

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de génie civil et d'architecture

Département de génie civil



# Mémoire de Magister

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option: **Structures et géotechnique**

Présenté par:

**BATOU Belaid**

Titre :

## **EFFETS DE LA DISCONTINUITÉ DE LA MASSE DU PLANCHER SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES DE BÂTIMENTS**

**Soutenu publiquement le Jeudi 29/01/2015**

Devant le jury composé de :

- <b>KASSOUL Amar</b>	Professeur (UHB-Chlef)	Président
- <b>BRANCI Taïeb</b>	Professeur (UHB-Chlef)	Encadreur
- <b>KADRI Tahar</b>	Professeur (UAB-Mostaganem)	Examineur
- <b>HAMRAT Mustapha</b>	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Examineur
- <b>AIT ATMANE Hassen</b>	Maître de conférences B (UHB-Chlef)	Examineur

# **Mémoire de Magister**

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option: **Structures et géotechnique**

Présenté par:

**BATOU Belaid**

Titre :

**EFFETS DE LA DISCONTINUITÉ DE LA MASSE DU  
PLANCHER SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES  
STRUCTURES DE BÂTIMENTS**

## Remerciements

*Au nom d'Allah le Clément le Miséricordieux, le Compatissant et que sa Miséricorde, et son Salut soient sur notre prophète, sur sa famille et ses compagnons.*

*Louange et le grand remerciement à Allah que sans lui ne nous pouvons jamais exister, qui nous a donné la santé, la sagesse, et la volonté de réaliser ce travail.*

*Et bien sûr nous tenons à adresser nos remerciements et exprimer notre reconnaissance à notre encadreur **Mr BRANCI Taïeb**, professeur à Université de Chlef, pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant de rapporter ce travail. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, m'ont permis de mener à bien ce travail ; qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.*

*Je tiens aussi à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.*

# Dédicace

*Après avoir terminé mon projet de fin d'études ; je tiens à dédier ce mémoire à :*

- + Mon très cher parent qui m'a toujours bien souhaité la grande réussite et le succès dans ma vie et mes études que j'espère de tout mon cœur que dieu le protège.*
- + Ma très chère femme Lamia qui m'encourage et m'a aidée toujours.*
- + Mes chers enfants ANES et BARAA*
- + Mes frères Mourad et Khaled.*
- + Mes chères sœurs auxquelles je souhaite beaucoup de réussite et beaucoup de joie dans leur vie.*
- + Ma famille BATOU*
- + Mes meilleurs amis dont je n'ai pas pu citer les noms.*
- + Toutes les promotions de génie civil*
- + Toute personne qui m'a apporté l'aide et le grand soutien durant la période de réalisation de notre projet de fin d'études.*

**Belaid**

**Titre : EFFETS DE LA DISCONTINUITÉ DE MASSE DU PLANCHER SUR LA  
REPOSE SISMIQUE DES STRUCTURES DE BATIMENTS**

**Résumé :** La disposition des masses du plancher dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structural. Une bonne disposition des masses du plancher permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les masses du plancher.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des masses du plancher, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des masses du plancher.

Notre travail consiste dans un premier lieu à exposer une procédure qui permet d'évaluer la performance sismique des structures, en utilisant la méthode de capacité spectrale, proposée par le règlement américain ATC 40.

**Mots clés :** Disposition optimale des masses du plancher, performance sismique, méthode push-over, courbe de capacité, spectre de demande, point de performance.

**Abstract:** Available to the masses in the floor structures is essential for proper design and good structural behavior. Proper arrangement of masses of the floor allows for optimal use of the rigidity of the structure.

However, in the Algerian seismic code (RPA2003), no items are on this parameter, which causes structural designers trying to have a systematic way of the masses of the floor. The objective set for this study is to provide structural designers a method that finds the optimal layout of the floor masses, assessing the seismic performance of the structure in several variants available to the masses of the floor. Our work is a first mention a procedure to evaluate the seismic performance of structures using the method of spectral capacity, proposed by U.S. regulations ATC 40.

**Keywords:** optimal layout of the floor masses, seismic performance, push-over method, capacity curve, spectrum demand point performance.

**الملخص:**

تموضع كتل الأرضية العلوية في المنشأة ضرورية للحصول على تصور ملائم و سلوك مناسب للبنية. التموضع الجيد للكتل في للأرضية العلوية يسمح بالاستغلال الأمثل لصلابة البنية.

بينما في التشريع الجزائري ضد الزلازل (RPA 2003), لا توجد مادة متعلقة بهذا الخيار, مما يدفع الاختصاصيين في الانشاءات الى تجربة وضع هذه الكتل بطريقة متوازية.

الهدف المنشود من هذه الدراسة هو اقتراح لهؤلاء الاختصاصيين طريقة تسمح بوضع هذه الكتل على الارضية العلوية, كما نقيم قدرة التحمل أثناء الزلازل بالمقارنة بعدت خصائص لعدة منشآت.

**كلمات المفتاح:** تموضع كتل الأرضية العلوية، قدرة التحمل، طريقة Pushover

## SOMMAIRE

<b>Chapitre I INTRODUCTION ET PROBLEMATIQUE.....</b>	<b>1</b>
I.1. Introduction générale .....	1
I.2. Problématique et objectifs de la thèse .....	6
I.3. Plan de travail .....	8
 <b>CHAPITRE II CONCEPTION PARASISMIQUE ET METHODES D'ANALYSE.....</b>	 <b>10</b>
II.1 Introduction.....	10
II.2. Le séisme.....	10
II.2.1. Origine des tremblements de terre.....	10
II.2.2 Le séisme et les bâtiments.....	13
II.2.3. Réaction des bâtiments aux séismes.....	14
II.3. Méthode d'analyse.....	15
II.3.1. Procédures statiques linéaires .....	15
II.3.1.1 Généralité .....	15
II.3.1.2 Force de cisaillement base .....	16
II.3.2 Méthodes de superposition de mode .....	17
II.3.3. Analyse statique non linéaire (Pushover) .....	19
II.3.3.1. Généralité .....	19
II.3.3.2. Analyse statique non linéaire (PUSHOVER).....	19
II.3.4. Procédures dynamiques non linéaires .....	20
II.4. Conception parasismique .....	21
II.4.1. Principes pour la conception des structures .....	21
a) Eviter les étages souple.....	21
b) Eviter les stabilisations non symétriques .....	22
c) Eviter les discontinuités de stabilisation .....	22
d) Les sauts de rigidité et de résistance sont problématiques.....	23
e) Des autres cas non concernée dans cette thèse citée comme suite	23
II.4.2 Principes de base pour le calcul et le dimensionnement .....	24
II.5. La variation de masse du plancher .....	25
II.5.1 Niveaux transparents .....	25
II-5-2 Forme irrégulière en élévation.....	26
II.5.3. Symétrie et simplicité des formes en élévation.....	27
II.5.4. Hauteur de la construction et position du centre de gravité .....	28
II.6. Effet de séisme sur les structures .....	28
II.6.1. Oscillations horizontales .....	28
II.6.2. Oscillations verticales .....	29
II.6.3. Oscillations de torsion .....	30
II.7 Conclusion .....	30

---

<b>CHAPITRE III ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>32</b>
III.1 Introduction .....	32
III .2 Les travaux précédents.....	32
III.3 Conclusion.....	35
<b>CHAPITRE IV DESCRIPTION DES BATIMENTS.....</b>	<b>36</b>
IV.1 Irrégularité verticale.....	36
IV.1.1. Irrégularité de la rigidité (étage souple) .....	38
IV.1.2. Irrégularité du poids (masse) .....	38
IV.1.3. Discontinuité verticale de la capacité (étage faible) .....	38
IV.1.4. Discontinuité en plan des éléments verticaux de résistance aux charges latérales.....	38
IV.1.5. Irrégularité verticale de la géométrie .....	39
IV.2 Description des bâtiments et des modèles analytiques.....	39
IV.3 Variantes étudié .....	41
IV.4 Méthodologie de travail .....	42
Conclusion .....	42
<b>CHAPITRE V ANALYSE LINEAIRE ET NON LINEAIRE DES STRUCTURES.....</b>	<b>43</b>
V.1. Etude dynamique linéaire.....	43
V.1.1. Introduction .....	43
V.1.2. Caractéristiques dynamiques .....	43
V.1.3-Estimation de la période fondamentale de la structure .....	45
V.1.4-Analyse par SAP 2000 (Structure Analysis Programs) .....	45
V.1.5 -Comparaison des modes propres .....	46
a) Limitation de la période.....	46
b) Limitation la participation de masse des plancher.....	46
c) Limitation des déplacements relatifs.....	46
V.2.Etude statique non linéaire PUSHOVER .....	46
V.2.1 Introduction .....	46
V.2.2 La Méthode PUSHOVER .....	47
V.2.2.1 Définition de l'analyse PUSHOVER .....	47
V.2.2.2 But de l'analyse PUSHOVER .....	48
V.2.3 Hypothèse .....	49
V.2.4 Mise en équation .....	49
V.3 Application de la méthode PUSHOVER sur une structure en béton armé.....	50
V.3.1 Introduction .....	50
V.3.2 Description de la structure .....	50

V.3.2.1 La structure R+5.....	50
V.3.2.2 La structure R+10 .....	51
V.3.3 Détermination de la courbe 'PUSHOVER' .....	51
V.4 Modalisation .....	52
V.4.1 Introduction .....	52
V.4.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.....	53
V.4.3 Vérification et ferrailage de la structure .....	56
V.4.4. Définition du comportement non linéaire de la structure.....	57
V.4.4.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux .....	57
V.5. Définition du chargement de l'analyse push over .....	59
V.5.1 Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires ..	60
V.5.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales.....	60
Conclusion .....	60

## **CHAPITRE VI DISPOSITION OPTIMALE DE LA MASSE DE PLANCHER.....61**

VI.1 Introduction.....	61
VI.2 Les critères de comparaisons entres les variantes étudiées .....	61
VI .3. Etude de la structure (R+10).....	62
VI.3.1. Description de la structure.....	62
VI.3.2. Dimensionnement de la structure.....	63
VI.4. Analyse dynamique non linéaire de la variante 4 (Masse terrasse x100%) (Exemple d'application) .....	63
VI.4.1. Pré dimensionnement de la structure .....	63
VI.4.2. Vérification du comportement dynamique .....	64
VI.4.3. Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 (période).....	64
VI.4.4. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 .....	65
VI.4.5. Vérification Art 5.10 RPA 2003 .....	65
VI.4.6. Déformation de la structure .....	67
VI.4.6.1. Conclusion .....	68
VI.5. Analyse non linéaire PUSHOVER .....	68
VI.5.1. Définition du comportement non linéaire des éléments .....	68
VI.5.2. Poutres et poteaux .....	68
VI.5.3. Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires .....	68
VI.5.4. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales.....	69
IV.5.5. Résultats de l'analyse push over (Variante 4) .....	69
IV.5.5.1. Courbe de capacité de la structure ( $V_{base}-D_{sommet}$ ).....	69
VI.5.5.2. Courbe de capacité du système équivalent (Sa-Sd).....	69
VI.5.5.3. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd) .....	70
IV.5.5.4. Détermination du point de performance de la structure ( $V_p-D_p$ ) .....	70

