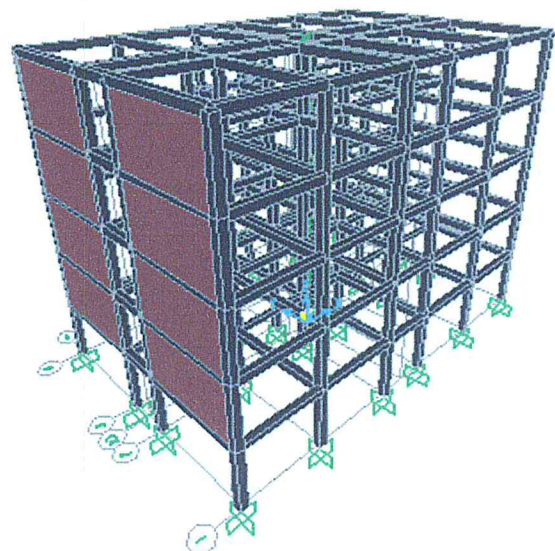
Figure IV.4 : Vue en plan et en 3D de la Variante (C)

d) Variante (D) : Ajout de deux voiles en béton armée discontinus au RDC :
 portique (A)(sens y)

-Disposition non continue des voiles en élévation (absence des voiles en RDC). (Voir figure IV.5)



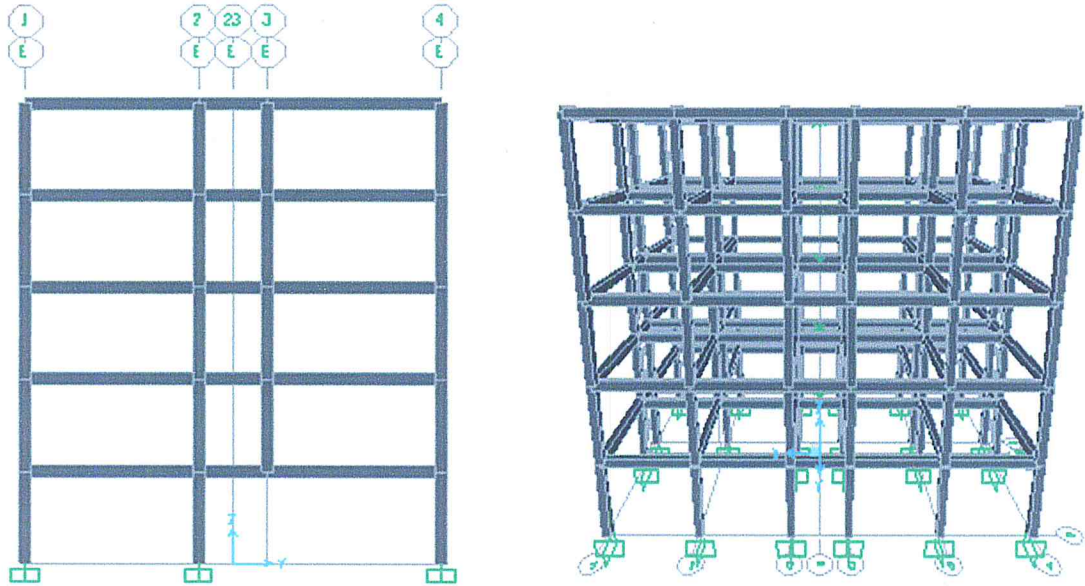
Variante (D) en élévation



Variante (D) en 3D

Figure IV.5 : Vue en élévation et en 3D de la variante (D)

e) Variante(E) : élimination d'un poteau du RDC (poteau intermédiaire) (Voir figure IV.6)



Variante (E) en élévation

Variante (E) en 3D

Figure IV.6 : Vue en élévation et en 3D de la variante(E)

IV.3 Critères de comparaison entres les variantes proposées :

Aux termes des analyses linéaires et non linéaires des différentes variantes proposées, des critères de comparaison sont définis comme suit :

- ✓ Périodes propres du bâtiment.
- ✓ Modes de vibration du bâtiment.
- ✓ Courbes de capacité.
- ✓ Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (poutres, poteaux, voiles)
- ✓ Déplacements inter-étages.

Pour chaque critère de comparaison, nous procéderons à une analyse comparative des résultats.

IV.4 Résultats de l'analyse linéaire élastique :

IV.4.1 Périodes propres des variantes :

Modes	Bâtiment Existant	Variante (A)	Variante (B)	Variante (C)	Variante (D)	Variante (E)
Mode 1	1.143872	1.61157	1.14784	1.15327	1.171337	1.148948
Mode 2	1.08279	1.531221	1.03249	0.354484	1.037264	1.09102
Mode 3	0.931256	1.310664	0.35755	0.217682	0.496428	0.937442

Tableau IV.1 : Valeurs des périodes propres des variantes pour les trois premiers modes

a) **Les modes de vibrations de bâtiment existant (R+4) : (BE)**

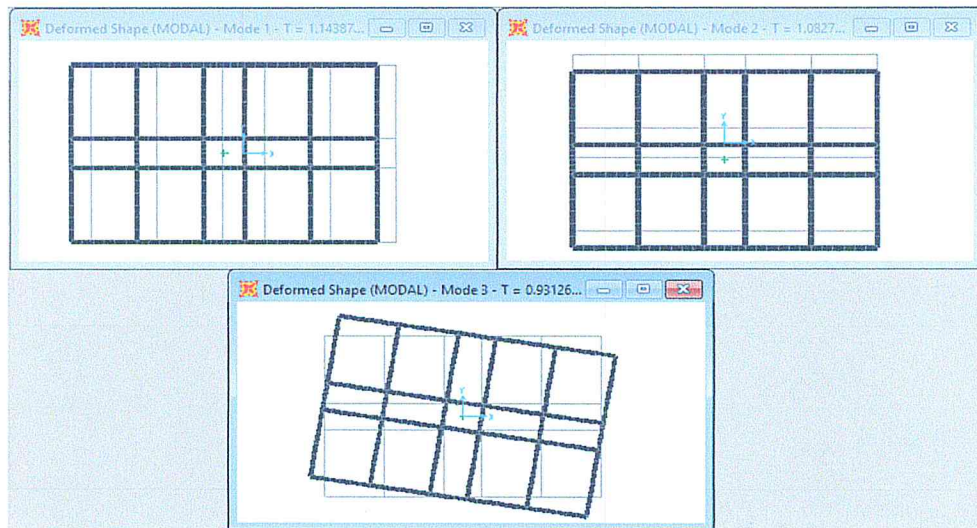


Figure IV.7 : Les trois premiers modes du bâtiment existant.

Après visualisation des résultats représentés dans le tableau IV.1 on peut conclure :

- La période fondamentale (mode 1) reste presque inchangée sauf pour la variante (A) à cause de l'ajout de deux étages au bâtiment existant (R+4).
- La période passe de 1.145 à 1.615 la période du mode 2 change pour le cas de la variante (A) et la variante (C) par rapport aux autres variantes ceci s'explique par le fait que la variante (A) est représentée par un bâtiment en (R+6), donc deux étages en plus par rapport aux autres ce qui fait augmenter la période de 1.085 à 1.535 .

Concernant la variante (C) ,la période passe de 1.085 à 0.355 à cause de l'ajout de quatre voiles dans le sens (y).

b) **Les modes de vibrations des variantes :**

Variante (B) :

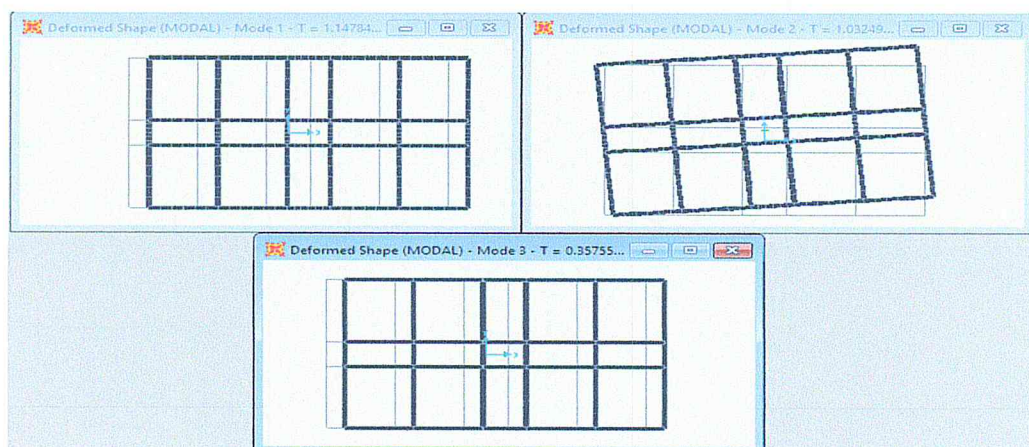


Figure IV.8 : Les trois premiers modes de la variante (B).

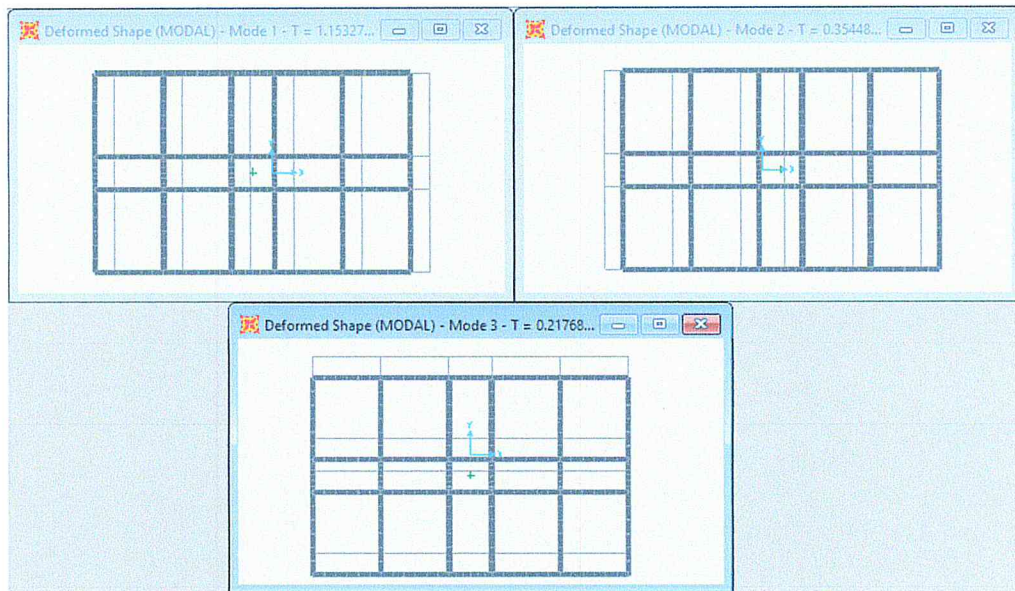
Variante (C) :

Figure IV.9 : Les trois premiers modes de la variante (C).

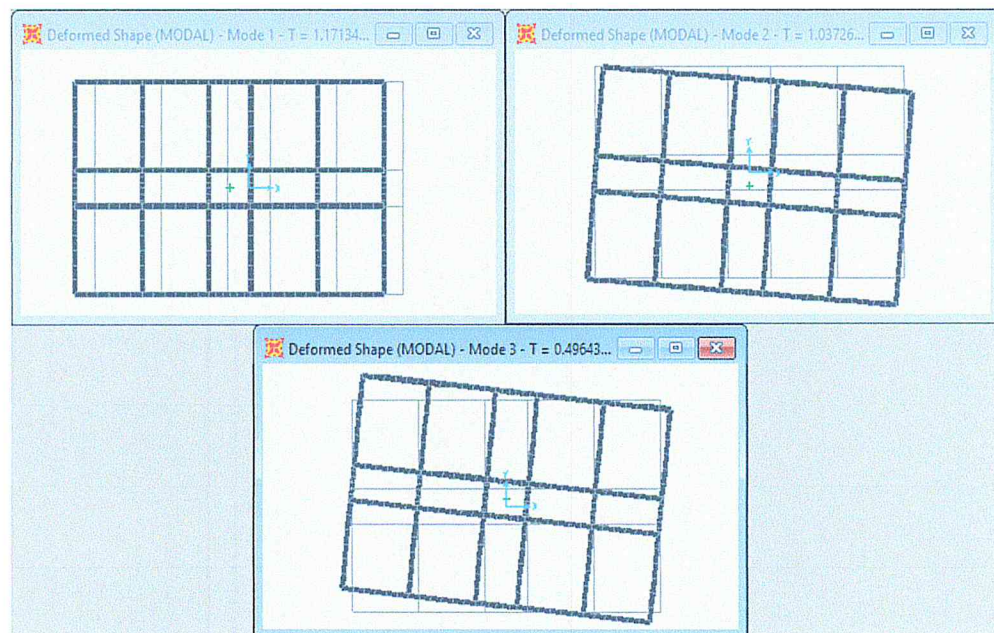
Variante (D) :

Figure IV.10 : Les trois premiers modes de la variante (D).

Après visualisation des trois modes des différentes variantes, nous constatons que le mode 01 est une translation pure pour l'ensemble des variantes. Le mode 02 est représenté par une translation pure pour le bâtiment existant (BE), les variantes (A) (C) et (E). Tandis que pour les variantes (B) et (D), le mode 02 est illustré par une rotation.

Cette rotation apparaît au mode 02 à cause de la mauvaise disposition des voiles (voiles asymétrique).