VI.5.5.5. Déplacements inter-étages au point de performance ( $\Delta x$ )...	71
VI.5.5.6. Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) .....	71
VI.5.5.7. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	72
VI.5.5.8. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments....	73
VI.6. Résultats de toutes les analyses .....	75
VI.6.1. Analyse dynamique linéaire .....	75
VI.6.1.1 Résultats .....	75
VI.6.1.2. Analyse des résultats .....	77
VI.6.1.2.1. Bloc R+5.....	77
VI.6.1.2.2. Bloc R+10 .....	77
VI.6.2. Analyse push over des autres variantes proposées .....	78
VI.6.2.1. Etude comparative des résultats.....	78
VI.6.2.2. Détermination des points de performances des structures ( $V_p$ - $D_p$ ) .....	78
VI.6.2.3. Déplacements inter-étages maximal au point de performance ( $\Delta x$ et $\Delta y$ ) .....	79
VI.6.2.4. Analyse des résultats .....	82
VI.6.2.4.1. Bloc R+5 .....	82
VI.6.2.4.2. Bloc R+10 .....	82
VI.6.2.5. Demande en ductilité ( $\mu_D$ ).....	82
VI.6.2.6. Analyse des résultats .....	85
VI.6.2.6.1. Bloc R+5 .....	85
VI.6.2.6.2. Bloc R+10 .....	85
VI.6.2.7. Raideur initiale de la structure ( $K_e$ ) .....	85
VI.6.2.8. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	88
VI.6.2.9. Analyse des résultats .....	90
VI.6.2.10. Analyse des résultats $I_d$ .....	92
VI.6.2.11. Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments	92
VI.6.2.12. Conclusion	92
CONCLUSION GENERALE .....	95
Références bibliographiques	

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I

Figure I.1 : Carte des plaques lithosphériques principales	1
Figure I.2 : Effondrement de structures dues à des déplacements importants	3
Figure I.3 : Plastification des poteaux avant les poutres	3
Figure I.4 : Cisaillement des Poteaux courts	4
Figure I.5 : Poussée diagonale de la maçonnerie au niveau de la zone	4
Figure I.6 : Eclatement de la zone nodale dû à la poussé diagonale de la maçonnerie	4
Figure I.7 : Effondrement de la structure sur le RDC	5

### Chapitre II

Figure II.1 : Origine des tremblements de terre	11
Figure II.2 : ondes sismiques	12
Figure II.3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs	14
Figure II.4 : approximation statique utilisé en analyse pushover	20
Figure II.5 : éviter les rez-de-chaussée flexibles	21
Figure II.6 : éviter les étages supérieurs flexibles	22
Figure II.7 : éviter les stabilisations non symétriques	22
Figure II.8 : évité les discontinuités de stabilisations	23
Figure II.9 : Les sauts de rigidité et de résistance sont problématiques	23
Figure II.10 : Dans certain cas le développement d'un spectre de site est nécessaire	25
Figure II.11 : Bâtiments avec transparences. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment	26
Figure II.12 : principe de régularité en élévation	27
Figure II.13 : Dommages due à la présence de niveaux en retrait. Les désordres sont particulièrement localisés dans l'angle rentrant de la zone du retrait ou se sont concentré les contraintes. (Sèisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995	27
Figure II.14 : Oscillations horizontales des constructions	29
Figure II.15 : Oscillations verticales	30
Figure II.16 : Oscillations de torsion	30

**CHAPITRE IV**

Figure IV.1 : Différents types d'irrégularité en élévation	37
Figure IV.2 : Bâtiment (a) de cinq étages (R+5) modifier la masse des trois planchers déférent et un modèle référence	40
Figure IV.3 : Bâtiment (b) de dix étages (R+10) modifier la masse des trois du plancher déférent et un modèle référence	41

**CHAPITRE V**

Figure V.1 : Signification physique de la courbe de capacité	47
FigureV.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	48
Figure V.3 : L'analyse PUSHOVER Dans le sens x-x	52
Figure V.4 : Loi de comportement utilisée par le logiciel SAP	58
Figure V.5 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages	58

**CHAPITRE VI**

Figure VI.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure	63
Figure VI.2 : courbe de déformation entre bloc de référence et Modifier les masses du plancher fois 100%	67
Figure VI.3 : Point de performance du système équivalent	68
Figure VI.4: Demande en ductilité par le logiciel SAP 2000 v15	70
Figure VI.5 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ )	71

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I

Tableau I.1 : Les séismes les plus destructeurs en Algérie.....	2
---	---

### CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les variantes étudié.....	41
--	----

### CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Modes propres de la structure.....	64
Tableau VI.2 : $C_0$ : Facteur de modification.....	65
Tableau VI.3: Déplacements inter-étages.....	66
Tableau VI.4 : Déplacements inter-étages au point de performance.....	71
Tableau VI.5 : Tableau comparatif des périodes et la participation de masse du plancher du bloc R+5.....	75
Tableau VI.6 : Tableaux comparatif des périodes et la participation de masse du plancher du bloc R+10.....	76
Tableau VI.7 : Points de performance des variantes du R+5 étudiées.....	78
Tableau VI.8 : Points de performance des variantes du R+10 étudiées.....	79
Tableau VI.9 : Déplacements relatifs du bloc R+5 aux points de performances des variantes étudiées sens x-x.....	80
Tableau VI.10 : Déplacements relatifs du bloc R+5 aux points de performances des variantes étudiées sens Y-Y.....	80
Tableau VI.11 : Déplacements relatifs du bloc R+10 aux points de performances des variantes étudiées sens X-X.....	81
Tableau VI.12 : Déplacements relatifs du bloc R+10 aux points de performances des variantes étudiées sens Y-Y.....	81
Tableau VI.13 : Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+5 sens x-x.....	83
Tableau VI.14 : Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+5 sens y-y.....	83
Tableau VI.15 : Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+10 sens x-x.....	84
Tableau VI.16 : Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+10 sens y-y.....	84
Tableau VI.17 : Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+5 sens x-x.....	86

Tableau VI.18 : Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+5 sens y-y.....	86
Tableau VI.19 : Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+10 sens x-x.....	87
Tableau VI.20 : Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+10 sens y-y.....	87
Tableau VI.21 : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+5 Sens x-x.....	88
Tableau VI.22 : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+5 Sens y-y.....	89
Tableau VI.23 : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+10 Sens x-x.....	89
Tableau VI.24 : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+10 Sens y-y.....	90
Tableau VI.25 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+5 sens x-x..	91
Tableau VI.26 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+5 sens y-y..	91
Tableau VI.27 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+10 sens x-x	92
Tableau VI.28 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+10 sens y-y	92

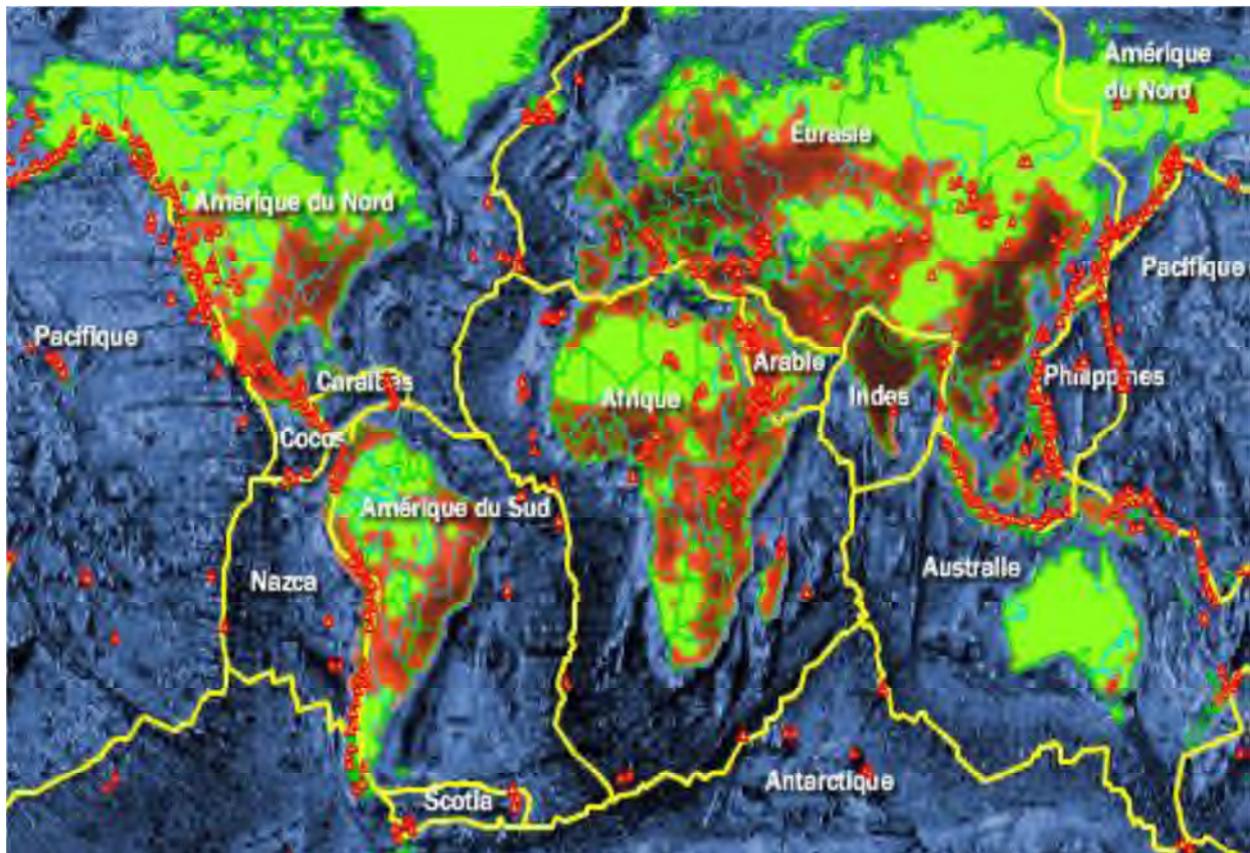
## Chapitre I

### Introduction et problématique

#### I.1. Introduction générale

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres (**Fig I.1**), certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent.

Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques [1][2].



**Figure I.1 : Carte des plaques lithosphériques principales.**

Situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, à savoir la plaque africaine et la plaque eurasiatique, le **nord de l'Algérie** est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques [3].

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer [4] (Tableau I.1) :

Lieu	Date	Magnitude	Observations
Alger	1365	-	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20 000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain Témouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

**Tableau I.1 : Les séismes les plus destructeurs en Algérie**

Au vu des constatations faites durant ces séismes, la réglementation parasismique qui est entrée en vigueur en 1983, révisée en 1988 et 1999 paraît insuffisante.

En effet, lors du séisme de Boumerdès (2003), des ouvrages construits suivant les normes en vigueur (RPA 99) ont subi des dégâts considérables, ce qui est révélateur sur la présence de défaillances et d'insuffisances dans le règlement algérien [3].

Ce constat a amené les pouvoirs publics à s'interroger sur les causes de ces dommages et le CGS a été chargé de procéder à des campagnes sur site pour relever les pathologies observées sur les différentes typologies de structures.

Les différents cas de dommages observés, ont révélé, la vulnérabilité des structures en portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie. En effet, cette typologie a connue beaucoup d'effondrements [5][6].

Outre les effets de site, la mauvaise qualité des matériaux et de l'exécution, la vulnérabilité de ces ouvrages est due à :

- La sur estimation de leur ductilité, qui est évaluée par le facteur de comportement (R) qui est prise égale à 3,5. Ainsi lors de la phase de conception, il est supposé que les structures en portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie reprennent près de 70% de l'énergie sismique par le biais de déformations plastiques, ce qui paraît

démesuré au vu des dommages observés du fait de leur grande flexibilité (**Figure I.2**). [5][6].



**Figure I.2 : Effondrement de structures dues à des déplacements importants.**

- **Le dimensionnement des portiques**, qui n'est pas conforme avec l'hypothèse de formation des rotules plastiques dans les poutres. En effet la présence de poutres fortes et de poteaux faibles a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite. (**Figure I.3**) [3][6].



**Figure I.3 : Plastification des poteaux avant les poutres.**

- **La présence de poteaux courts**, de par leurs rigidités et leurs faibles capacités de déformation, ils sont soumis à un grand effort sismique, ce qui conduit à l'apparition d'un mode de ruine par cisaillement. (**Figure I.4**) [5] [7].



Figure I.4 : Cisaillement des Poteaux courts.