Les valeurs d'efforts tranchants à la base pour les différentes variantes sont résumées dans le tableau VI.3

	Bâtiment existant	Variante (A)	Variante (B)	Variante (C)	Variante (D)	Variante (E)
Mode 01	Translation x	Translation x	Translation x	Translation x	Translation x	Translation x
Mode 02	Translation y	Translation y	Rotation z	Rotation z	Rotation z	Translation y
Mode 03	Rotation z	Rotation z	Translation x	Translation y	Rotation z	Rotation z

Tableau IV.2 : Les trois premiers modes de vibration pour les différentes variantes.

VI.4.2 - Effort tranchant à la base :

Effort tranchant	Bâtiment existant	Variante(A)	Variante(B)	Variante(C)	Variante(D)	Variante(E)
V _x (t)	164.3902	181.2881	170.9708	177.7723	162.4076	164.7988
V _y (t)	164.8561	182.0789	157.7312	274.5305	176.2111	164.9867

Tableau VI.3 : Valeurs d'effort tranchant pour les différentes variantes.

Vu qu'une analyse élastique linéaire ne fournit pas assez d'informations pour évaluer correctement la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé, il est nécessaire d'étudier leurs comportements dans le domaine post-élastique afin d'avoir une vision assez large sur la réponse de ce type de bâtiments face à un séisme.

La méthodologie de la modélisation de la structure dans le domaine non linéaire par une analyse Push over est exposée comme suit :

a) Définition du comportement non linéaire des structures :

Cette étape consiste à définir les propriétés du comportement non linéaire des poteaux et des poutres par l'introduction des rotules plastiques (Plastic Hinges) dans les zones qui sont susceptibles de se plastifier.

b) Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux :

La définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux se traduit par l'introduction des rotules plastiques (Plastic Hinges) aux sections susceptibles de se plastifier,

la propriété de ces rotules est définie en tenant compte des sollicitations auxquelles elles sont exposées.

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel SAP 2000 v.14.00 [20] sont extraites des règlements américains FEMA 356[19]

IV.5 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Le comportement non linéaire des éléments (poutres, poteaux) est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l'élément est supposé linéaire élastique. [16]

Le problème se pose pour la modélisation des voiles, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Deux grandes familles de modélisation par éléments finis existent : la modélisation raffinée qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local (ILE2000, Belmouden and Lestuzzi 2007, Dazio et al. 1999, Kotronis et Al 2005...etc.) et la modélisation simplifiée en utilisant des modèles macroscopiques (Laborderie(1991,2003), Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc.). [13]

Bien que la modélisation des voiles par un modèle microscopique permette une description précise de la réponse locale et globale du voile, la complexité des modèles ainsi que les difficultés rencontrées pour l'interprétation des résultats peut remettre en cause l'efficacité et la fiabilité de ces modèles. [24]

Une approche de modélisation « simplifiée » n'est en aucun cas une méthode simpliste, comme discuté par Vulcano (Vulcano et Al, 1987), la modélisation non linéaire des voiles peut être efficacement effectuée en utilisant des modèles analytiques et numériques basées sur une approche macroscopique. [24] [25]

Dans les approches habituelles de modélisation non linéaire, le voile est modélisée par un élément « Poteau-Poutre » équivalent situé sur l'axe central du voile. [19] [6].

Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques, les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. (Figure IV.11).

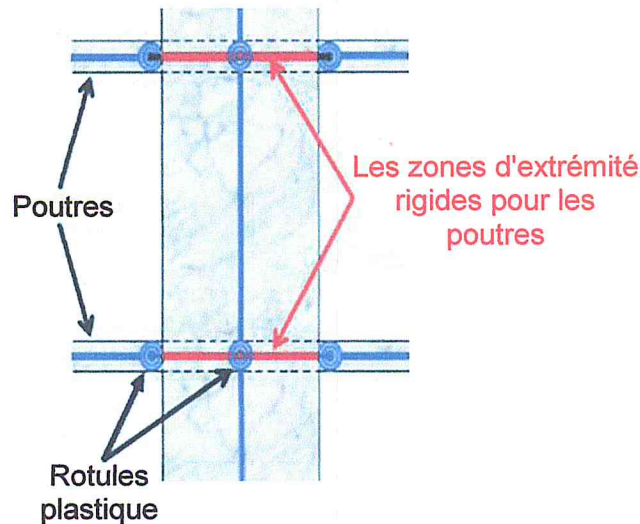


Figure IV.11 : Modèle « Poteau-Poutre équivalent ».

Ce modèle est plus approprié pour les voiles travaillant en flexion, un voile court ne peut en aucun cas être modélisé par un modèle « Poteau- Poutre équivalent », car ce dernier ne tient pas compte du comportement en cisaillement du mur. [26]

Ainsi deux rotules plastiques de type « PMM » sont introduites à la base et au sommet du voile pour caractériser le comportement du voile en flexion. [18]

IV.6 Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles :

En se basant sur les recommandations faites par les auteurs (M. Inel et H.B. Ozmen 2006 [27], Chung- Yue Wang and Shaing-Ho 2007 [28], Aknouche 2008, [29]), les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules sont déterminées comme suit :

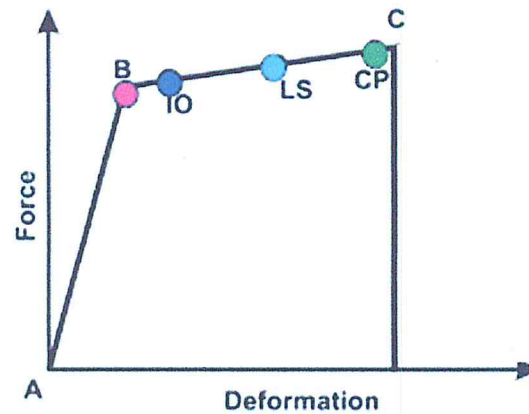


Figure IV.12 : Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages.[16]

En résumé, le voile est modélisé par un élément « Poteau » équivalent situé sur l'axe central du voile relié à des poutres infiniment rigides. [30] [31] (Voir figure IV.3)

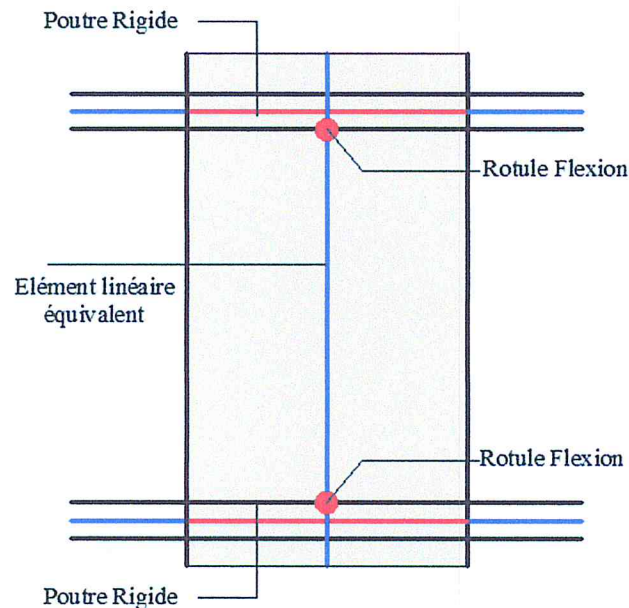


Figure IV.13 : Modélisation du voile par un élément « Poteau -poutres équivalent ».[16]

Cependant il y a lieu de noter que ce modèle est une approche simplifiée, qui de ce fait néglige certaines caractéristiques du comportement observées expérimentalement, en particulier, le décalage de l'axe neutre le long de la section transversale pendant le chargement du voile, et l'interaction avec les éléments structuraux reliés au voile. [24]

Bien que d'autres modèles (modèle fibre,...etc.) aient fourni une description plus précise de la réponse locale du voile, la complexité de ces modèles a fait que notre choix s'est porté sur le modèle « Poteau-poutre équivalent », qui en dépit de ces hypothèses

simplificatrices demeure fiable et efficace pour décrire la réponse d'un voile à l'échelle globale de la structure. [13] [24]

VI.7 Résultats de l'analyse statique non linéaire Push over :

VI.7.1 Comparaison des courbes de capacité :

- Comparaison des courbes de capacité du bâtiment existant avec la variante (A) :

La Figure IV.14 montre la comparaison des courbes de capacité entre le bâtiment existant et la variante (A) .

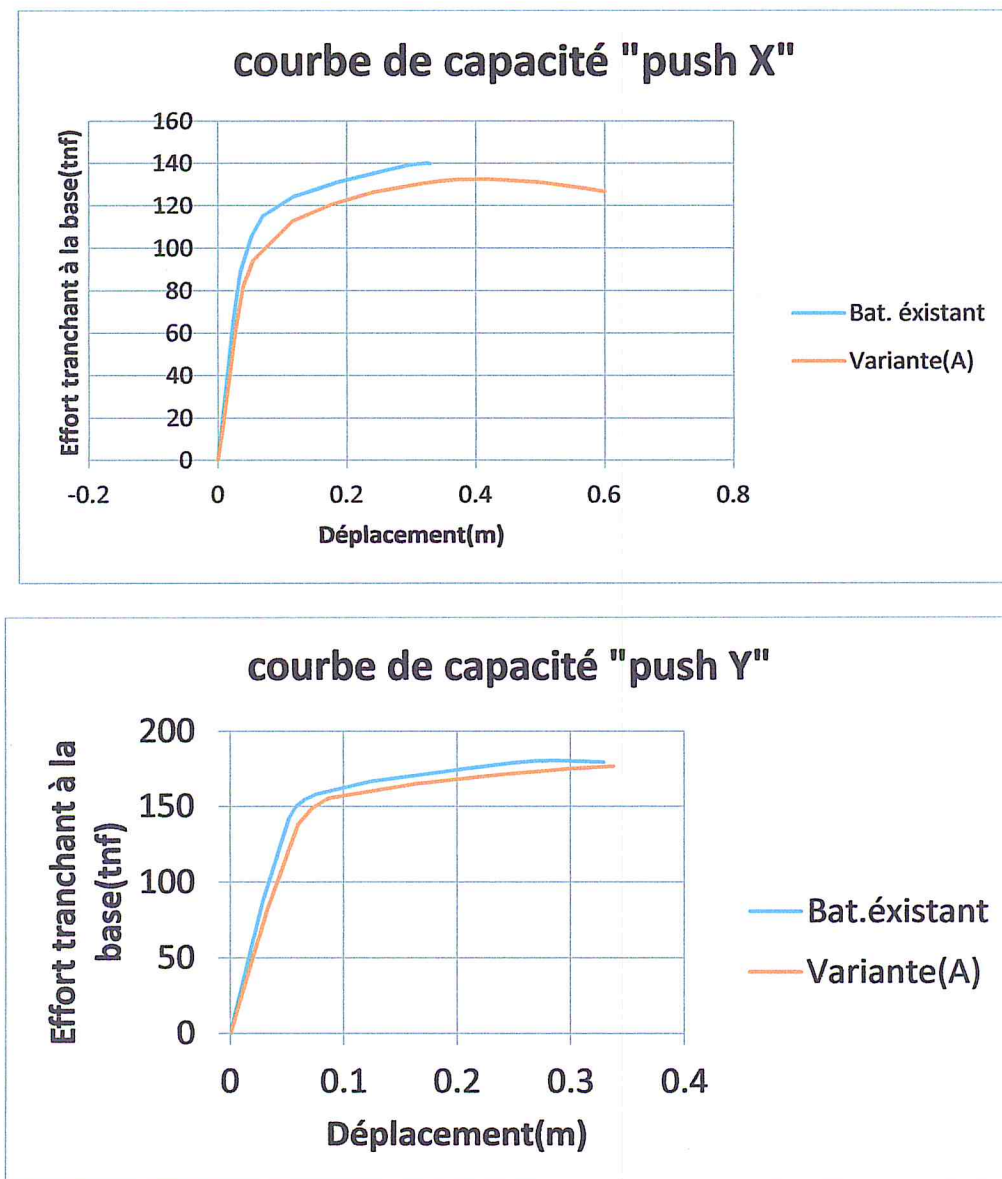


Figure IV.14: Courbe de capacité dans les deux sens (x) et (y).

Dans le sens(x), nous avons constaté que l'effort tranchant à la base est passé de 139,88 pour le bâtiment existant à 132,40 t pour la variante(A), soit une diminution légère de 5,35 %.

Dans la direction(y), l'effort tranchant à la base est passé de 180,6 t pour le bâtiment existant à 177,04 t pour la variante(A), soit une diminution de 2%.

Pour ce qui concerne la capacité de déformation, nous avons constaté qu'elle passe de 0,32m pour le bâtiment existant à 0,41m pour la variante(A) dans le sens(x), soit une augmentation de 28,13 %.

Dans la direction (y), la capacité de déformation est passée de 0,33m pour le bâtiment existant à 0,34 m pour la variante (A), soit une légère augmentation de 3%.

• **Comparaison des courbes de capacité du bâtiment existant avec le variante (B) :**

La Figure IV.15 montre la comparaison des courbes de capacité entre le bâtiment existant et la variante (B).

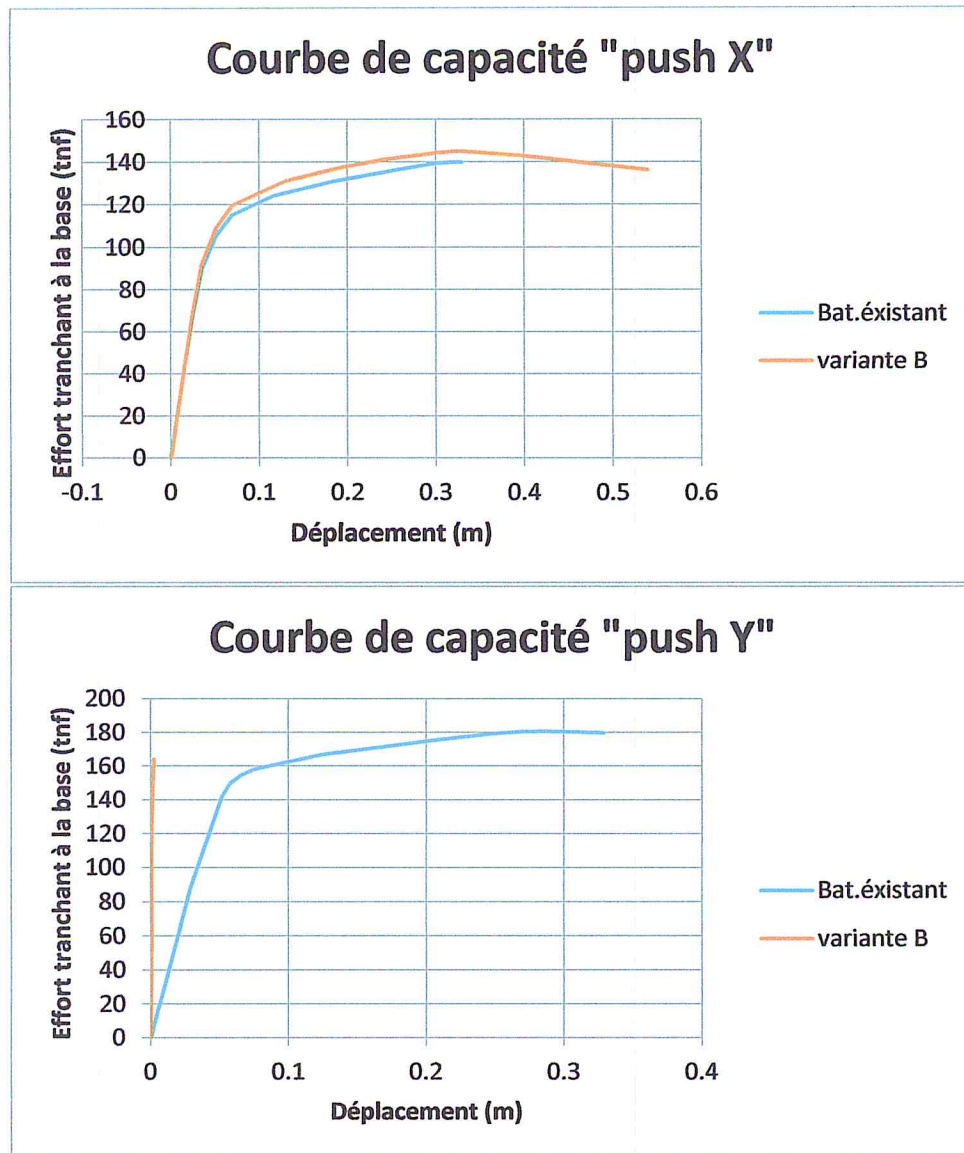


Figure IV.15: Courbe de capacité dans les deux sens (x) et (y).

Dans le sens (x), nous n'avons constaté que l'effort tranchant à la base est passé de 139,88t pour le bâtiment existant à 145,02t pour la variante(B), soit une légère augmentation de 3,67 %.

Dans la direction (y), l'effort tranchant à la base pour le bâtiment existant est de 180.6 t. Concernant la variante (B), l'analyse s'est arrêtée à une valeur d'effort tranchant de l'ordre de 164,2 t qui est inférieure à celle enregistrée pour le bâtiment existant. A cause du fait que le positionnement des voiles pour cette variante est asymétrique.

Pour ce qui concerne la capacité de déformation, nous avons constaté qu'elle passe de 0,32m pour le bâtiment existant à 0,33m pour la variante(B) dans le sens(x), soit une augmentation de 3,13 %.

Dans la direction(y), la capacité de déformation est passée de 0,33m pour le bâtiment existant à 0,002 m pour la variante(B).

• **Comparaison des courbes de capacité du bâtiment existant avec le variante (C) :**

La Figure IV.16 montre la comparaison des courbes de capacité entre le bâtiment existant et la variante (C).

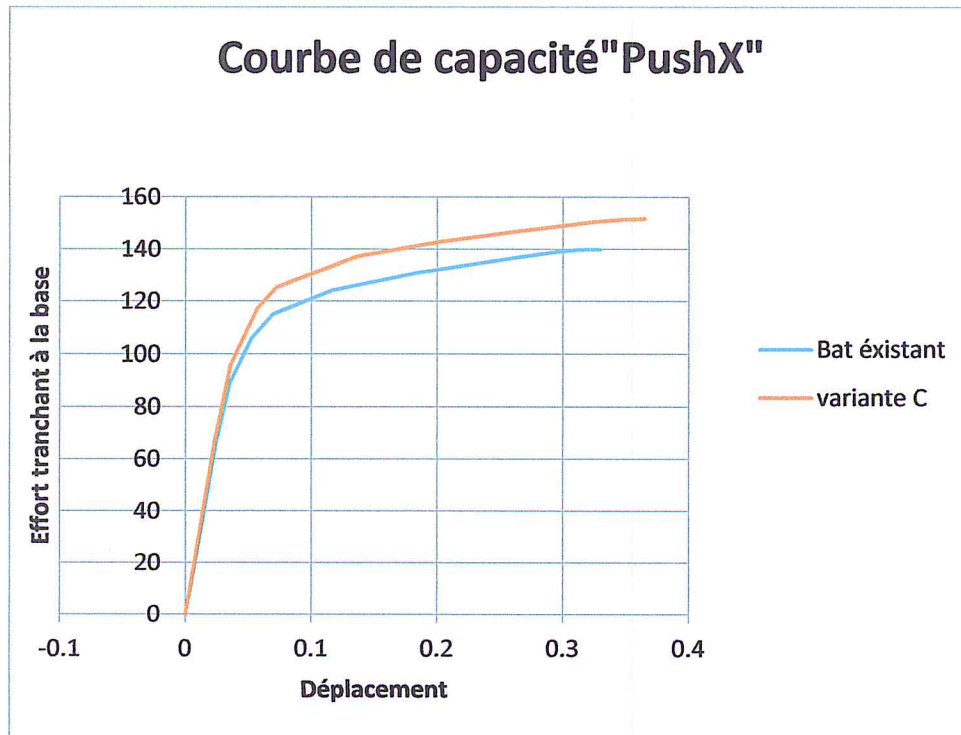


Figure IV.16: Courbe de capacité dans les deux sens (x) et (y).

Dans le sens (x), nous n'avons constaté que l'effort tranchant à la base est passé de 139,88 t pour le bâtiment existant à 151,65 t pour la variante(C), soit une augmentation de 8,41 %.

Dans la direction (y), l'effort tranchant à la base pour le bâtiment existant est de 180,6 t pour le bâtiment existant à une valeur de l'ordre de 10^6 . Cette valeur de l'ordre de 10^6 n'est pas admise pour un comportement sismique favorable. Donc l'ajout de quatre voiles suivant un seul sens représente un mauvais choix de disposition, ce qui influe gravement sur la vulnérabilité du bâtiment.

Pour ce qui concerne la capacité de déformation, nous avons constaté qu'elle passe de 0,32m pour le bâtiment existant à 0,36m pour la variante(C) dans le sens(x), soit une augmentation de 12,5 %.

• Comparaison des courbes de capacité du bâtiment existant avec le variante (D) :

La Figure IV.17 montre la comparaison des courbes de capacité entre le bâtiment existant et la variante (D).

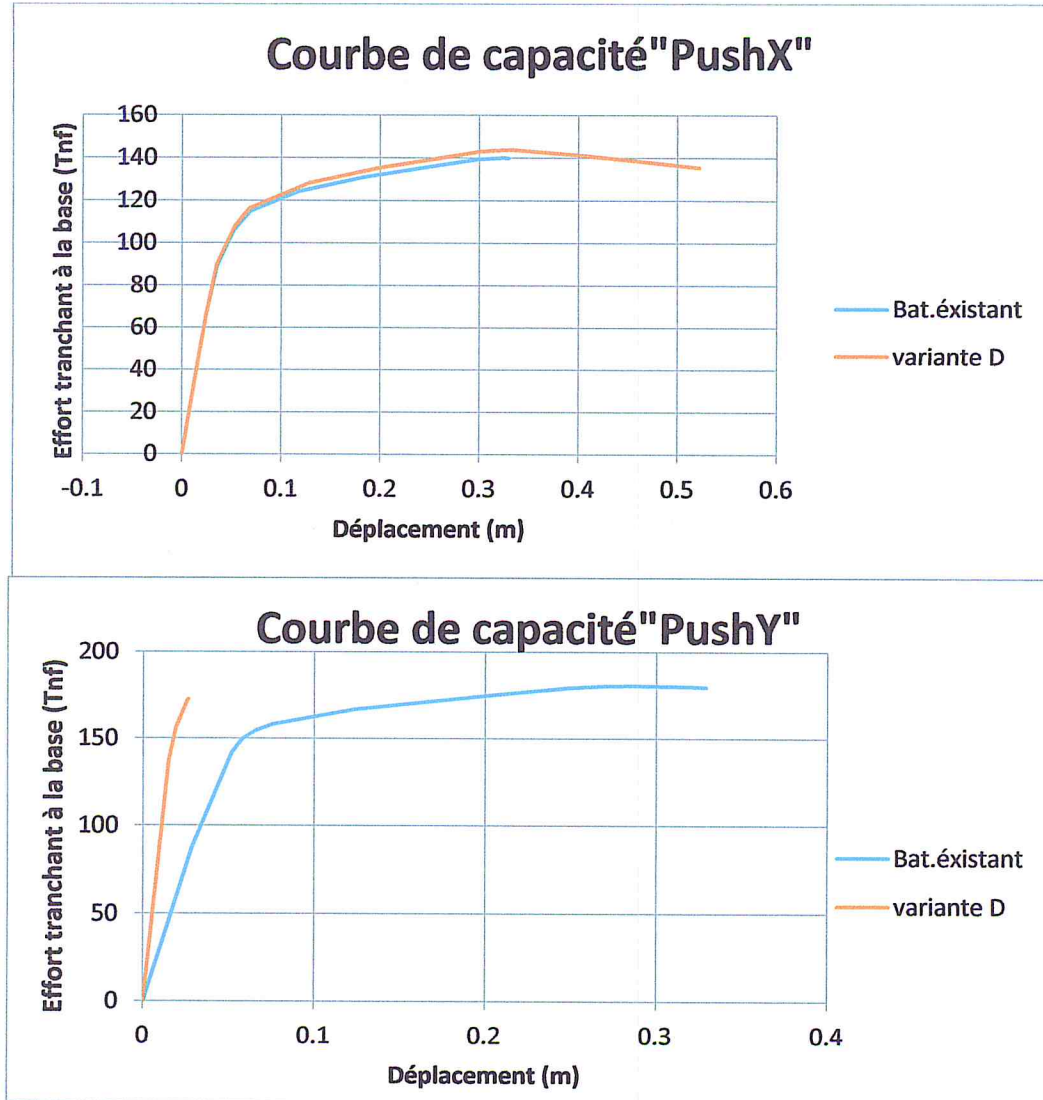


Figure IV.17: Courbes de capacité pour le bâtiment existant et la variante (D)

Dans le sens (x), nous n'avons constaté que l'effort tranchant à la base est passé de 139,88 t pour le bâtiment existant à 143,73 t pour la variante (D), soit une augmentation de 2,75 %.

Dans la direction (y), l'effort tranchant à la base est passé de 180,6 t pour le bâtiment existant à 172,68 t pour la variante (D), soit une diminution de 4,39 %.

Pour la variante (D) l'analyse s'est arrêtée à la fin de la phase élastique, ce qui prouve que cette variante est vulnérable à cause de la mauvaise disposition des voiles et l'absence des voiles au RDC.

Pour ce qui concerne la capacité de déformation, nous avons constaté qu'elle passe de 0,32m pour le bâtiment existant à 0,33m pour la variante(D) dans le sens(x), soit une augmentation de 3,13 %.

Dans la direction(y), la capacité de déformation est passée de 0,33m pour le bâtiment existant à 0,03 m pour la variante (D).

• **Comparaison des courbes de capacité du bâtiment existant avec le variante (E) :**

La Figure IV.18 montre la comparaison des courbes de capacité entre le bâtiment existant et la variante (E).