- **L'influence de la maçonnerie**, la présence des remplissages en maçonnerie dans le plan des portiques engendre des contraintes de cisaillement dans les poteaux, entraînant ainsi la dégradation de la zone nodale. (Figures I.5 et I.6) [5][6].

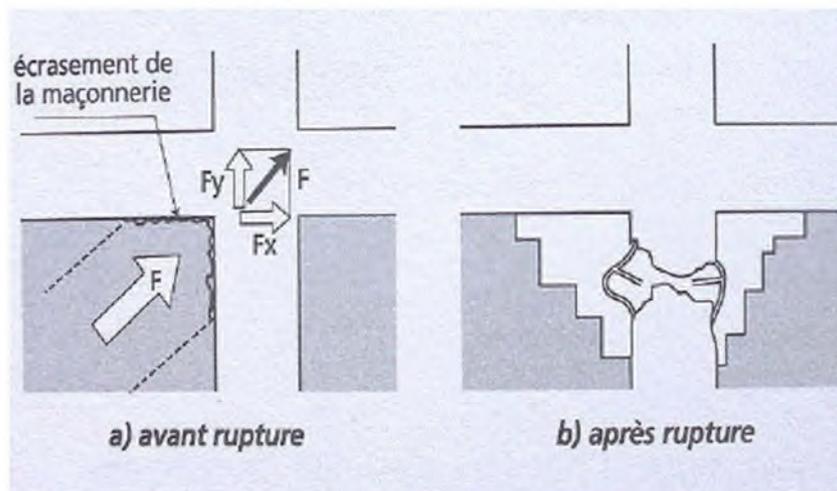


Figure I.5 : Poussée diagonale de la maçonnerie au niveau de la zone nodale.



Figure I.6 : Eclatement de la zone nodale dû à la poussé diagonale de la maçonnerie.

- **L'irrégularité en élévation** est à l'origine de la vulnérabilité de certaines structures c'est notamment le cas de structures présentant des étages transparents (étages souples) (**Figure I.7**), déformation du masse de plancher,.....etc [6][7].



**Figure I.7** : Effondrement de la structure sur le RDC.

L'analyse des dommages subis par les structures en portiques auto stables a mis en évidence leur vulnérabilité au séisme [5][6]. Ce constat a poussé les responsables du CGS à imposer de nouvelles prescriptions, plus restrictives, concernant la hauteur des structures auto stables en zone sismique.

En effet, dans l'Addenda du RPA 99, publié en 2003, la hauteur des structures auto stables est limitée à (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze(14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III [8].

Cette décision a eu un impact sur la culture de la construction en Algérie, car, le manque d'assiettes de terrain pour réaliser des infrastructures dans les régions du nord, fait que la demande en logement ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur, par conséquent, le recours à d'autres systèmes constructifs en lieu et place des structures auto stables devenait indispensable.

Plusieurs experts ont préconisé le développement des structures en **voiles en béton armé en zone sismique**, en mettant en avant la bonne tenue de ces constructions lors du séisme de BOUMERDES [6].

Au jour d'aujourd'hui, les bureaux d'études optent systématiquement pour des structures mixtes dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées par le RPA 2003 pour l'usage des structures auto stables, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répandu dans notre paysage urbain.

L'expérience dans le passé a montré que les structures en voile présentaient généralement un bon comportement sismique, toutefois lorsqu'elles sont mal conçues, elles peuvent être tout aussi vulnérables que les structures auto stables.

La forme des bâtiments est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale du bâtiment aux actions sismiques [9].

Souvent, pour des raisons architecturales ou de conceptions, plusieurs bâtiments présentent un profil non uniforme en élévation. Dépendant de la configuration de la construction et des arrangements des éléments structuraux, le profil non uniforme en élévation (le décrochement) est considéré comme un concept de combinaison de distributions non uniformes de résistance, de rigidité, de masse et de géométrie le long de la hauteur des structures irrégulières. Par conséquent, ce type de configuration peut induire une distribution irrégulière de chargement causant une sérieuse concentration des contraintes au niveau de la discontinuité. Ceci nécessite donc un sérieux traitement du comportement des bâtiments sous un tremblement de terre. Si des mesures appropriées ne sont pas prise en compte, l'irrégularité structurale peut devenir une source majeure de dommages durant les tremblements de terre [10].

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés [8].

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation [8].

## **I.2. Problématique et objectifs de la thèse**

Installations de construction ont des objectifs fonctionnels, esthétiques et économiques.

Les différentes parties impliquées dans le processus de construction de ces installations imposent ces objectifs. Ces parties comprennent le propriétaire, architecte, ingénieur en structure, l'entrepreneur, urbaniste, et la société en général. Le rôle de l'ingénieur en structure est de fournir une solution qui répond aux objectifs de performance structurelle tout au long de la vie prévue de la structure, et dans le même temps, aborde les contraintes imposées par les autres parties impliquées dans le processus. Le rôle de l'ingénieur devient particulièrement difficile lorsque l'installation bâtiment est située dans une zone sismique, où l'ingénieur doit faire face à la performance de la structure, en présence de l'aléa sismique. Afin d'atteindre les objectifs de performance structurelle, la solution de conception doit être fondée sur la réponse attendue sismiques du système structurel. En raison des contraintes imposées par les autres parties impliquées dans la création de la facilité de construction, une grande partie des structures du bâtiment ont une répartition irrégulière dans leur masse, de rigidité et solidité. Par conséquent, l'ingénieur en structure a besoin d'une bonne compréhension de la réponse sismique de différents types et configurations des structures du bâtiment. Par ailleurs, il y a une nécessité d'une procédure de conception qui tient compte explicitement des exigences imposées par les mouvements du sol et les capacités fournies par le système structurel. Incertitudes dans les deux exigences sismiques et les capacités structurelles devrait être envisagée dans une procédure de conception complet qui traite de la réponse des structures avec des configurations diverses qui pourraient résulter des contraintes différentes imposées par les propriétaires [11].

Plusieurs études connexes ont porté sur l'évaluation de la réponse des «réguliers» des structures.

Dans le contexte sismique, les structures sont classées en structure régulières et irrégulières, Le problème se compose dans les structures irrégulières [11].

Cependant, il y a un manque de compréhension de la réponse sismique des structures avec des irrégularités dans la distribution verticale des masses, raideurs, et leurs forces. Par conséquent, une évaluation exhaustive des effets des irrégularités verticales sur les exigences sismiques des structures du bâtiment est grandement nécessaire. Il y a aussi un besoin pour

une procédure qui permet à l'ingénieur en structure afin d'estimer les exigences sismiques pour les structures irrégulières [11].

Les développements dans les conceptions des structures aux zones sismiques dépendent des conditions sur la forme de ces constructions surtout les bâtiments de grande hauteur.

Suivant des cycles, nous observons des dommages graves dans les bâtiments de grande hauteur d'une forme irrégulière Lors des tremblements de terre (Kouba, Nagasaki...) [11].

Le risque d'effondrement de ces constructions peut être minimisé si on prend en considération l'effet des irrégularités avec une étude très précise et approfondie [11].

La connaissance de la réponse sismique des différents bâtiments irréguliers (différentes masses de plancher), c'est le but de cette recherche avec la comparaison par une structure régulière.

### **I.3. Plan de travail**

Nous avons structuré notre travail comme suit :

**Introduction et problématique** définit la problématique du sujet et les objectifs recherchés.

**Le chapitre II débute** par un aperçu sur les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique et les caractéristiques des séismes dans la **deuxième partie**. Dans la **troisième partie** nous proposerons une méthode qui permet de rechercher la disposition optimale des masses du plancher dans une structure. Dans la **quatrième partie de ce chapitre**, nous exposerons les principes pour la conception d'une structure.

**Le chapitre III**, c'est une étude bibliographique concernant le projet.

**Le chapitre IV**, nous exposerons par schémas les différentes structures étudiées sur la base des études comparative des analyses non linéaires des plusieurs variantes.

Dans le **chapitre V**, Dans la **première partie** de ce chapitre nous allons nous intéresser à une de ces méthodes, qui est basée sur le principe de performance sismique. Cette méthode dite "méthode de capacité spectrale", consiste à effectuer une corrélation entre la courbe de capacité issue d'une analyse statique non linéaire "Push Over" et le spectre de demande.

L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré d'endommagement. Dans la **deuxième partie de ce chapitre** nous exposerons la procédure qui permet d'effectuer l'analyse push over des structures mixtes en utilisant le logiciel de calcul non linéaire "SAP 2000 v15", ainsi que les étapes de détermination de la courbe de capacité. Dans la **troisième et quatrième partie de ce chapitre** nous exposerons la modélisation d'une structure avec tous les vérifications qu'il faut. Les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité sont définies dans ce chapitre.

Dans le **chapitre VI**, Nous exposerons les critères de comparaison entre les structures étudié Pour ce faire, nous allons considérer comme exemple d'application, l'étude de la variante 4 structure R+10, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse push over seront utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des masses du plancher.

Pour finir, au **chapitre VII**, on donne les principales conclusions de notre travail.

## CHAPITRE II

### CONCEPTION PARASISMIQUE ET METHODES D'ANALYSE

#### II.1 Introduction

L'objectif de la conception parasismique est de fournir aux structures du bâtiment avec suffisamment de force et de capacité de déformation de maintenir les exigences imposées par les mouvements du sol avec une marge de sécurité suffisante. Toutefois, les procédures de conception pour plusieurs décennies ont été basées sur la conception résistance élastique, qui ne tient pas compte explicitement des exigences sismiques et les capacités. Par ailleurs, les exigences imposées à la déformation inélastique de la structure sont incorporé de manière explicite dans les procédures de conception actuelles. Plusieurs études à l'Université Stanford ont mis l'accent sur le développement de différents aspects d'une méthodologie de conception parasismique transparent qui compte explicitement des exigences et des capacités. Une brève description de la méthodologie de conception demande / capacité proposée par Krawinkler (1993).

#### II.2. Le séisme

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe (Figure II.1) [4].

##### II.2.1. Origine des tremblements de terre

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique.

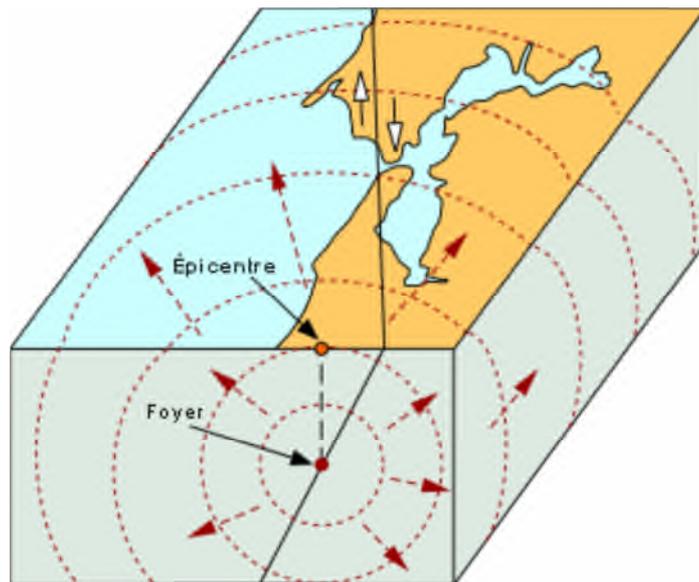
C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère

accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles [4].

L'énergie brusquement dégagée le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre).