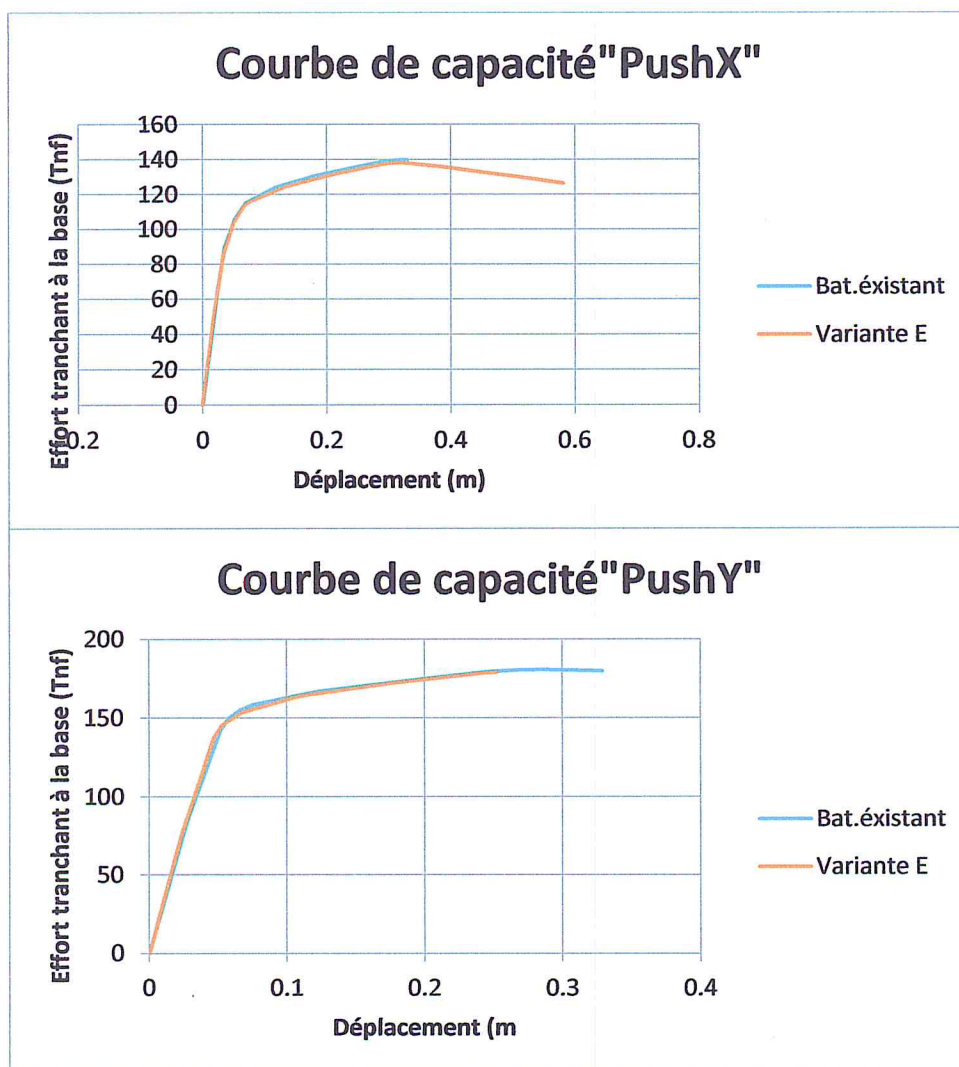


Figure IV.18: Courbes de capacité pour le bâtiment existant et la variante (E)

Dans le sens(x), nous avons constaté que l'effort tranchant à la base est passé de 139,88t pour le bâtiment existant à 138,12t pour la variante(F), soit une diminution de 1,26 %.

Dans la direction(y), l'effort tranchant à la base est passé de 180,6t pour le bâtiment

existant à 178, 88 t pour la variante(F), soit une diminution de 1%.

Pour ce qui concerne la capacité de déformation sens (x), nous avons constaté qu'elle reste constante entre le bâtiment existant et la variante (E) soit une valeur de 0.32 m.

Dans la direction(y), la capacité de déformation est passée de 0,33m pour le bâtiment existant à 0,25 m pour la variante(F), soit une légère diminution de 24,24%.

- Comparaison des courbes de capacité entre le bâtiment existant et les variantes(B),(C) et (D):

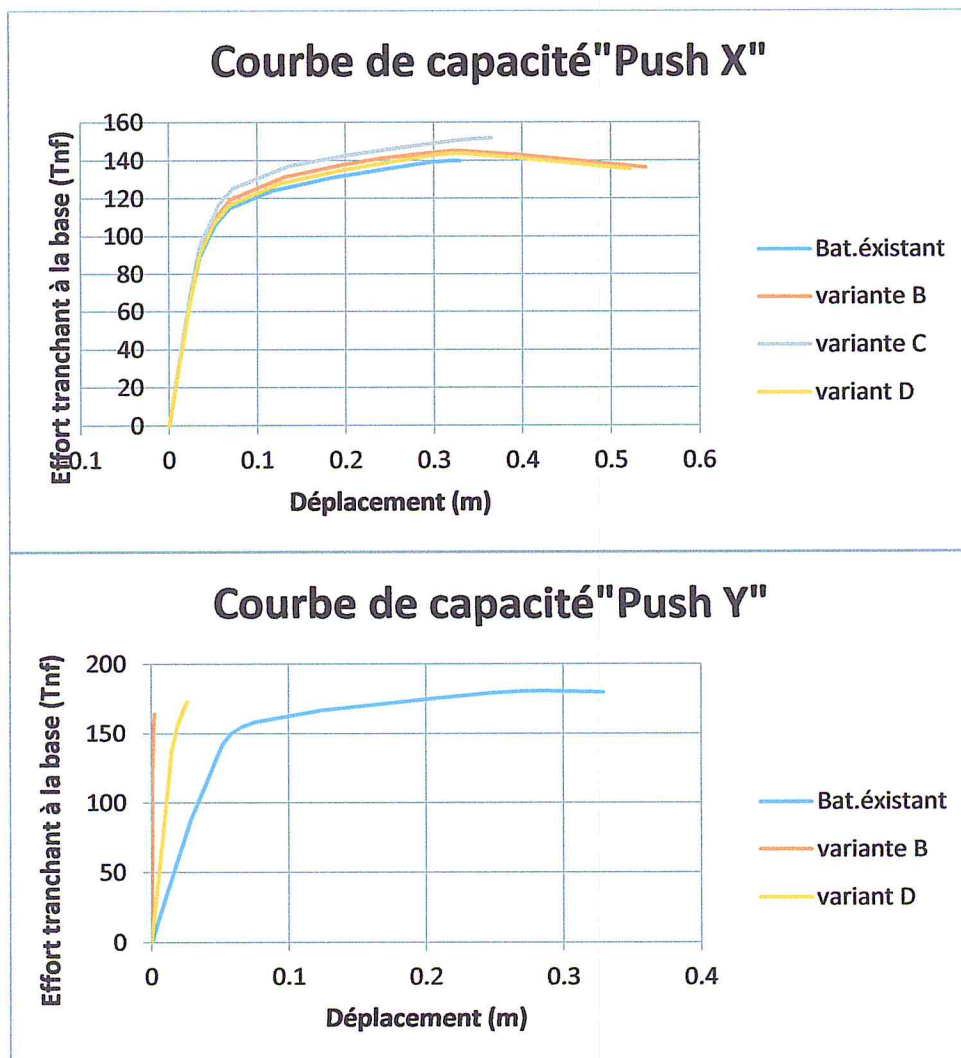


Figure IV.19: Courbes de capacité pour le bâtiment existant et les variantes (B) ,(C) et (D)

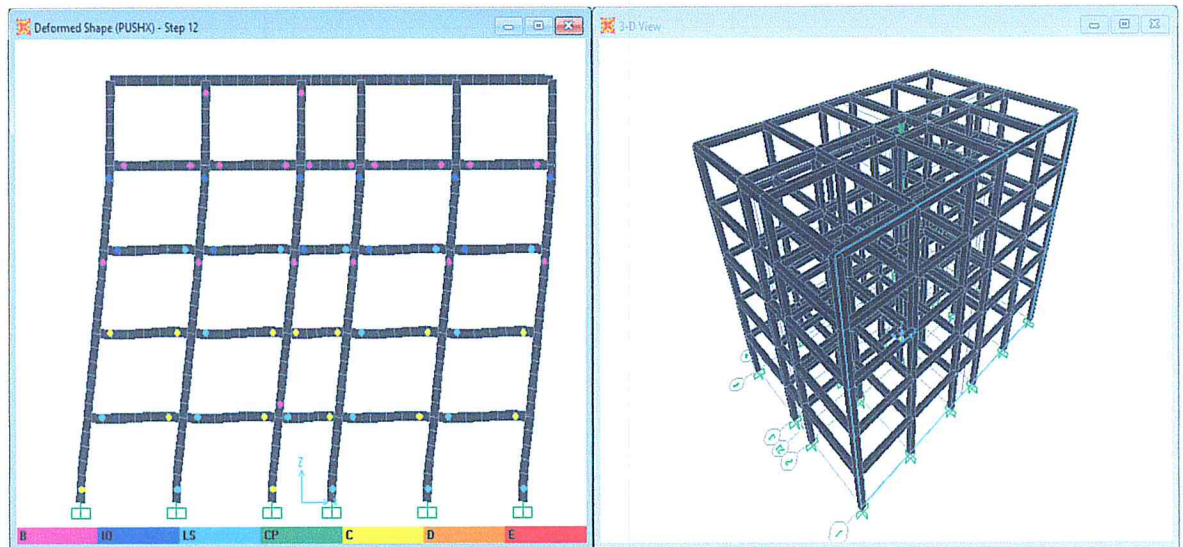
Suivant le sens (x), la capacité de résistance de différentes variantes y compris celle du bâtiment existant change légèrement puis que les voiles ajoutés ont été placés suivant le sens (y).

La capacité des variantes proposées sous « push Y » est nettement supérieure par rapport au « Push X », parce que nous avons ajouté des voiles de contreventement uniquement dans le sens (y)

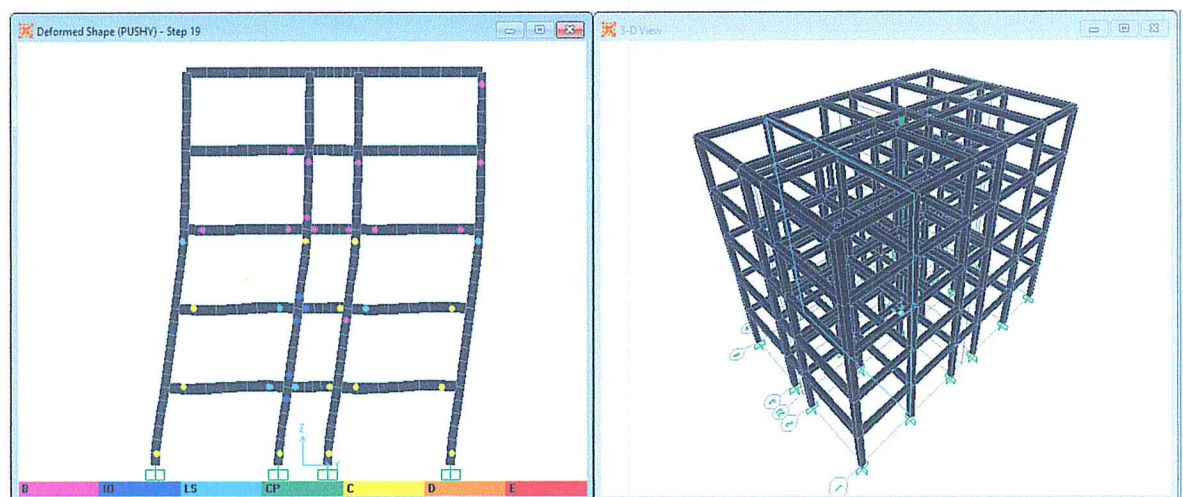
Puisque la variante (C) il nous donne des valeur astronomie dans le sens (y)

VI.7.2 Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagement :

Dans les figures suivantes, nous allons étudier l'effet de la variation des paramètres sur la formation des rotules plastique au niveau des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles). Pour ce faire, nous avons choisi les portiques les plus endommagés sous push X et Y (Voir les figure suivantes) :



a) Portique (1) sens (x)



b) Portique (B) sens (Y)

Figure IV.20 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements

Bâtiment existant.

Sens (x) :

Suit à la formation des rotules plastiques, nous remarquons que :

-les rotules se sont formées aux extrémités des poteaux et des poutres, ce cas est connu sous le nom de mode de ruine mixte.

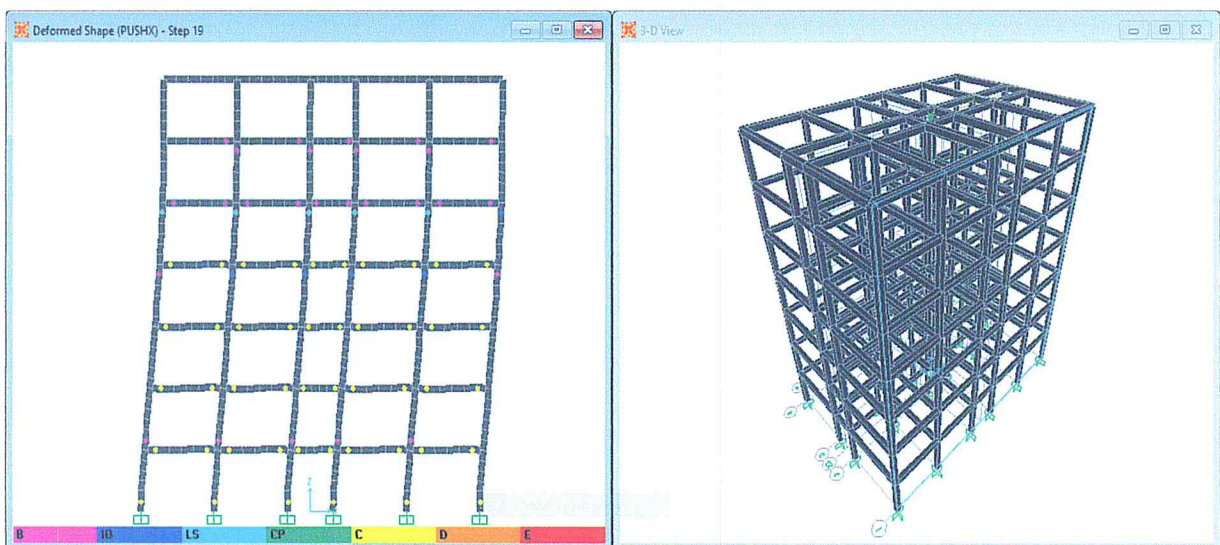
-les rotules formées dans les poutres du 1^{er} est du 2^{ème} étages sont arrivées au stade « c », les autres rotules formées sont de type (LS et B)

-concernant les poteaux, les niveaux d'endommagement sont moins importants que ceux enregistrés pour les poutres. Les rotules sont de type (B et LS) pour les poteaux d'étages.

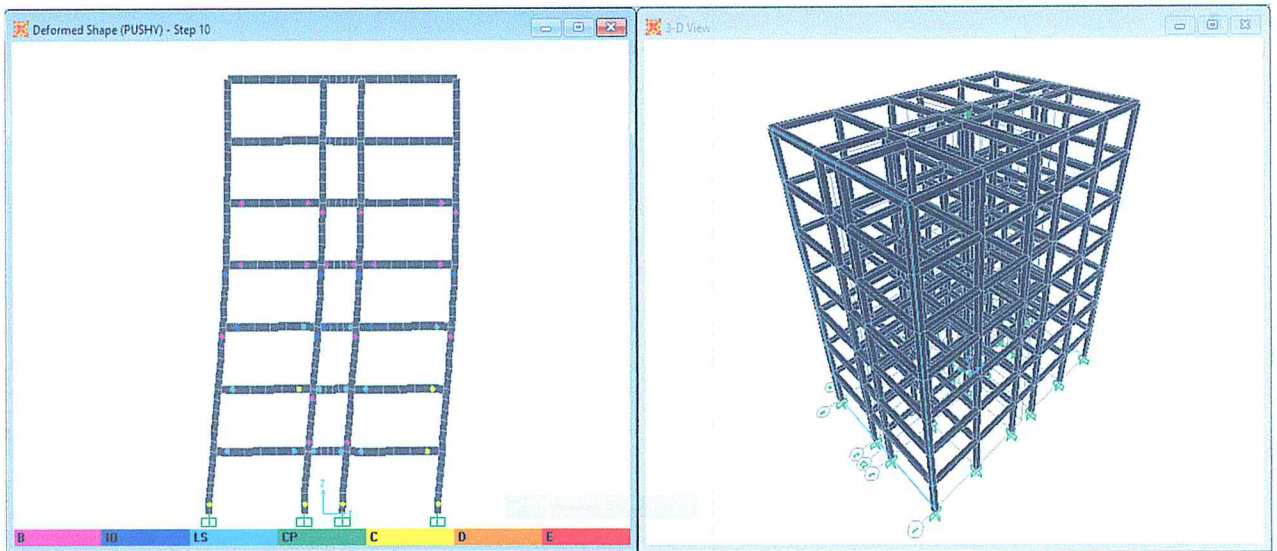
Sens (y) :

Nous constatons que : les rotules formés dans les poteaux et les poutres sont de type (B-IO-LS et C).

- Aux niveaux des étages supérieurs, les rotules développées sont au stade (BetIO) ;
- Concernant les étages intermédiaires, les rotules développées sont de type (B,IO,LS Et C);
- Alors, qu'au niveau des poteaux du R.D.C, l'endommagement est plus significatif puisque les rotules formées à ces niveaux sont dangereuses, elles sont de type (LS-C).



a) Portique (1) sens (x)



b) Portique (A) sens (y)

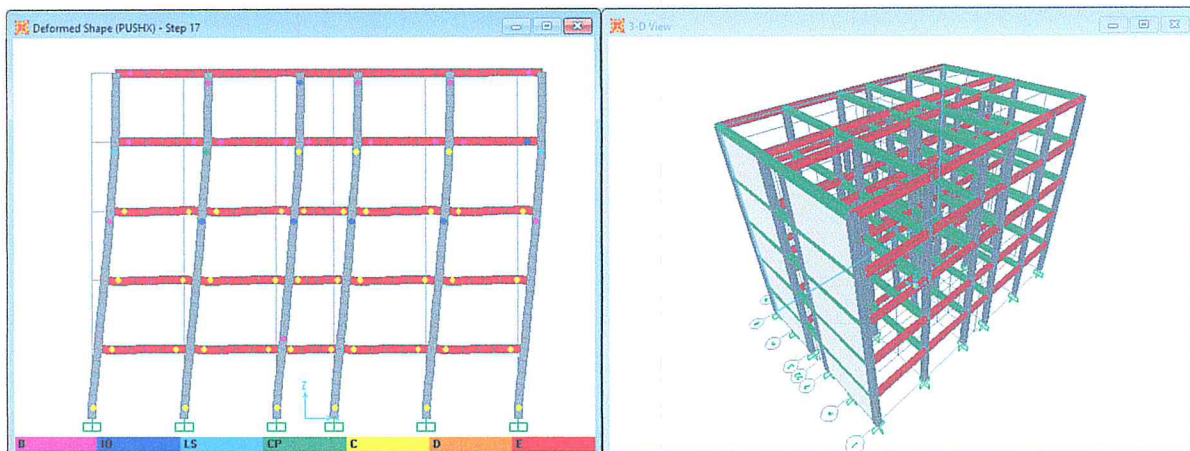
Figure IV.21: Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements pour la variante (A)

Après visualisation des rotules plastiques, nous avons constaté que le mécanisme développé est un mécanisme mixte puisque les rotules se sont formés simultanément aux extrémités des poteaux et des poutres.

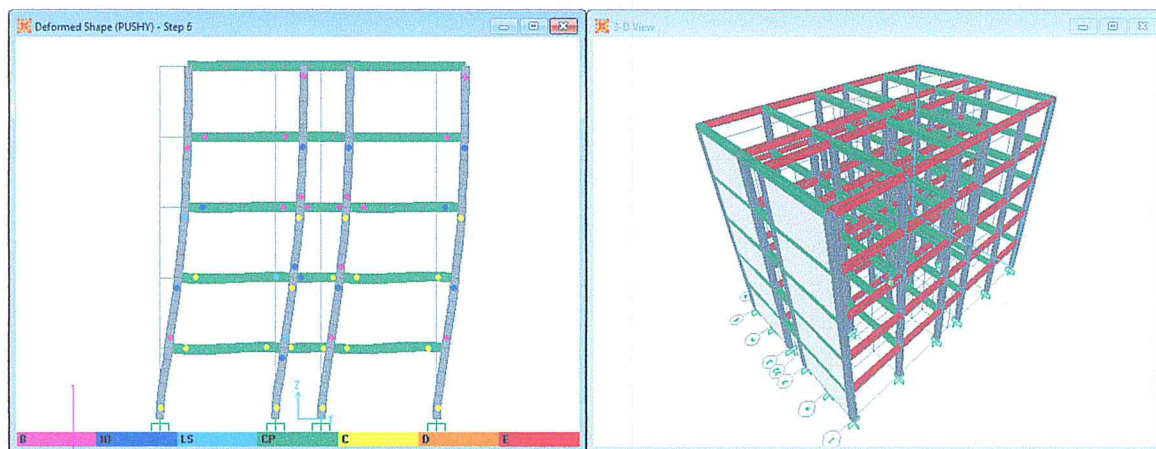
En comparant la variante (A) au bâtiment existant, on remarque que le niveau d'endommagement au niveau des poutres est plus important.

Concernant niveaux d'endommagement, nous avons remarqué que les rotules formés dans les poteaux et les poutres sont de type (B-IO-LS et C).

- Aux niveaux des étages supérieurs, les rotules développées sont au stade (B et IO) ;
- Concernant les étages intermédiaires, les rotules développées sont de type (B,IO,LS Et C);
- Alors, qu'au niveau des poteaux du R.D.C, l'endommagement est plus significatif puisque les rotules formées à ces niveaux sont dangereuses, elles sont de type (LS-C).



a) portique (4) sens (x)



b) portique (F) sens (y)

Figure IV.22 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (B)

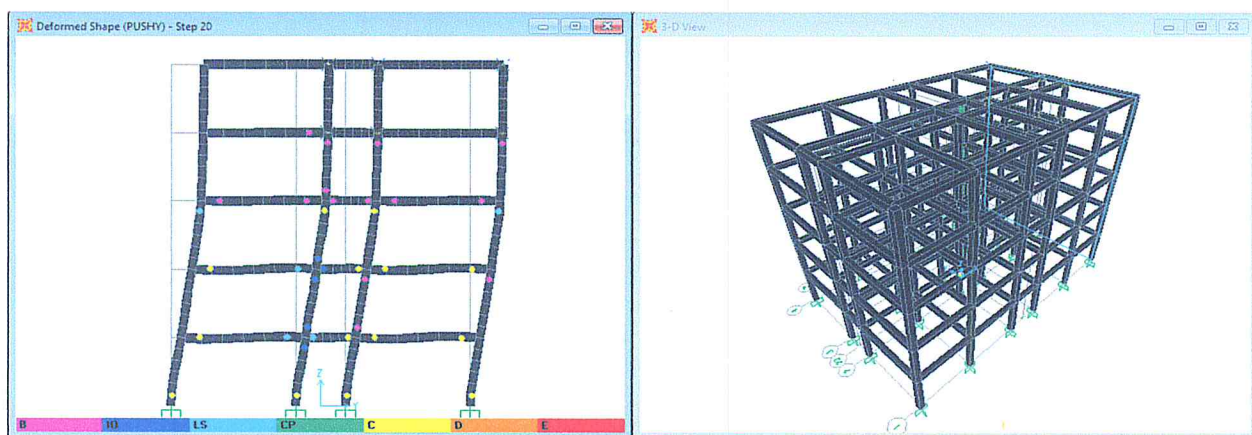
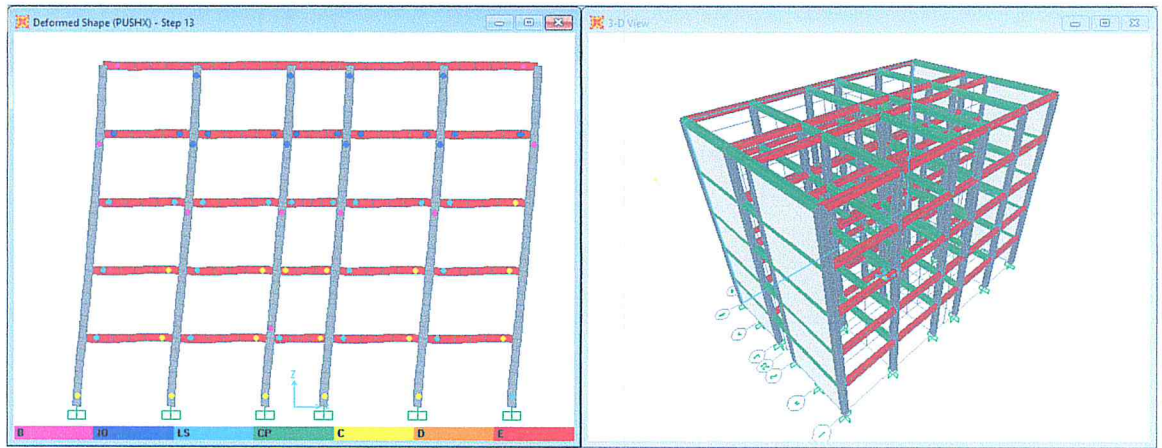


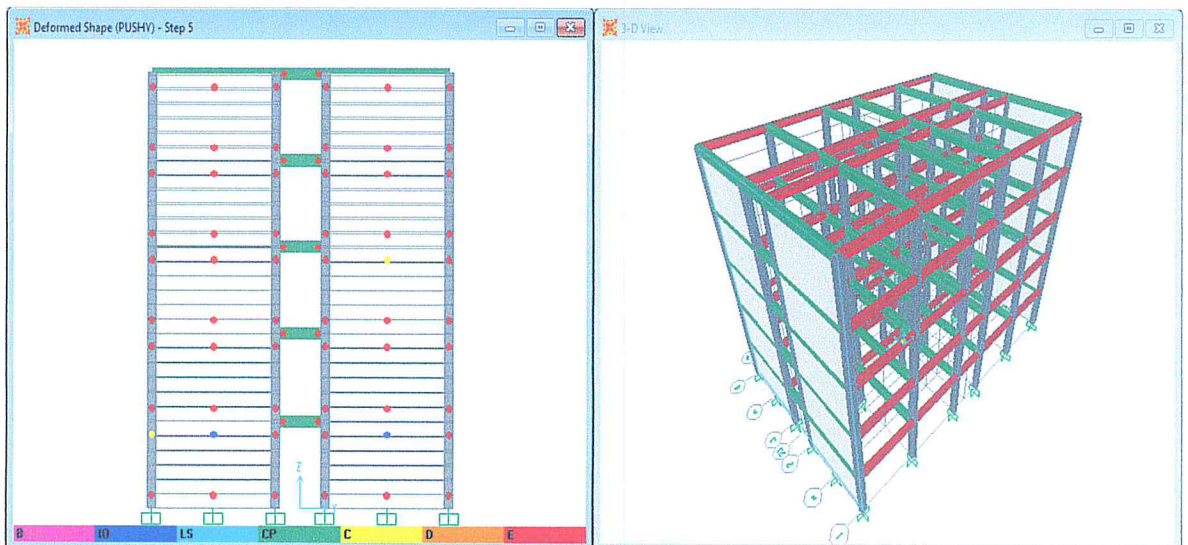
Figure IV.23 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (F) sens (y))