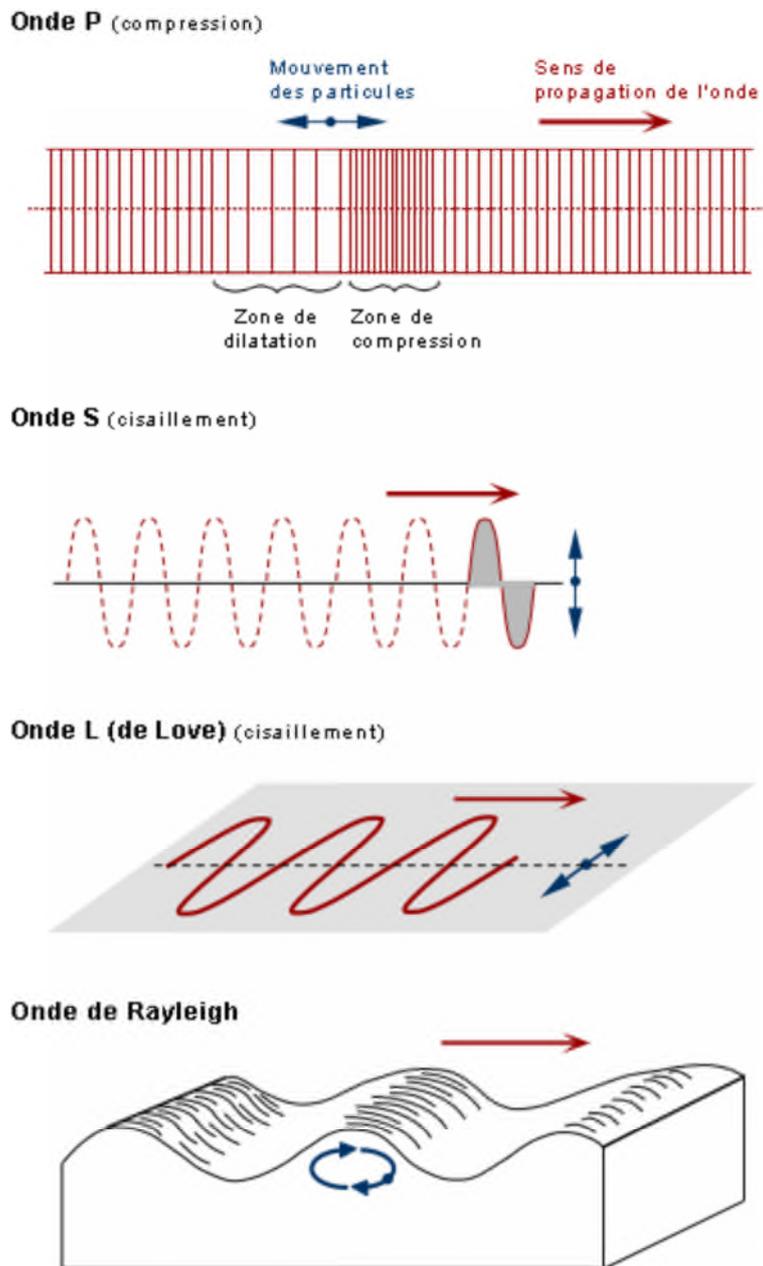
Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture consécutive se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide.

Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique (**Figure II.1**) [4].



**Figure II.1 : Origine des tremblements de terre.**

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer on distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh (Figure II.2) [4].



**Figure II.2 : ondes sismiques**

Les ondes P sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Les ondes S sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes de

Rayleigh sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre [4].

Toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre [4].

On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région [4].

### **II.2.2 Le séisme et les bâtiments**

Les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment se déforme, se dégrade, puisse casse sous l'effet des secousses. Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons l'ultime responsabilité, celle de réaliser correctement les travaux [4].

Mais d'abord, essayons de comprendre que les phénomènes internes au bâtiment qui peuvent amener sa ruine sont multiples. Mais également que tous les dommages qui surviennent pendant un séisme ne sont pas signe de danger... au contraire !

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur [4].

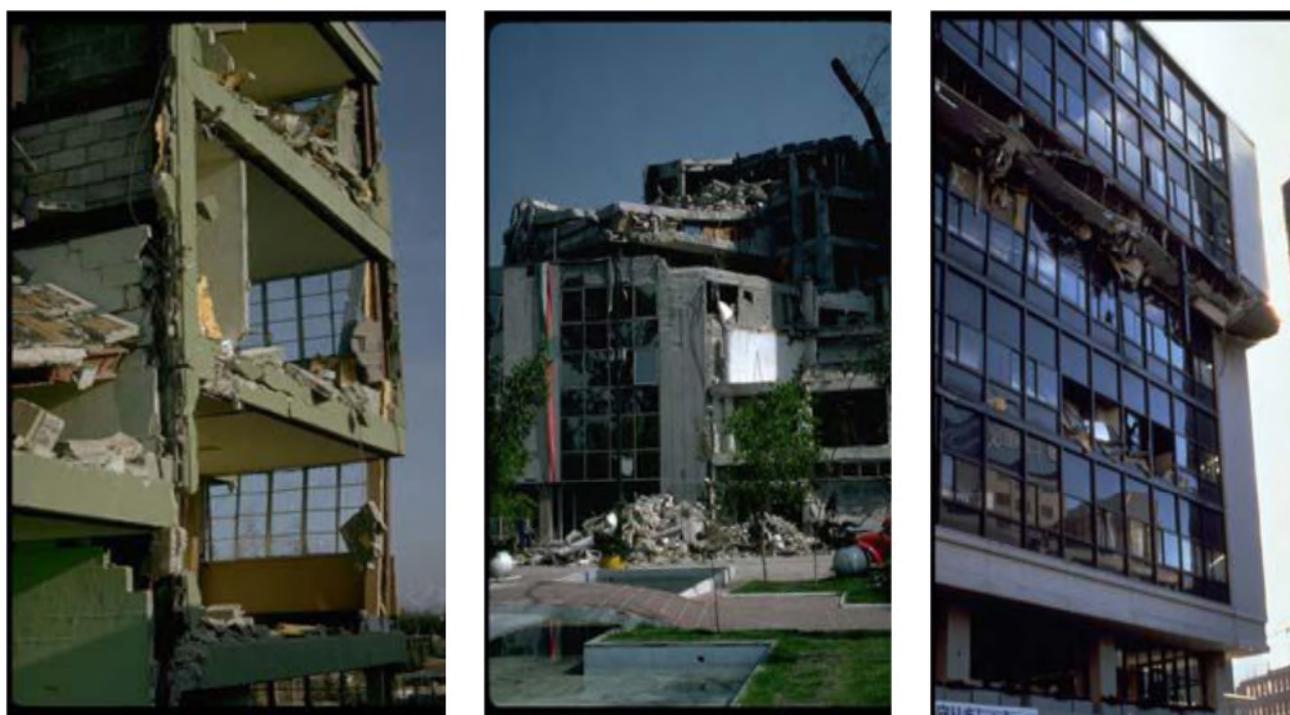
Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses [4].

- Estimer « à l'avance » les niveaux et modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné.

- Estimer « à l'avance » son aptitude à transformer le mouvement d'origine sismique en chaleur, éventuellement au prix de dommages.
- Connaître « à l'avance » les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.
- Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances [4].

### **II.2.3. Réaction des bâtiments aux séismes**

Les photos suivantes (**Figure II.3**) nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause [4].



**Figure II.3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs**

**II.3. Méthode d'analyse**

Dans la conception des bâtiments, les effets séismiques et les effets des autres actions incluses dans la situation séismique de conception, peuvent être déterminés sur la base de quatre méthodes différentes :

- 1) Procédures statiques linéaires
- 2) Procédures de superposition de mode
- 3) Procédures statiques non linéaires (Pushover)
- 4) Procédures dynamiques non linéaires (d'histoire de temps).

La méthode de référence pour déterminer les effets séismiques est l'analyse de la réponse modale spectrale, en utilisant un modèle linéaire-élastique de la structure et du spectre de conception. Elle est applicable à tous les types de bâtiments.

Des procédures statiques linéaires peuvent être employées pour des bâtiments rencontrant les conditions données dans II.3.1.

Des méthodes non linéaires peuvent être employées dans les conditions indiquées dans II.3.3 (analyse statique non linéaire (Pushover) et analyse (dynamique) non linéaire d'histoire de temps).

**II.3.1. Procédures statiques linéaires**

**II.3.1.1 Généralité**

Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas sensiblement affectée par des contributions des modes de vibration plus élevés.

Ces conditions sont considérées d'être satisfaites dans les bâtiments qui remplissent les deux conditions suivantes :

- a) Ils ont des périodes fondamentales de  $T_1$  de vibration dans les deux directions principales moins que les valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_c \\ 2,0 \times s \end{cases} \dots\dots\dots \text{II.1}$$

b) Ils répondent aux critères de la régularité en élévation.

**II.3.1.2 Force de cisaillement base**

La force sismique de cisaillement  $F_B$ , pour chaque direction horizontale dans laquelle le bâtiment est analysé, est déterminée comme suit :

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \dots\dots\dots II.2$$

$S_d(T_1)$ = ordonnée du spectre de conception au  $T_1$  de période.

$T_1$  = période fondamentale de la vibration du bâtiment pour le mouvement latéral dans la direction considérée.

$m$ = la masse totale du bâtiment.

$\lambda$ = facteur de correction, dont la valeur est égale :  $\lambda = 0,85$  Si  $T_1 \leq 2T_c$  et le bâtiment a plus de deux étages ou  $\lambda = 1,0$  autrement.

Pour la détermination du  $T_1$  fondamental de période de vibration du bâtiment, des expressions basées sur des méthodes de dynamique structurale (par exemple par la méthode de Rayleigh) peuvent être employées.

Pour des bâtiments avec des hauteurs jusqu'à 40 m la valeur du  $T_1$  (en s) peut être rapprochée par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t \times H^{3/4} \dots\dots\dots II.3$$

Avec :

$$C_t = \begin{cases} 0,075 \\ 0,085 \\ 0,05 \end{cases}$$

$H$ = Hauteur du bâtiment, en m, de la base ou à partir du dessus d'un sous-sol rigide.

Alternativement, la valeur  $C_t$  dans l'expression eq II.3 pour des structures avec des murs de contreventement en béton ou de maçonnerie peut être considérée comme suite :

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \dots\dots\dots \text{II.4}$$

$$\text{Avec : } A_c = \sum \left[ A_i \times \left( 0,2 + \left( \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \dots\dots\dots \text{II.5}$$

$A_c$ = superficie totale effective des parois de cisaillement dans le premier étage de structure, en m<sup>2</sup>,

$A_i$ = Section efficace du mur i de cisaillement dans le premier étage du bâtiment, en m<sup>2</sup>

H= Comme défini ci-dessus

$l_{wi}$ = la longueur du mur i de cisaillement dans le premier étage dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, avec la restriction cela  $\frac{l_{wi}}{H}$  ne doit pas dépasser 0,9.

Alternativement, l'estimation de T1 (en s) peut être faite par l'expression suivante :

$$T_1 = 2 \times \sqrt{d} \dots\dots\dots \text{II.6}$$

Avec :

d= le déplacement élastique latéral au-dessus du bâtiment, en m, dû aux charges de pesanteur s'est appliqué dans la direction horizontale.

**II.3.2 Méthodes de superposition de mode**

Le type de superposition de mode d'analyse sera appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions indiquée au paragraphe II.3.1.1 pour appliquer la méthode de force d'analyse latérale, est applicable à tous les types de structures.

La réponse de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale du bâtiment sera prise en considération.

Cette condition peut être satisfaite par l'une ou l'autre de ce qui suit :

- En démontrant que la somme des masses modales efficaces pour les modes pris en considération s'élève au moins à 90% de la masse de la structure.

- En démontrant que tous les modes avec les masses modales efficaces supérieures à 5% de la masse sont considérés.

Lorsque vous utilisez un modèle spatial, les conditions ci-dessus doivent être vérifiées pour chaque direction appropriée.

Alternativement, le nombre K minimum de modes d'être pris en compte dans une analyse spatiale doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$K \geq 3 \times \sqrt{n} \dots\dots\dots \text{II. 7}$$

Et

$$T_K \leq 0.20 \times s \dots\dots\dots \text{II.8}$$

Avec :

K : nombre de modes pris en compte.

n : nombre d'étages au-dessus de la terre.