Dans ce cas, dans le sens(x) il y a un changement du niveau d'endommagement pour les poteaux du RDC qui passe du type LS et C vers C , la même remarque concernant les poutres

Dans le sens (y) , nous avons remarqué qu'il y a un changement du niveau d'endommagement dans le 3^{ème} étage de type (B) ver (IO).



a)Portique (4) sens (x)



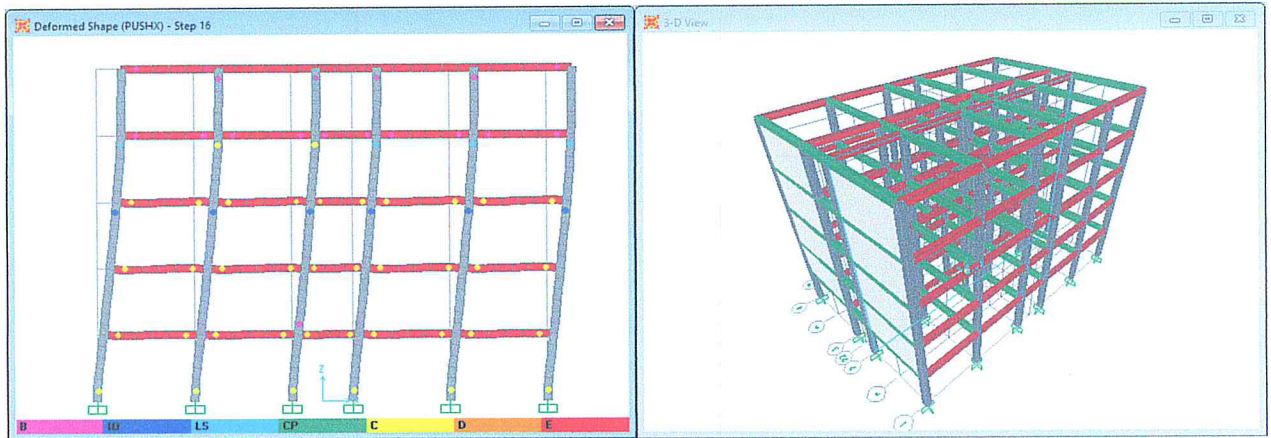
b)Portique (A) sens (Y)

Figure IV.24 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (C).

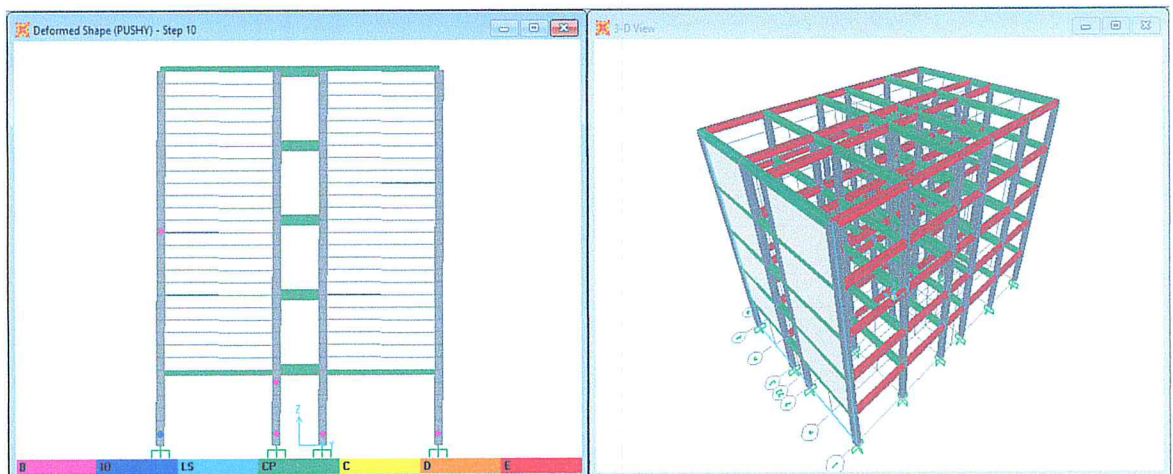
Dans ce cas, dans le sens(x) il y a un changement du niveau d'endommagement pour les poteaux du RDC qui passe du type LS et C vers C .

Dans le sens (y) ,la présence des voiles à éliminer les rotules plastiques dans les poutres .

-pour les poteaux l'endommagement est de type (B).



a) Portique (2) sens (x)



b) portique (A) sens (Y)

Figure IV.25 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (D)

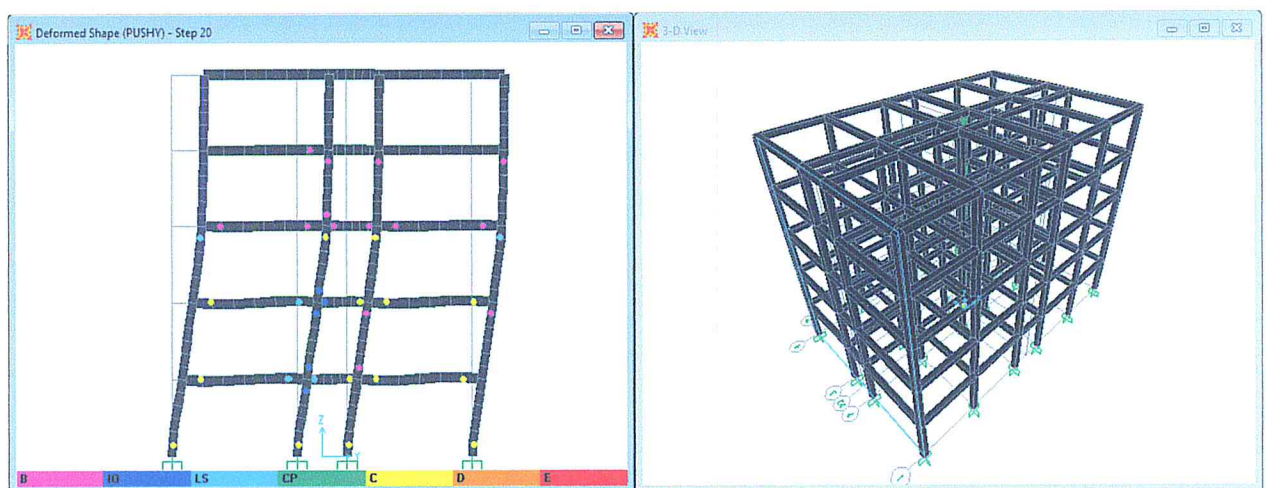


Figure IV.26 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (A) sens (y))

Dans ce cas, dans le sens(x) il y a un changement du niveau d'endommagement du 3^{ème} qui passe du type IO vers C , par rapport au bâtiment existant

Dans le sens (y) il y a une diminution de niveau d'endommagement par rapport au bâtiment existant.

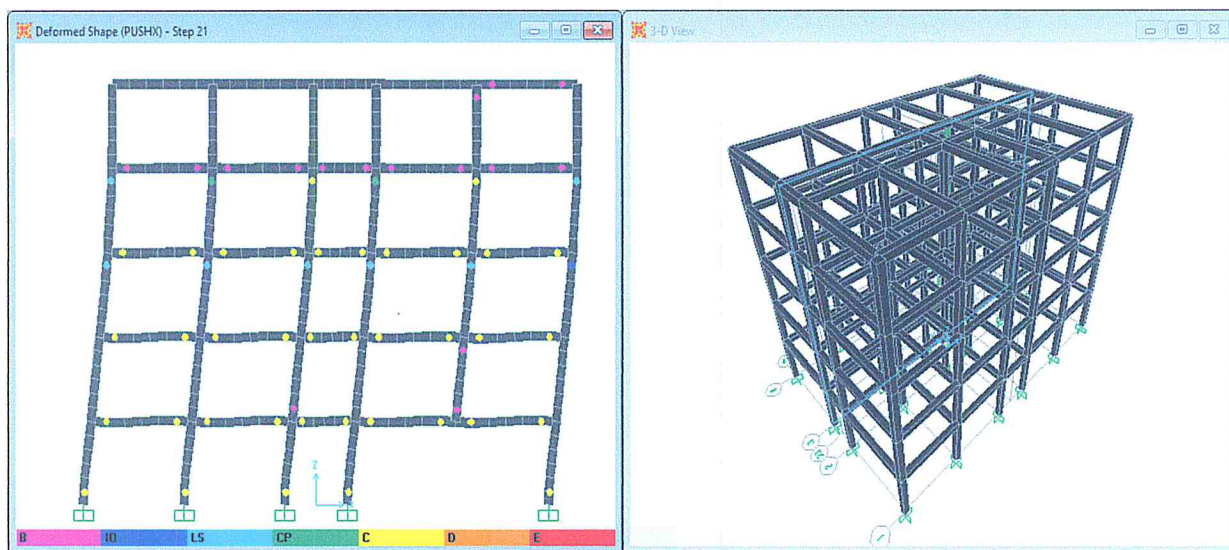


Figure IV.27 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (E) (Portique (3) sens (x))

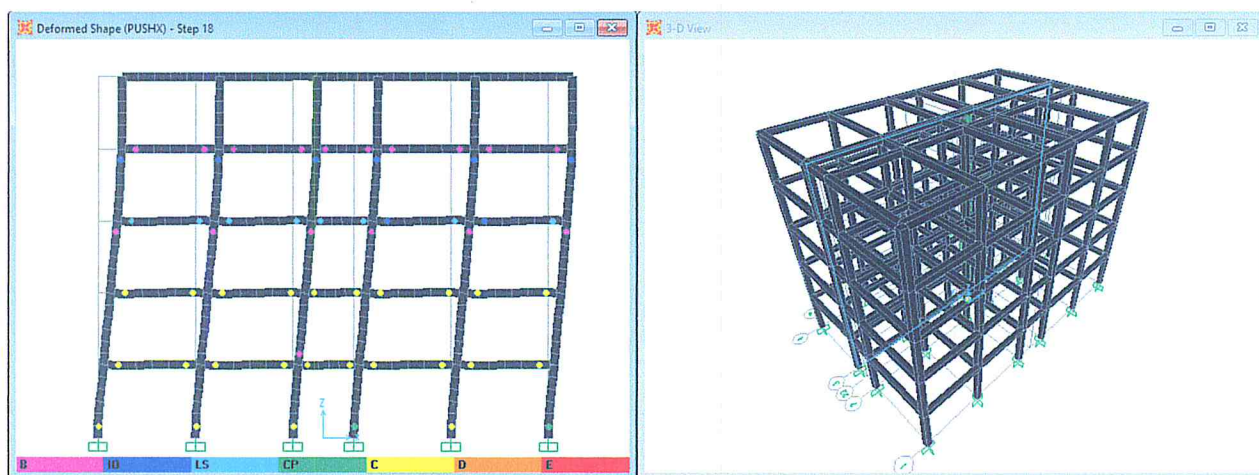


Figure IV.28 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (3) sens (x))

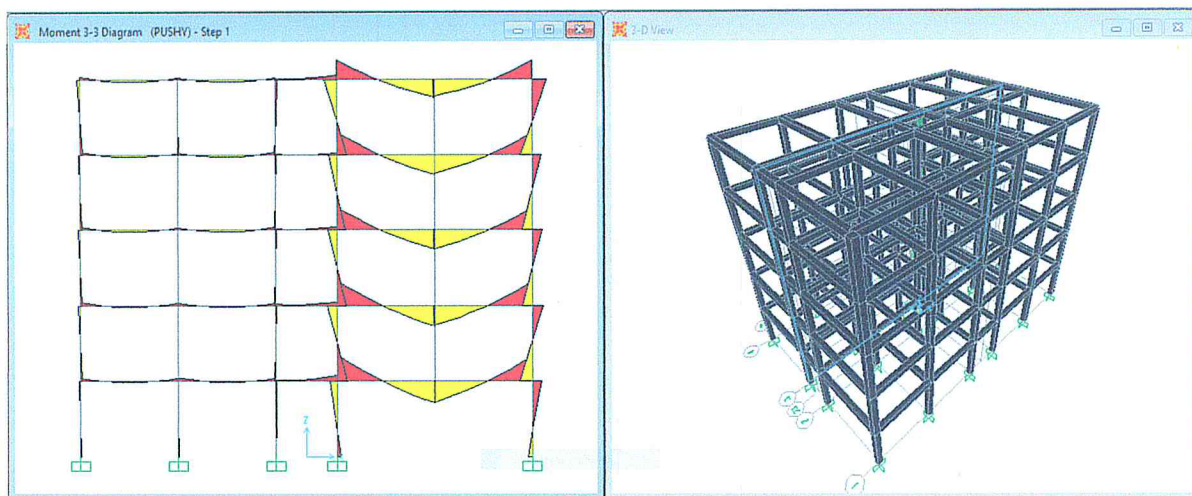


Figure IV.29 : Moment plastique (portique (3) sens (x)) pour la variante (E)

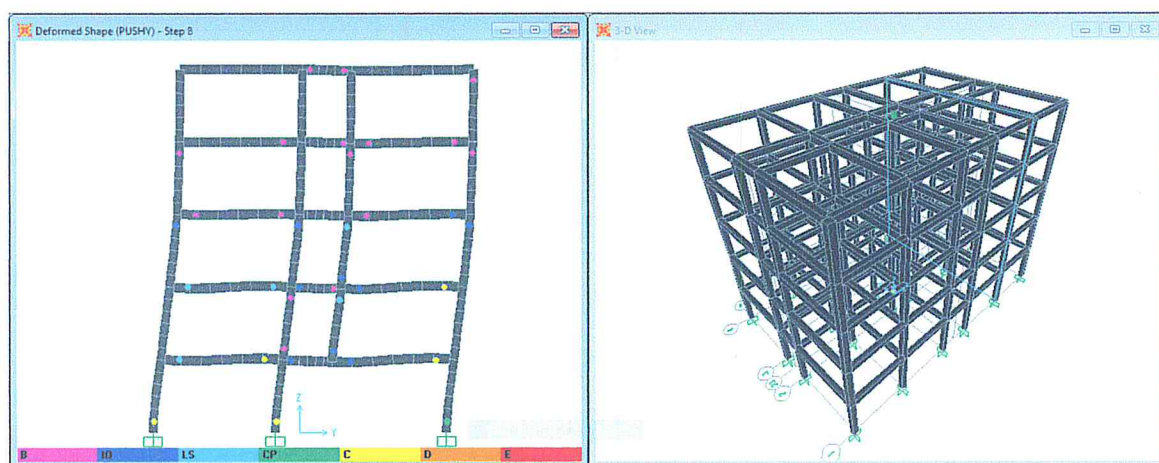


Figure IV.30 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements de la variante (E) (Portique (E) sens (y))

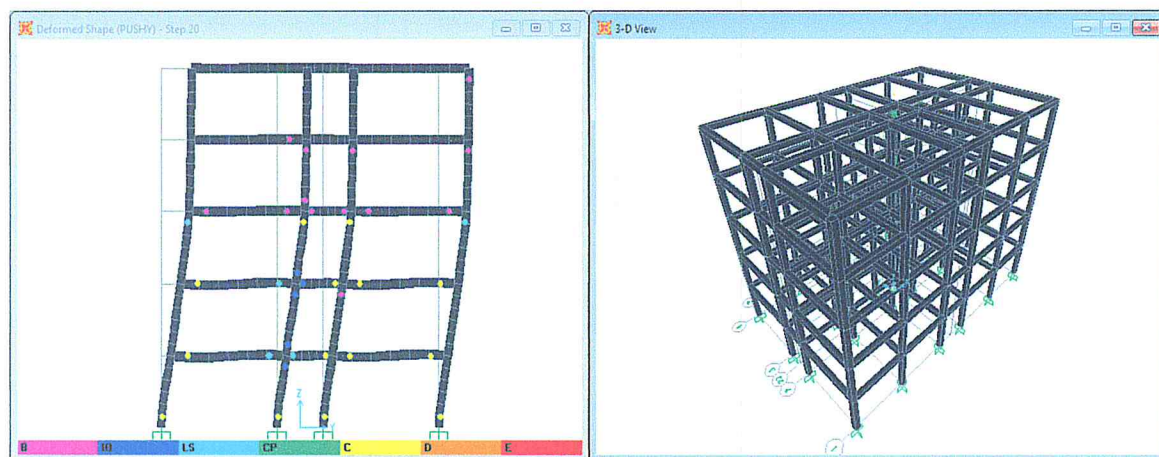


Figure IV.31 : Formation des rotules plastiques et niveaux d'endommagements du bâtiment existant (portique (E) sens (y))

En comparant la variante (E) au bâtiment existant on remarque que les niveaux d'endommagements ont changé de types (LS) ver (C), concernant les poteaux une apparition des rotules de type (CP) et (C)

Dans le sens (y) nous avons remarqué une apparition des rotules de type (B) dans les niveaux supérieur

VI.7.3 Déplacement inter-étages :

Le déplacement inter-étages est donné sous la formule :

$$\frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_e} \times 100$$

Avec :

δ_i : Déplacement du niveau « i »,

δ_{i-1} : Déplacement du niveau « i-1 »,

h_e : Hauteur d'étage.

Le paramètre de dommages est donné dans le tableau (IV.3) :

Niveau de Performance	Pourcentage des déplacements inter-étages
Totalement opérationnel	< 0.2
opérationnel	< 0.5
Dommages importants	<1.5
Proche de la ruine	< 2.5
Ruine	> 2.5

Tableau IV.4 : Les paramètres d'endommagement. [36]

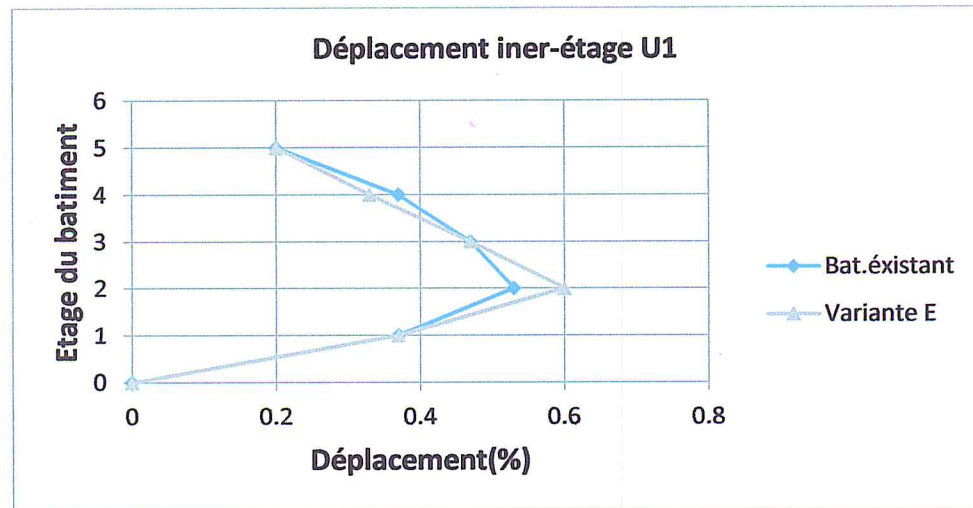
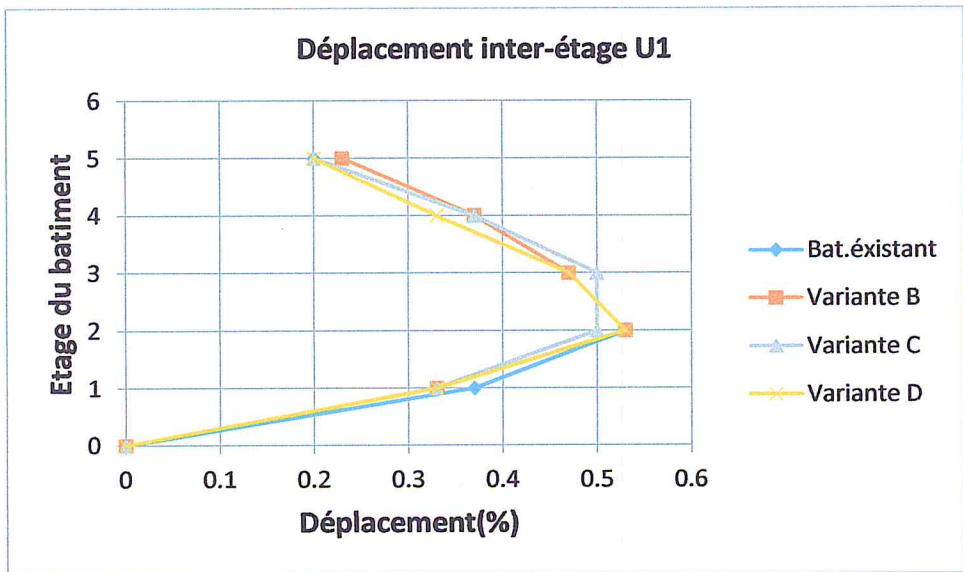
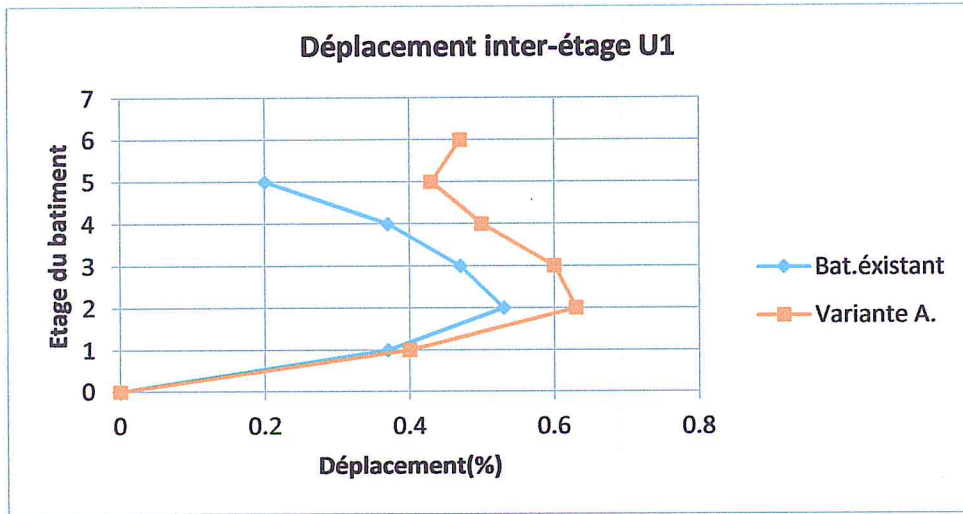


Figure IV.32 : Déplacement inter-étage du bâtiment existant et les variantes (sens x)

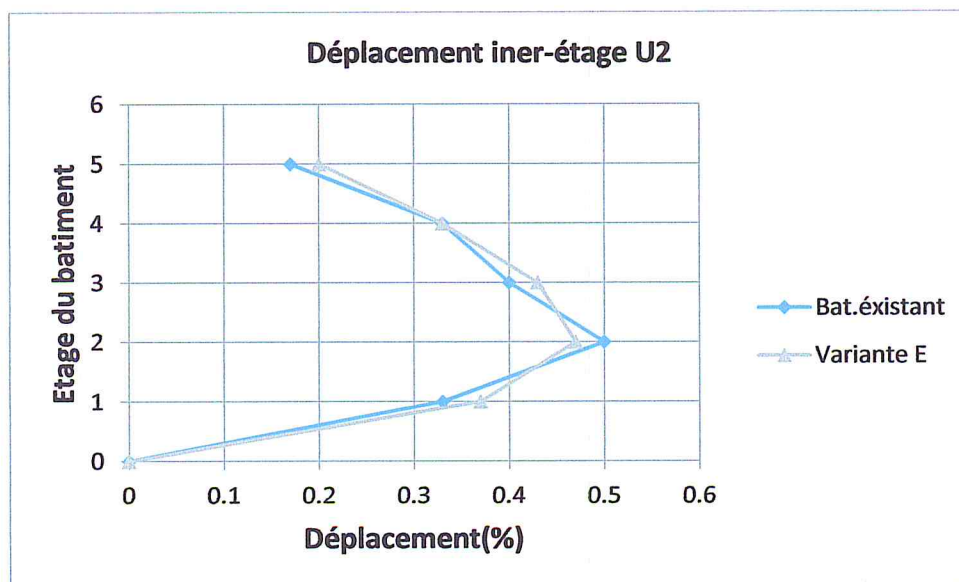
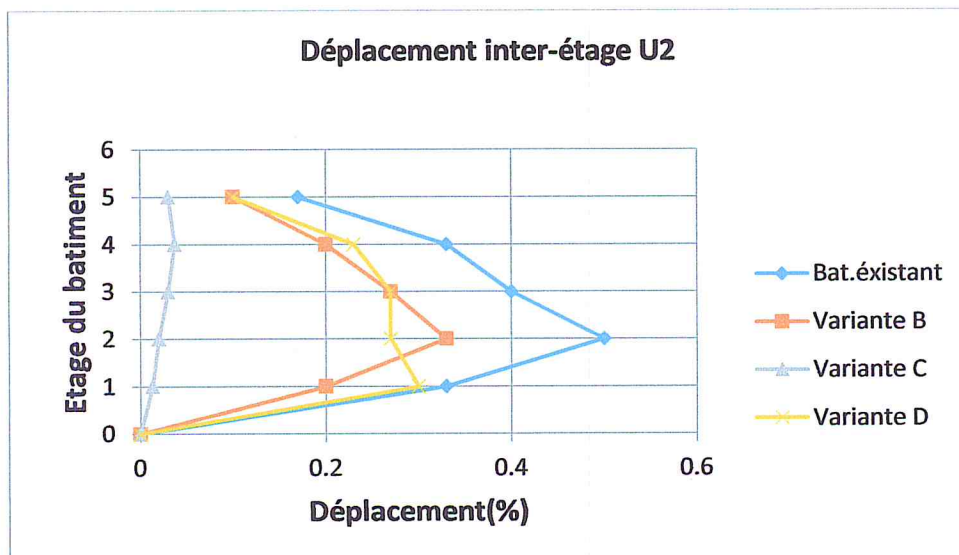
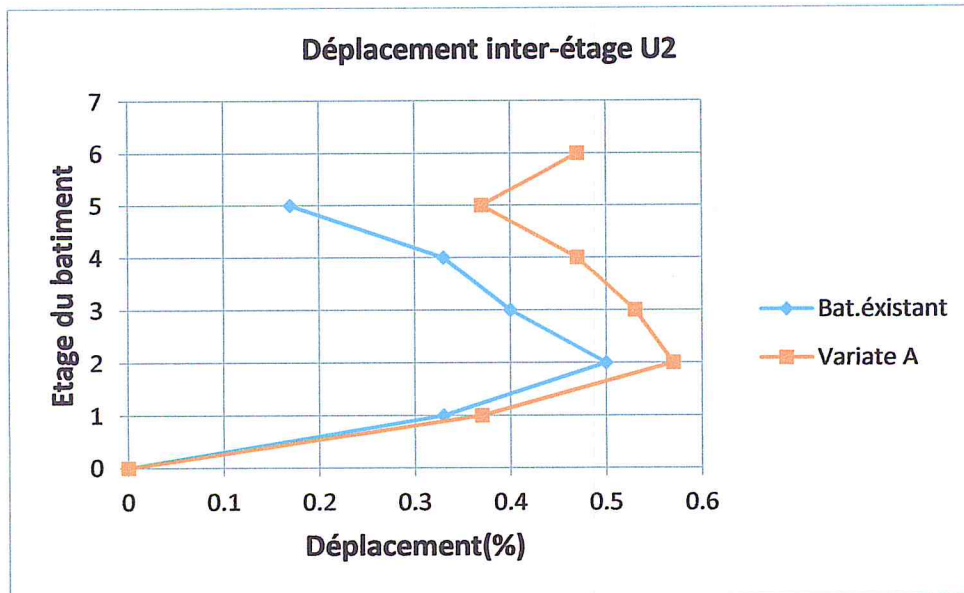