T<sub>K</sub> : période de vibration du mode k

**Combinaison des réponses modales**

La réponse dans les deux modes de vibration i et j(y compris les deux modes de translation et de torsion) peuvent être considérés comme indépendants les uns des autres, si leurs périodes T<sub>i</sub> et T<sub>j</sub> satisfaisent (avec T<sub>j</sub> ≤ T<sub>i</sub>) la condition suivante:

$$T_j \leq 0.9 \times T_i \dots\dots\dots \text{II.9}$$

Si l'éq II.9 n'est pas satisfaite, des procédures plus précises pour la combinaison des maxima modales est adoptée, par exemple, en utilisant des procédures telles que la «combinaison quadratique complète».

### **II .3.3.Analyse statique non linéaire (PUSHOVER)**

#### **II.3.3.1.Généralité**

Des analyses non linéaires devraient être correctement justifiées en ce qui concerne l'entrée séismique, le modèle constitutif utilisé, la méthode d'interpréter, les résultats de l'analyse et des conditions d'être rencontré.

Le modèle mathématique utilisé pour l'analyse élastique sera prolongé pour inclure la force des éléments structuraux et de leur comportement poste-élastique.

Aucune poteau-rapporter la rigidité peut être supposé. Si la dégradation de force est prévue, par exemple pour des murs de maçonnerie ou pour les éléments fragiles, elle doit être incluse dans l'enveloppe.

Sauf indication contraire, des propriétés d'élément devraient être basées sur des valeurs moyennes des propriétés des matériaux.

Des charges de pesanteur seront appliquées aux éléments appropriés du modèle mathématique.

Des forces axiales dues aux charges de pesanteur devraient être considérées en déterminant la force - relations de déformation pour les éléments structuraux. Des moments de flexion dans les éléments structuraux verticaux dus aux charges de pesanteur peuvent être négligés, à moins qu'ils influencent sensiblement le comportement structural global.

L'action séismique sera appliquée dans le positif et de direction négative et les effets séismiques maximum seront employés.

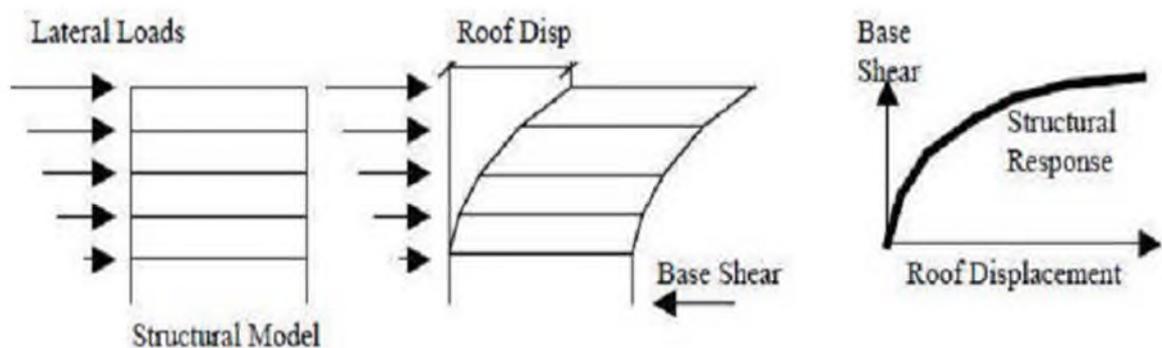
#### **II.3.3.2.Principe de la méthode**

L'analyse PUSHOVER est une analyse statique non linéaire sous les charges constantes de pesanteur et les charges horizontales monotones croissantes. Elle peut être appliquée pour vérifier l'exécution structurale des bâtiments nouvellement conçus et existants pour les buts suivants :

- a) pour vérifier ou mettre à jour les valeurs du rapport de la force maximum.

- b) pour estimer les mécanismes plastique et la distribution des dommages ;
- c) pour évaluer l'exécution structurale des bâtiments existants;
- d) comme concevoir alternative basé sur l'analyse linéaire-élastique qui emploie le facteur de comportement  $Q$ .

Dans ce cas le déplacement de cible devrait être employé comme base de la conception (Fig.II.4).



**Fig.II.4.** Approximation statique utilisé en analyse Pushover

Des bâtiments n'étant pas conformes aux critères de régularité seront analysés par le modèle spatial.

Pour des bâtiments conformes aux critères de régularité, l'analyse peut être exécutée par deux modèles planaires, un pour chaque direction horizontale principale.

Les bâtiments peu élevés de maçonnerie, dans lesquels le comportement d'ossature est dominé par le cisaillement (par exemple si le nombre d'étages est 3 ou moins et si le rapport (de haut en large) moyen d'aspect des ossatures est plus moins de 1.0), chaque étage peut être analysé indépendamment.

### II.3.4.Procédures dynamiques non linéaires

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel (ou « chronologique ») non linéaire. On tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données les lois de comportement non linéaires de ces éléments

(courbe  $M-\theta, \dots$ ). Des accélérogrammes représentent l'action sismique. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps, même pour des structures simples ; il est difficilement envisageable pour des structures complexes et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement  $Q$ .

## II.4. Conception parasismique

### II.4.1. Principes pour la conception des structures

Les principes suivants concernent la conception de la structure porteuse et des éléments non-porteurs (avant tout les cloisons et les éléments de façade), pour laquelle une collaboration étroite entre l'architecte et l'ingénieur civil est primordiale [13].

#### a) Eviter les étages souple

##### a-1) Eviter les rez-de-chaussée flexibles

De nombreux effondrements de bâtiments lors des tremblements de terre sont à mettre sur le compte d'éléments de stabilisation présents dans les étages supérieurs, mais absents au rez-de-chaussée où seules des colonnes relativement minces subsistent. Cela entraîne un rez-de-chaussée flexible horizontalement (« soft storey ») et conduit au dangereux mécanisme de colonnes (mécanisme d'étage) (Fig.II.5) [13].

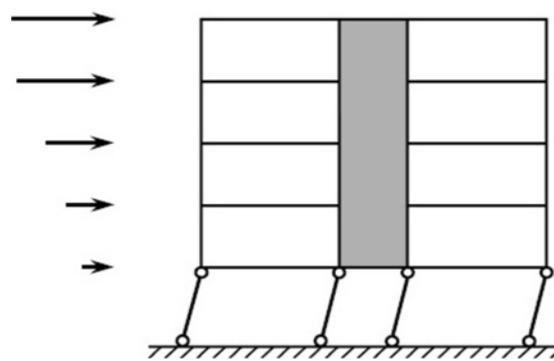


Fig.II.5. éviter les rez-de-chaussée

##### a-2) Eviter les étages supérieurs flexibles

Lorsqu'à un étage supérieur la stabilisation horizontale est affaiblie ou même totalement absente, cela entraîne un étage flexible et par conséquent un mécanisme de colonnes dangereux (mécanisme d'étage) (Fig.II.6) [13].

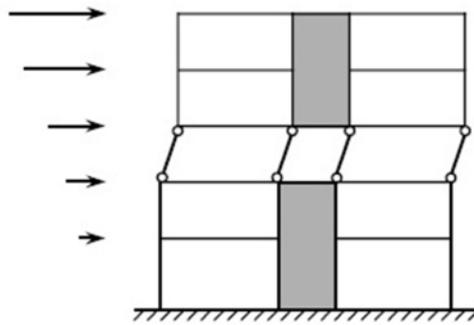


Fig.II.6. éviter les étages supérieurs flexibles.

### b) Eviter les stabilisations non symétriques

Sur les plans des bâtiments de la figure suivante, seules les parois constituant les éléments de la stabilisation horizontale sont représentées. Les colonnes conçues uniquement pour reprendre des charges verticales n'y figurent pas. Les refends sont disposés de façon fortement asymétrique. Le centre de résistance  $W$  ne coïncide pas avec le centre de masse  $M$ , ce qui entraîne une forte torsion avec rotation autour du centre de cisaillement  $S$  et surtout la rupture des colonnes les plus éloignées du centre  $S$  (Fig.II.7) [13].

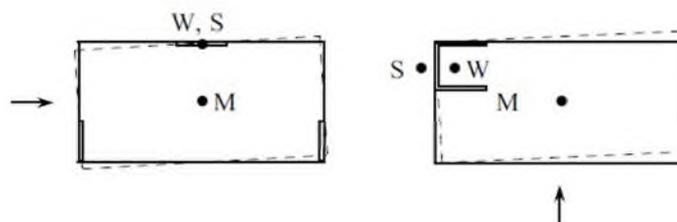


Fig.II.7. éviter les stabilisations non symétriques.

### c) Eviter les discontinuités de stabilisation

Les discontinuités de stabilisation, c'est-à-dire une disposition différente en plan et/ou en élévation sur la hauteur des bâtiments, sont toujours des points sensibles et conduisent souvent à l'effondrement des bâtiments. Au droit des discontinuités, les moments de flexion et les efforts tranchants ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. C'est pourquoi toute discontinuité de stabilisation est absolument à éviter (Fig.II.8) [13].

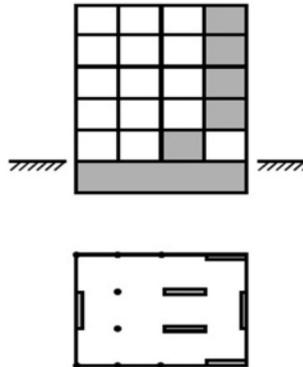


Fig.II.8. évité les discontinuités de stabilisations.

#### d) Les sauts de rigidité et de résistance sont problématiques

Des sauts de rigidité et de résistance du contreventement principal sur la hauteur de la structure porteuse peuvent entraîner un comportement dynamique irrégulier et engendrer des problèmes lors de la transmission locale des efforts. Une augmentation de la rigidité et de la résistance de bas en haut est nettement moins favorable qu'inversement. En tout cas, le plus grand soin doit être apporté au dimensionnement et aux dispositions constructives des zones de transition (**Fig.II.9**) [13].

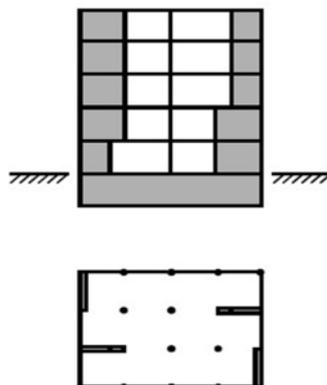


Fig.II.9. Les sauts de rigidité et de résistance sont problématiques.

#### e) Autres cas non concernée dans cette thèse citée comme suite

- Eviter les systèmes mixtes de cadres et de parois porteuses en maçonnerie!
- Eviter « le remplissage » des cadres par de la maçonnerie!

- Séparer les parois en maçonnerie, dans les bâtiments stabilisés par des refends en béton armé, par des joints et les assurer contre les accélérations transversales!
- Stabiliser les bâtiments en maçonnerie avec des refends en béton armé!
- Armer les parois porteuses en maçonnerie!
- Dans les bâtiments stabilisés par des murs de refends, souvent deux refends élançés en béton armé par direction principale sont suffisants!
- Choisir et concevoir soigneusement les contreventements triangulés!
- Eviter les colonnes courtes!
- Eviter les remplissages partiels dans les cadres!
- Accorder la rigidité de la structure porteuse à la sensibilité envers les déformations des cloisons non-porteuses et des éléments de façade!
- Préférer des plans compacts!
- Concevoir les joints entre deux bâtiments de façon appropriée!
- En cas de sols sablonneux tenir compte d'une éventuelle liquéfaction du sol!