Figure IV.33 : Déplacement inter-étage du bâtiment existant et les variantes (sens y)

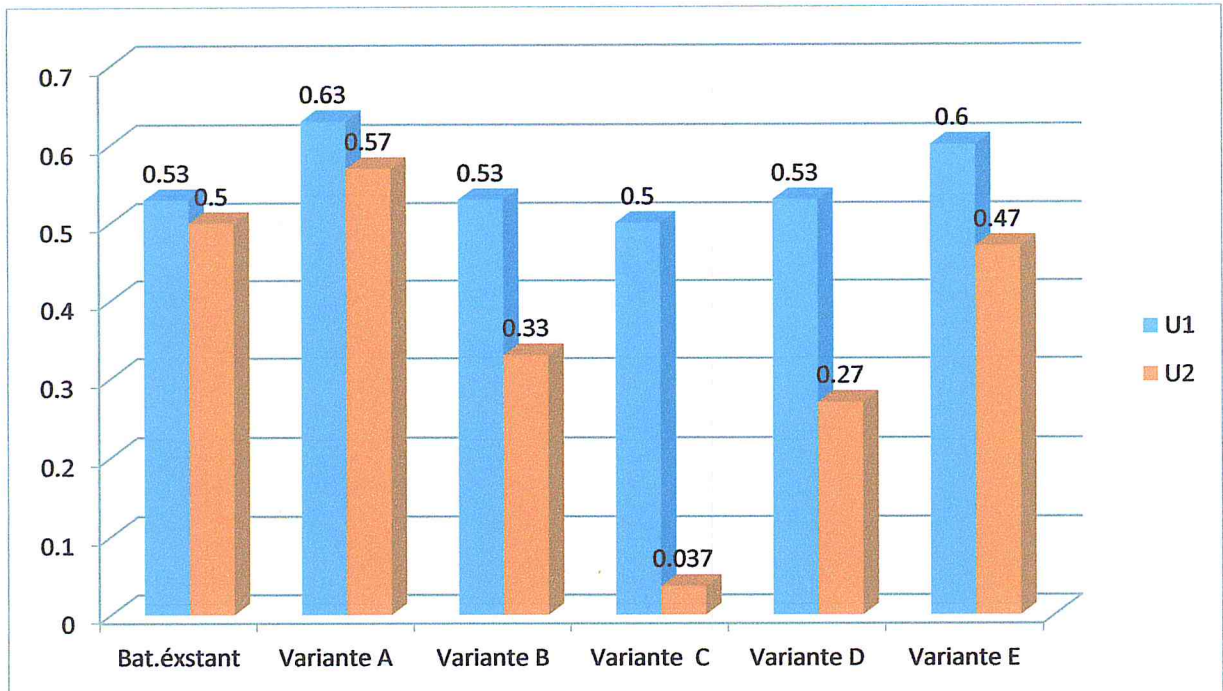


Figure IV.34 : Histogramme de déplacement inter-étage du bâtiment existant et les variantes.

-En comparant les déplacements inter-étage (sens x et y) du bâtiment existant à ceux de la variante (A), on constate une augmentation du déplacement inter-étage de la variante (A) par rapport au bâtiment existant à cause de l'ajout de deux étages.

-pour les variantes (B),(C) et (D), les déplacements inter-étage restent presque identiques que ceux du bâtiment existant (sens x).

Dans le sens (y), on constate une diminution des déplacements pour les variantes (B), (D) et (C) par rapport au bâtiment existant.

-concernant les variantes (E) (sens x), on remarque une légère augmentation du déplacement par rapport au bâtiment existant. Dans le sens (y), les résultats sont presque identiques.

D'après les figures (IV.32, IV.33 et IV.34), dans le sens (x), le bâtiment existant et les variantes (A),(B),(D) et (E) ont des déplacements inter-étages dépassant 0,5 % (dommages importants, d'après le Tableau IV.3) ce qui s'avère vulnérable face à un séisme majeur allant jusqu'à l'effondrement.

Dans le sens (y), le bâtiment existant et les variantes (B),(D) et (E) ont des déplacements inter-étages dépassant 0,2 % (bâtiment reste opérationnel)

Par contre, la variante (C) reste totalement opérationnelle avec un déplacement inter-étages 0.5% dans le sens (x) et inférieure à 0.2% dans (y)

IV.8. Conclusion :

Suite aux résultats obtenues sur la base des différents critères de comparaison, à savoir : la capacité, les rotules plastiques et les déplacements relatifs, on a constaté que:

- La capacité des variantes (B),(C)et (D) est la plus importante par rapport à celle du bâtiment existant. (sens y)
- La variante (B), (C) et (D) est plus rigide comparée au bâtiment existant.
- Les variantes (B), (C) et (D) ont un déplacement inter-étages le moins important par rapport à celui du bâtiment existant. (sens-y).
- Les niveaux d'endommagement visualises pour les variantes (B), (C) et (D) sont les moins important par rapport au bâtiment existant.

Mais, la disposition des voiles et le nombre de voiles par direction restent les facteurs clés pour un bon comportement sismique bâtiment situés dans les zones à fort sismicité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

De l'ensemble des analyses effectuées, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

- Les méthodes linéaires élastiques classiques ne permettent pas de représenter fidèlement le comportement réel de la structure. Pour une meilleure prévision de la demande sismique et la capacité des structures, il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul qui prennent en compte le domaine post-élastique de la structure pour une prévention exacte des demandes sismiques. Ce sont les procédures d'analyse statiques non linéaires qui permettent de prédire correctement les aspects essentiels du comportement dynamique, lors d'un futur séisme.
- L'analyse Push over permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques.
- L'intensité des efforts sismiques agissant dans un bâtiment dépend de plusieurs paramètres, qui peuvent être regroupés en 2 familles :
 - Le contexte géophysique, représenté dans les règles parasismiques par la zone sismique et le coefficient de sol,
 - Le comportement de la structure elle-même, qui est essentiellement caractérisé par sa masse et ses raideurs.
- Une répartition homogène des raideurs et des masses en plan et en élévation est la clé d'un bon comportement parasismique : elle favorise une déformation d'ensemble de la structure et réduit le risque de déplacements différentiels importants.
- Le comportement du bâtiment étudié a été modifié par des travaux qui ont touché la modification des masses et des raideurs et de leurs répartitions.
- Le fait d'ajouter des voiles en béton armé sur un côté et suivant une seule direction (sens Y) modifie significativement l'équilibre global du bâtiment puisqu'il crée une dissymétrie des raideurs. Ceci conduit à une sensibilité plus forte à la torsion, et donc à des efforts sismiques beaucoup plus importants (travaux aggravants).
- La suppression de voiles au rez-de-chaussée du bâtiment crée une irrégularité en élévation. La raideur du niveau inférieur devient plus faible que celle des niveaux supérieurs, la vulnérabilité est aggravée.
- Toutes les règles parasismiques considèrent les discontinuités en élévation comme des configurations à éviter. La suppression partielle d'un élément de structure continu sur plusieurs niveaux a donc potentiellement un caractère aggravant.

Bibliographie

Référence bibliographique

- [1] : TPE séisme. Qu'est-ce qu'un séisme [en ligne] (page consulté le 05/02/2018) Disponible sur : <https://sites.google.com/site/tpelesseisme/introduction>
- [2] :TPE séisme. Caractéristiques d'un séisme [en ligne] (page consulté le 05/02/2018) Disponible sur : <https://sites.google.com/site/tpelesseisme/qu-est-ce-qu-un-seisme/caracteristiques-d-un-seisme>
- [3] :TPE séisme. Les ondes sismiques [en ligne] (page consulté le 07/03/2018) disponible sur : <https://sites.google.com/site/tpelesseisme/qu-est-ce-qu-un-seisme/les-ondes-sismiques>
- [4] :Mimouni, M. (2017), « cours constructions parasismiques [Présentation PowerPoint] », Université Tiaret.
- [5] :Beldjodi.H, « Etude de la sismicité du nord Algérien », Université Tlemcen, janvier 2011.
- [6] :Code ou Règlement Parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003.Ministère de L'habitat Document Technique Règlementaire DTR B C 2 48,Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique.
- [7]: Euro code 8 : construction parasismique.
- [8] : Zacek,Milan,Fiche construction parasismique) MILAN ZACEK : « construction parasismique » NIVEAU AVANT PROJET, 2004.
- [9] : C.V.R.MURTY,RUPEN.Goswami et al,Some concepts in earthquake behavior of buildings.
- [10] :BALANDIER.P,conception parasismique des batiment (structures),introduction à la dynamique des structures.
- [11] : KASSOUL Amar,2016,Vulnérabilité et Réhabilitation des structures,Master Génie Civil, université de Chlef.
- [12] : BELMOUDEN Y ,2006,Evaluation de la Vulnérabilité sismique des batiments existants en SUISSE,Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- [13] : Hemsas Miloud, **2010**, *Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique*, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.
- [14] : Djebbar Nabil, **2006**, *Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton*, thèse de doctorat en mécanique des structures, Université de Constantine, Algerie.
- [15] : AFPS, Avril 2014, Evaluation de l'incidence des travaux sur la Vulnérabilité sismique des batiments existants , Association Française du Génie Parasismique(AFPS) .

[16] : BELKHEIR Mohammed Aghiles, 2012, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Algérie.

[17] : Ministère de l'habitat, Document technique réglementaire D.T.R. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. – BC.2-41

[18] : SAP 2000 version 14. (Structural Analysis Program).

[19]: FEMA 356, "Pre-standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA, November 2000.

[20] : Mohamed Nour El-Din Abd-Alla, 2007, Application Of Recent Techniques Of Pushover For Evaluating Seismic Performance Of Multistory Buildings, Master Of Science In Structural Engineering, Cairo University.

[21] : Sermin Oğuz, 2005, Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures, Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey.

[22] : ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC-40. Redwood, California: Applied Technology Council, 1996.

[23]: Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 2001, A Modal Pushover Analysis Procedure To Estimate Seismic Demands For Buildings: Theory And Preliminary Evaluation, Pacific Earthquake Engineering Research Center ,University of California, Los Angeles.

[24] : Kutay Orakcal, John W. Wallace, and Joel P. Conte, 2004, Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls Model Attributes, ACI Structural Journal/September-October 2004, Title no. 101-S68.

[25] : Vulcano, A, V. V. Bertero, and V. Colotti, 1988. Analytical Modeling of RC Structural Walls, Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering 6, Tokyo-Kyoto.

[26] : Applied technology council, 2011, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, ATC 72-1, Redwood city, California.

[27] : Mehmet Inel, Hayri Baytan Ozmen, 2006, Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, Elsevier journal of Engineering Structures 28 (2006) 1494–1502.

[28]: Chung- Yue Wang and Shaing-Yung Ho, 2007, Pushover Analysis for Structure Containing RC Walls, The 2nd International Conference on Urban Disaster Reduction, Taipei, Taiwan, November, 27-29, 2007.

[29] : Aknouche hassan, 2008, Analyse statique et dynamique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, séminaire CTC centre. Algérie.

[30]: K. Galal and H. El-Sokkary, 2008, Advancement In Modeling Of RC Shear

Walls, The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

[31] : Matej Fischinger And Tatjana Isaković, 2000, Benchmark Analysis Of A Structural Wall, 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, Nouvelle Zélande, Paper No. 416.