#### **II.4.2 Principes de base pour le calcul et le dimensionnement**

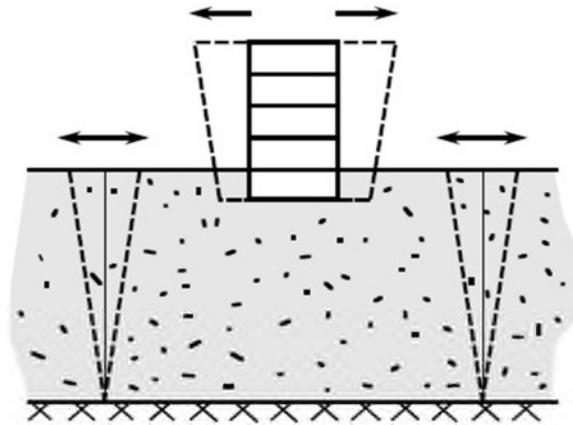
Les principes de base suivants pour le calcul et le dimensionnement concernent avant tout les domaines spécialisés de l'ingénieur civil et sismique, mais ils peuvent également être importants pour l'architecte [13].

Dans certains cas le développement d'un spectre de site est nécessaire!

Les conditions locales du sol peuvent conduire à des particularités notables de l'ampleur du mouvement du sol et de la réponse structurale [13].

Ceci peut être le cas :

- Avec des sols meubles dont la vitesse des ondes de cisaillement est inférieure à 200 m/s ou/et dont l'épaisseur est importante (**Fig.II.10**) [13].
- De certaines vallées avec des remplissages alluviaux ou glaciaires (rapport de la profondeur à la largeur plus grand qu'environ 0.2) [13].
- De façon générale, en cas de soupçon d'une résonance entre le sol et le bâtiment [13].



**Fig.II.10.** mouvement du sol et la réponse structurale.

Dans ces cas, même lors de faible tremblement de terre, les vibrations propres très prononcées du sol tendent à amplifier les mouvements sismiques [13].

C'est pourquoi des études spéciales sont indispensables.

Si aucun micro zonage avec les valeurs spectrales correspondantes (spectre de réponse) n'est disponible, il faut déterminer la fréquence propre du sol et élaborer un spectre de dimensionnement propre au lieu (spectre de réponse de l'accélération et du déplacement) [13].

### **II.5.La variation de masse du plancher**

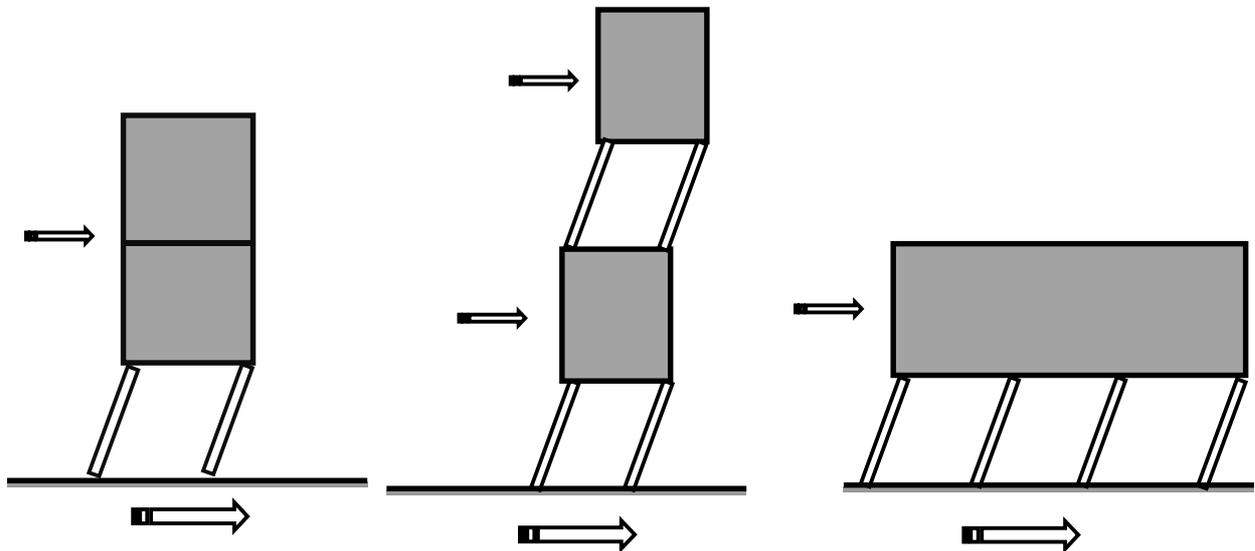
La masse de plancher est variée à cause du :

#### **II.5.1 Niveaux transparents**

Si les murs en béton armé ne sont pas continus jusqu'aux fondations on se trouve alors dans le cas des niveaux « transparents » et les efforts horizontaux sont véhiculés par le plancher [13].

Si de plus, les murs existants aux niveaux transparents sont disposés d'une manière dissymétrique ou leur nombre est insuffisant, on peut même arriver à une situation d'instabilité [13].

Les déplacements imposés par les tremblements de terre sont concentrés dans le niveau transparent car il est plus flexible. Les poteaux subissent de grandes déformations latérales qui s'avèrent souvent « fatales » lors des séismes d'une certaine importance (**Fig.II.11**) [13].



**Fig.II.11.** Bâtiments avec transparences. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment

Ce problème se présente fréquemment dans les immeubles qui comportent des commerces ou des parkings en rez-de-chaussée et qui nécessitent de larges ouvertures pour leur besoins d'exploitation ou de fonctionnement [13].

### II-5-2 Forme irrégulière en élévation

Une forme irrégulière ou la présence d'une ouverture importante dans le plancher risquent de modifier la transmission théorique des efforts telle qu'indiquée par exemple dans la et rendre le système instable. En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont aussi importantes qu'en plan (**Fig.II.12**) [13].

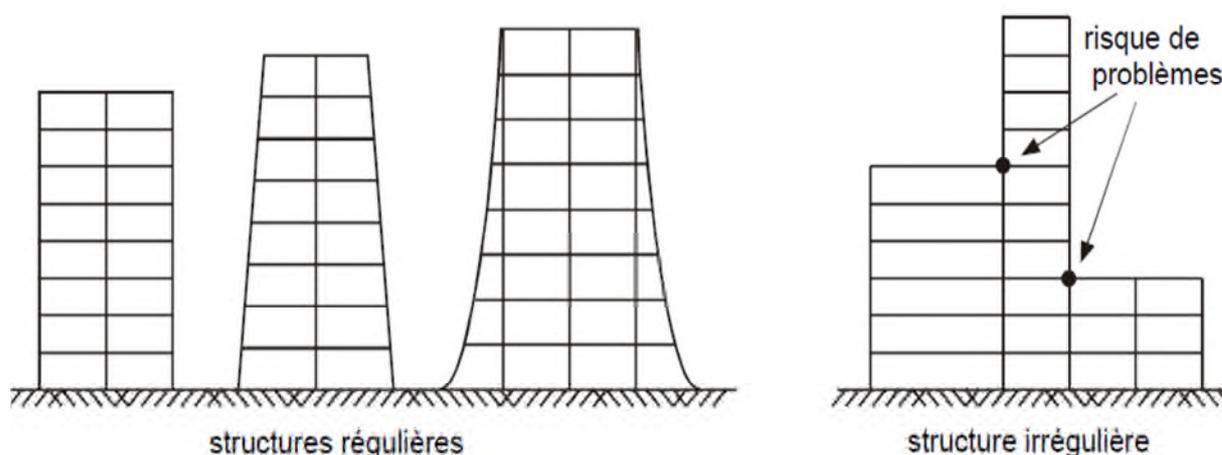


Fig.II.12.principe de régularité en élévation

### II.5.3.Symétrie et simplicité des formes en élévation

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles.

Les parties de bâtiment de volume ou de hauteur distincts vont osciller selon des fréquences différentes et les éléments qui les associent pourront être soumis à des efforts de sens contraire, qui sont souvent à l'origine de dommages graves (Fig.II.13) [13].



Fig.II.13.Dommages due à la présence de niveaux en retrait. Les désordres sont particulièrement localisés dans l'angle rentrant de la zone du retrait ou se sont concentré les contraintes. (Séisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995)

En effet, les oscillations différentielles entraînent des concentrations de contraintes en pied des retraits (angles rentrants) d'autant plus grandes que le retrait est important [13].

L'inconvénient des retraits peut être réduit en optant pour une variation progressive des dimensions ou par des joints parasismiques lorsqu'ils sont envisageables [13].

#### **II.5.4. Hauteur de la construction et position du centre de gravité**

La représentation du plancher par une masse  $M$  et la position de cette masse au centre de masse du plancher montre que le centre de gravité est très important dans un bâtiment [13].

La hauteur de la construction n'est pas en soi un facteur aggravement leur vulnérabilité aux séismes [13].

D'une manière générale, pour une hauteur donnée, il est intéressant de placer le centre de gravité le plus bas possible afin de réduire au maximum les contraintes sur les structures verticales. L'abaissement du centre de gravité pourra être obtenu par la forme architecturale du bâtiment, en élargissant sa base, par un choix judicieux de la structure et en situant dans les étages inférieures les charges d'exploitation les plus importantes [13].

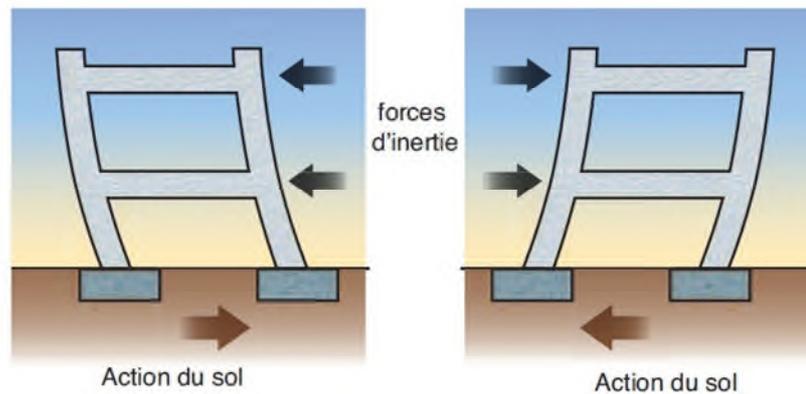
Les constructions en forme de pendule sont particulièrement défavorables car elles donnent lieu à des moments de renversement importants et des contraintes élevées dans les éléments verticaux et les fondations [13].

### **II.6. Effet de séisme sur les structures**

Lors des tremblements de terre, les constructions subissent des oscillations horizontales, verticales, et de torsion, provoquées par des mouvements du sol d'assise. En raison de la vitesse et de la durée des oscillations, les constructions non parasismiques peuvent subir des dommages importants, voire s'effondrer [14].

#### **II.6.1. Oscillations horizontales**

Bien que les constructions soient contreventées pour résister au vent, lors des tremblements de terre, ce contreventement peut s'avérer insuffisant. Les règles parasismiques indiquent le contreventement minimal à assurer en zone sismique (**Fig.II.14**) [14].



**Fig.II.14.Oscillations horizontales des constructions**

Lors des secousses horizontales importantes, la destruction des bâtiments non conçus pour résister aux secousses est très fréquente. De nombreuses victimes sont alors à déplorer. Sous l'effet des vibrations, les murs et trumeaux en maçonnerie sous dimensionnés se fissurent « en croix » et des fissures obliques se forment en partant des angles des ouvertures. Ensuite, les panneaux de maçonnerie peuvent se disloquer, entraînant la chute des planchers qu'ils portent [14].

Les dispositions constructives parasismiques visent à prévenir ou retarder la dislocation de la maçonnerie en la confinant par des chaînages verticaux et horizontaux en béton armé [14].

### **II.6.2.Oscillations verticales**

Ces oscillations sont bien supportées par les constructions, car elles sont conçues pour résister aux charges gravitaires, qui sont verticales. Seuls les éléments pouvant subir des déformations verticales importantes en raison de leur flexibilité sont assez vulnérables : poutres de grande portée et balcons présentant un porte-à-faux de plus de deux mètres, plus particulièrement lorsqu'ils sont lourds ou portent une masse à leur extrémité. Les Règles PS-MI 89/92 limitent la portée des balcons à 1,50 m et les éventuelles masses à leurs extrémités (jardinières par exemple) à 200 kg/m de longueur (**Fig.II.15**) [14].

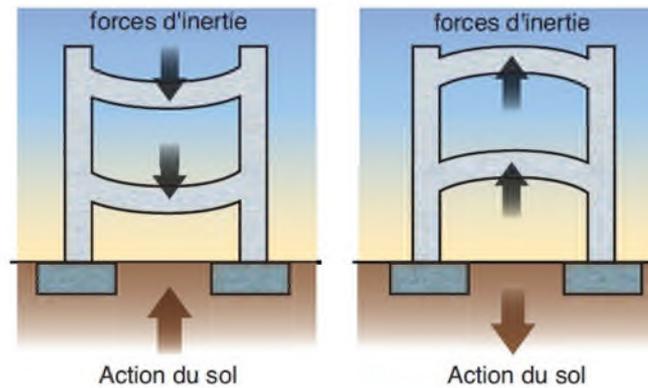


Fig.II.15.Oscillations verticales

### II.6.3.Oscillations de torsion

Les oscillations de torsion sont dues à la « mauvaise » conception des constructions, car le sol ne tourbillonne pas. Elles se produisent lorsque les murs de contreventement sont répartis d'une manière dissymétrique par rapport au centre de gravité d'un niveau, qui est en général proche du centre géométrique du plancher haut. Il s'agit d'un des phénomènes les plus destructeurs. Lors des tremblements de terre, les parties plus déformables des ouvrages vrillent autour des parties plus rigides (Fig.II.16) [14].



Fig.II.16.Oscillations de torsion

### II.7 Conclusion

Comme pour les dispositions en plan, la conception des bâtiments en élévation doit prendre en considération simultanément les formes, les rigidités et les masses. Il est recommandé d'avoir des formes simples et d'éviter d'élever inutilement le centre de gravité des constructions. Bien que tolérées dans certains cas, les irrégularités (étages en retrait) sont à éviter.

## **CHAPITRE III**

### **Etude bibliographique**

#### **III.1 Introduction**

Il est bien connu que si les bâtiments sous réserve des séismes, des excitations caractérisée par une irrégularité en élévation, la distribution du spectacle caractéristiques géométriques et mécaniques montrer- en ce qui concerne les bâtiments réguliers - les incréments du structural et non des dommages structurels, qui peut également être importante, ce qui est dû à la venant en place de mécanismes de dissipation défavorables.

#### **III .2 Les travaux précédents**

La réponse sismique des bâtis de construction verticale en situation irrégulière, qui a fait l'objet de documents de recherche de nombreux, a commencé à attirer l'attention dans les années 1970.

Un grand nombre de document sont axées sur l'irrégularité plane qui en résulte en torsion dans les systèmes structuraux. L'Irrégularités verticales est caractérisée par des discontinuités verticales dans la distribution de la masse, la rigidité et la résistance. Très peu de recherche sont été menées pour évaluer les effets de discontinuités dans chacune de ces quantités de façon indépendante, et la majorité des études ont porté sur la réponse élastique.

Il y'a également des études détaillées sur les bâtiments irréguliers réels qui ont échoué durant les tremblements de terre (Mahin et al, 1976;.KregeretSozen, 1989).

Les premières études sur le comportement sismique des bâtiments caractérisés par des discontinuités le long de la hauteur en termes de masse, de rigidité et de résistance sont remontaient aux années 1980 [15], [16]. Dans les années nonante l'intérêt pour le comportement sismique des structures irrégulières atteint le sommet; Aranda(1984) fait une comparaison des exigences de ductilité entre set-back et des structures régulières en utilisant les mouvements du sol enregistrés sur le sol mou. Il a observé les demandes de ductilité plus élevés pour les set-back structures que pour les réguliers et a constaté que cette augmentation est plus prononcée dans les parties de la tour.

Ruiz et Diederich (1989) [11] ont étudié la performance sismique des bâtiments avec premier étage faible dans le cas du mouvement du sol unique. Ils ont étudié l'influence de la discontinuité de résistance latérale sur la demande de ductilité à la première étage sous l'action de l'enregistrement d'accélérapportn avec une accélérapportn maximale du sol le plus grand, obtenue sur le sol mou dans la ville de Mexico lors du séisme au Mexique du 19 Septembre 1985. Une étude paramétrique a été réalisée pour des bâtiments de 5 et 12 étages avec premier étage faible, et avec remplissage en mur fragile dans les étages supérieurs, dans certains cas et dans d'autres ductiles. Les périodes fondamentales de ces bâtiments étaient de 0,67 et 1,4s respectivement. Ils ont noté que le comportement de la faiblesse des bâtiments aux premiers étages dépend en grande partie sur le rapport entre les périodes dominantes d'excitation et de réponse, les résistances des étages supérieurs et le premier, et sur le coefficient sismique utilisé pour la conception. Le rapport des périodes dominantes de la réponse et l'excitation a été trouvé être étroitement liée à la formation de l'articulation plastiques, cédant ou l'échec des murs de remplissage, et aux temps de leur occurrences.

En 1994 Groupe de travail sur huit a été établi sous les auspices de l'Association européenne de génie parasismique (EAEE) avec le mandat d'étudier les «comportement sismique des irréguliers et Ouvrages complexes ».

Une enquête large paramétrique sur le comportement sismique des structures de portiques irrégulière dans l'élévation a été récemment réalisée par Al-Ali et Krawinkler [11]. Type de cisaillement plan avec des discontinuités en termes de masse, la rigidité et la force ont été prises en compte. Les résultats montrent que les irrégularités grande partie de la distribution de masse provoquent des variations négligeables en termes de dérives entre les étages et les exigences de ductilité par rapport au scénario de référence régulière, au contraire, un grand mou étages, en raison des variations de rigidité importante, les causes, à son niveau, incréments des dérives entre les étages; celles-ci représentent, selon les auteurs, un indice fiable des dommages structurels et non structurels. Enfin, comme conséquence d'une distribution de forces irrégulières dues à des augmentations plus ou moins grande sou des réductions à un étage de certains par rapport à la distribution régulière, de grandes variations en ce qui concerne le cas régulier de la demande de ductilité associée à des incréments de la dérives entre les étages et dissipée l'énergie ont été observées.

Le développement de la recherche scientifique au cours de l'année a déterminé le développement contemporain des codes internationaux sismique. Dans la suite de l'Eurocode8

(CEN [7]) et l'Uniform Building Code (UBC [17]) des dispositions relatives aux irrégularités de masse, sont brièvement présentés.

L'Eurocode 8 (EC8) fournit trois critères de la régularité en élévation. Tous d'entre eux doivent être simultanément remplies pour que la définition d'un bâtiment comme régulière: tous les systèmes de résistance aux charges latérales fonctionner sans interruption de leurs fondations au sommet du bâtiment; la rigidité latérale et la masse des différents étages demeurent constante ou réduisent progressivement, sans changements brusques, de la base au sommet; dans les bâtiments encadrent le rapport de la résistance réelle étages à la résistance exigée par l'analyse ne devrait pas varier de façon disproportionnée entre les étages adjacents. L'analyse multimodale et une réduction de 20% du facteur de comportement (Q) sont prescrites pour la conception de structures, qui ne respectent pas les critères susmentionnés. Même si elles sont clairement définies d'un point de vue qualitatif, ces critères ne sont pas quantitativement définis et par conséquent ne semblent pas objectives.

Au contraire, l'Uniform Building Code(UBC) offre un «quantitative" critères de définition des irrégularités structurelles. Ces critères, concernant les types examinés ici, d'irrégularité, peuvent être résumés comme suit:

- L'irrégularité de masse: la masse effective étages est râpe à 150% de la masse d'un étage adjacent;
- Irrégularité rigidité: un étage souple est défini lors de sa rigidité est moins de 70% de ce qui précède étages ou moins de 80% de la rigidité moyenne des trois étages au-dessus.
- Irrégularité force : un étage faible est défini lors de sa force est inférieure à 80% de l'étage au-dessus.

Quelques études disponibles donnent la possibilité de vérifier la fiabilité des critères de code pour les dispositions de conception et de la régularité connexes. Une évaluation des dispositions de conception prescrites par l'UBC a été récemment réalisée par Valmundsson et Nau [18]. Les auteurs ont analysé le comportement sismique des bâtiments en charpentes « Seismicresponse of building frames with vertical structural irregularities » selon les dispositions précitées, étaient dans une condition de seuil entre la régularité et d'irrégularité. Les résultats obtenus ont permis de conclure que les critères de l'UBC sont pas bien équilibrés et donc une évaluation des nouvelles méthodes plus fiables sont nécessaires.

Par ailleurs les auteurs ont souligné la grande sensibilité de la réponse aux distributions de la force irrégulière.

Récemment Magliulo et al [19] ont étudié le problème de la détermination des critères quantitatifs pour la régularité. Concernant l'irrégularité de masse, ils ont remarqué que les grandes variations de la distribution de masse dans l'élévation provoquer des modifications négligeables de la réponse sismique par rapport au scénario de référence régulièrement. Sur la base des résultats obtenus sur les bâtiments en charpentes avec des irrégularités de rigidité, une alternative au critère celles qui existent déjà été proposé, caractérisé par l'évaluation des dérives entre les étages obtenus par analyse élastique. Enfin, la haute sensibilité de la réponse à des distributions des forces irrégulières et le manque de fiabilité des critères quantitatifs fournis par l'UBC ont été confirmés.

### **III.3 Conclusion**

En conclusion, il y a nombre important d'études de recherche qui ont étudié les effets des irrégularités verticales. Une grande partie des études évalue seulement le comportement élastique des structures irrégulières. La plupart des études portent sur l'étude de deux types d'irrégularités verticales: set-back et la faiblesse des structures de premiers étages souples.

## CHAPITRE IV

### DESCRIPTION DES BATIMENTS

#### IV.1 Introduction

L'objet de ce chapitre est de donner, en premier lieu, un état actuel des connaissances sur les structures irrégulières de génie civil, en passant par un rappel sur leurs différentes formes de configurations et des études menées antérieurement sur leur comportement. En deuxième lieu une présentation sur les différents structure étudier.

#### IV.2 Irrégularité verticale

La configuration de type "irrégulière en élévation" affecte les réponses à divers niveaux et dans lesquels elle engendre des charges dont la distribution est différente de manière significative de celle déduite à partir de la méthode statique équivalente. Par définition, un bâtiment dont la structure est formée par des portiques à moments résistants, est classé irrégulier en élévation si l'un de ses étages est plus grand que les étages adjacents et si les dimensions ne compensent pas la diminution de la rigidité normalement produite [20].

Les exemples d'irrégularités verticales possibles sont illustrés par **la figure IV.1**.

Un bâtiment est classé comme irrégulier si le rapport de la masse à la rigidité dans des étages adjacents diffère de façon significative. Ceci se produit lorsqu'une masse très importante, telle une piscine ou un parking, est placée dans un étage [20]

Un autre type d'irrégularité verticale peut être créé par une dissymétrie de géométrie par rapport à l'axe vertical du bâtiment. De même, un bâtiment possédant une symétrie de géométrie par rapport à l'axe vertical peut être également classé comme irrégulier à cause des significatifs retraits horizontaux, dans un ou plusieurs étages, de ses éléments verticaux de son système de résistance aux charges latérales. Un retrait d'étage est considéré significatif si le rapport de la plus grande dimension à la plus petite est supérieur à 130% (RPA 2003). Egalement, un bâtiment peut être

supposé irrégulier si la plus petite dimension se trouve au-dessous de la plus grande, créant ainsi l'effet de la pyramide inversée [20].

Les irrégularités dues aux étages faibles apparaissent lorsque la résistance d'un étage par rapport à la demande de la résistance latérale est significativement plus faible que celle de l'étage supérieur. Les bâtiments comportant ce type de configuration tendent à développer tout leur comportement inélastique dans l'étage faible. Il en résulte un changement significatif dans l'état de déformation du bâtiment dans lequel le tremblement de terre engendre des déplacements excessifs dans l'étage faible. Cela peut entraîner des dommages extrêmes dans cet étage allant même jusqu'à l'instabilité et la ruine totale du bâtiment [20].

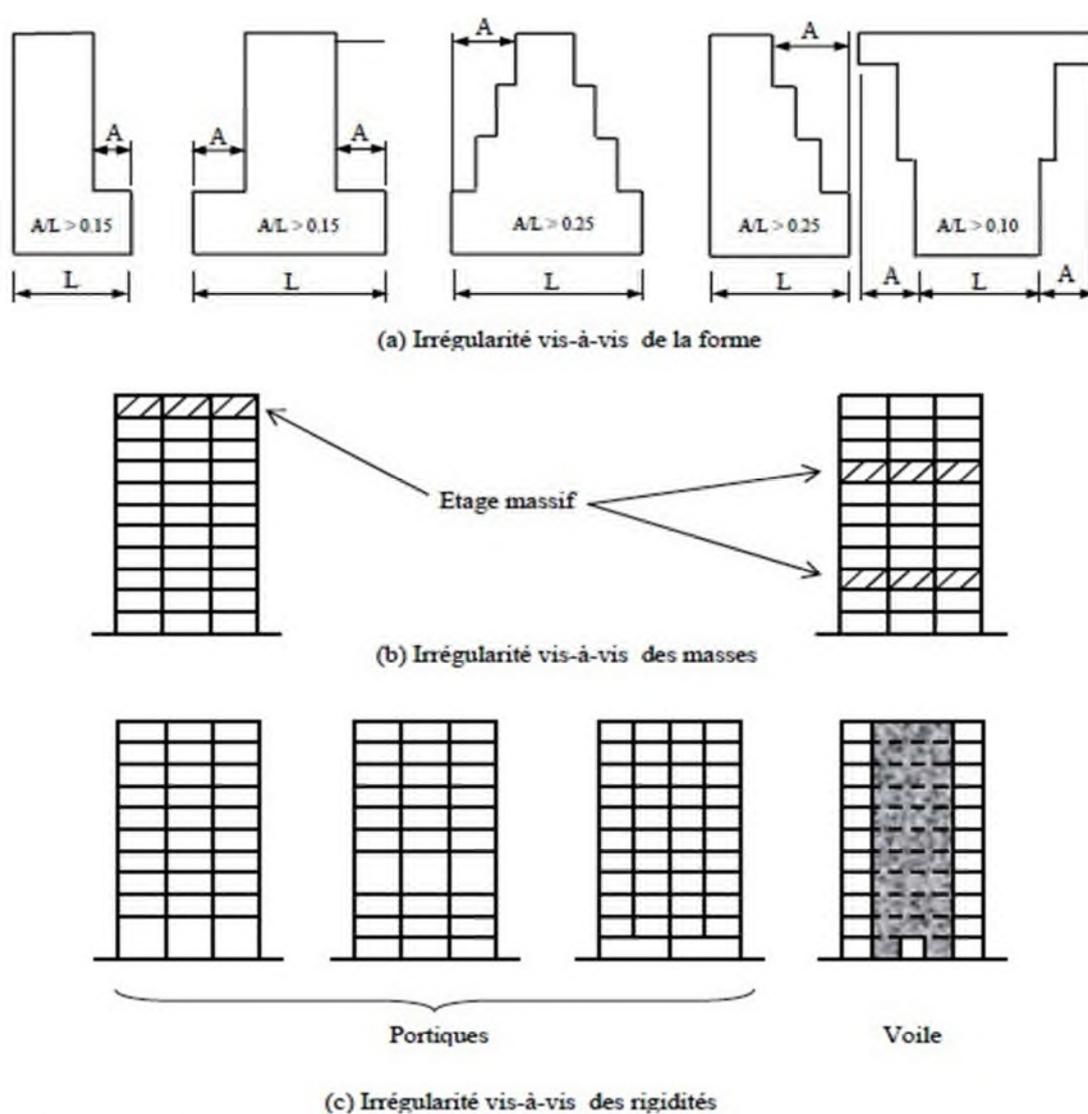


Figure IV.1 : Différents types d'irrégularité en élévation [20].

D'après les règlements parasismiques, les irrégularités structurales verticales pouvant affectées de manière défavorable la résistance sismique d'un bâtiment sont classées en cinq types [20] :

#### **IV.2.1. Irrégularité de la rigidité (étage souple)**

Cette irrégularité résulte lorsque un ou plusieurs étages sont significativement plus souples (soumis à de grandes déformations) que les étages situés juste au-dessus. Un étage souple est par définition celui dont la rigidité latérale est moins que 70% de celle de l'étage situé juste au-dessus ou moins que 80% de la rigidité moyenne des trois étages situés au-dessus [20] et (L'Uniform building code UBC).

#### **IV.2.2. Irrégularité du poids (masse)**

Cette irrégularité existe quand la masse effective (poids divisé par l'accélération de la pesanteur) d'un étage est substantiellement plus grande (supérieure à 150%) que celle de l'étage adjacent. Le dernier étage (le toit) qui n'est pas aussi chargé que l'étage situé juste au-dessus n'a pas besoin d'être considéré [20].

#### **IV.2.3. Discontinuité verticale de la capacité (étage faible)**

Cette discontinuité se présente lorsque la résistance d'un étage est significativement plus faible (inférieure à 80%) que celle d'un étage situé juste au-dessus. La résistance d'un étage est définie comme étant la résistance totale de tous les éléments résistants aux actions sismiques qui participent à l'effort tranchant d'étage dans la direction considérée [20].

#### **IV.2.4. Discontinuité en plan des éléments verticaux de résistance aux charges latérales**

Cette discontinuité apparaît quand les éléments résistants aux forces latérales (portiques résistants aux moments, murs de cisaillement, portiques à palés) ne présentent pas une forme continue d'un étage à un autre ; ou lorsqu'un retrait en plan des éléments résistants au charge latérale est plus grand que la longueur de ces éléments [20].

### IV.2.5. Irrégularité verticale de la géométrie

Celle-ci existe quand la dimension horizontale du système de résistance aux charges latérales à un étage donné est supérieure à plus de 130% de celle de l'étage adjacent.

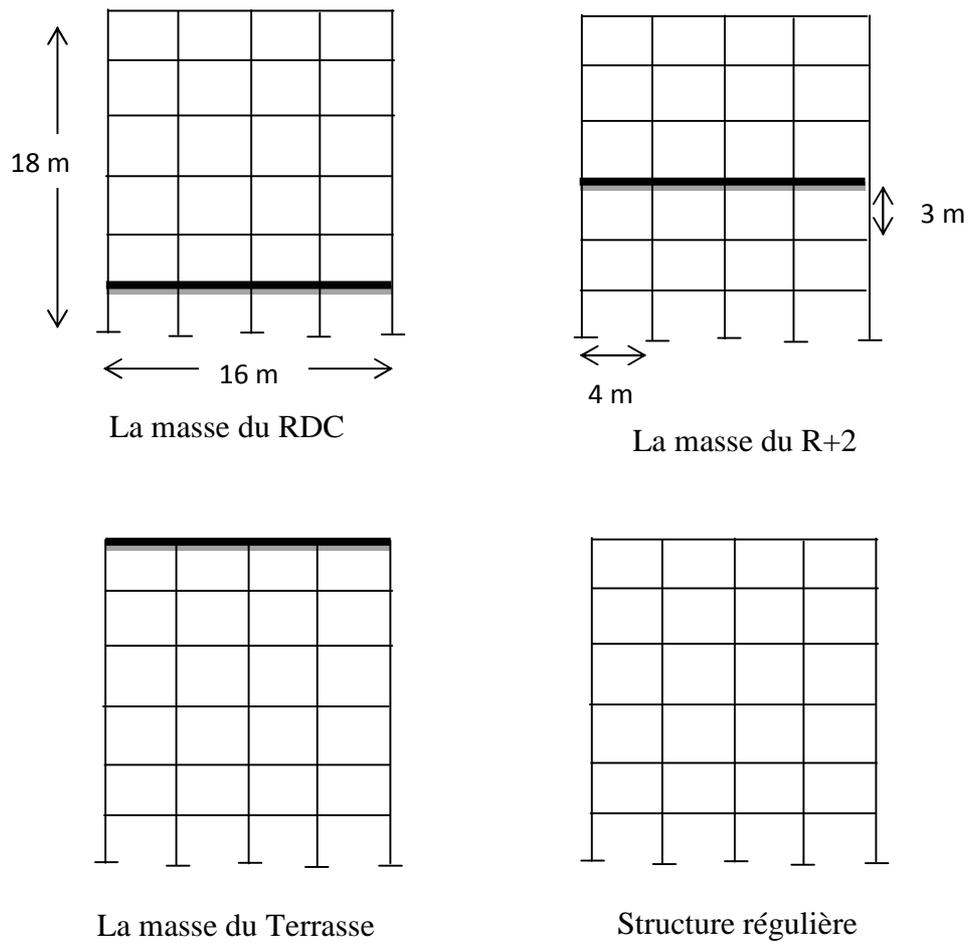
Par ailleurs, les irrégularités de formes, de contreventement et de répartition de masses engendrent en plus des efforts de torsion des majorations d'efforts sismiques par le jeu du coefficient de comportement et par la prise en compte de la combinaison des efforts dans deux directions perpendiculaires [20].

## IV.3 Description des bâtiments et des modèles analytiques

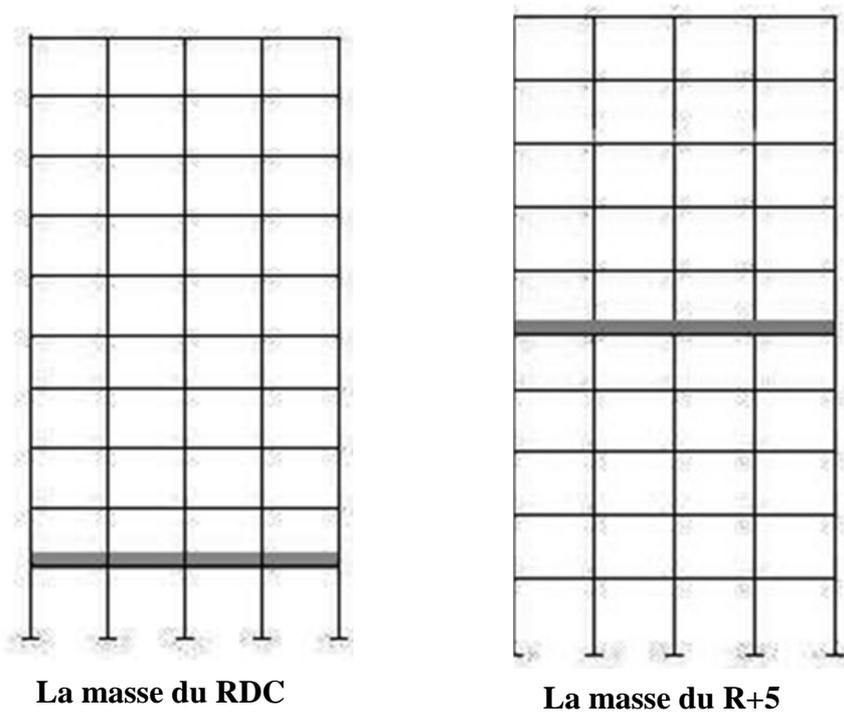
Pour cette étude on a choisi l'**Irrégularité du poids (masse)** ; Dans la suite du comportement sismique des cadres de cisaillement type plan caractérisé par cinq (5) et dix (10) étages est analysé. Pour chaque type de châssis, irrégulière différentes dans la distribution en élévation de la masse, et la comparaison avec le bloc référentiel régulière. Leur géométrie est montrée dans la **figure IV.2 et IV.3**.

Afin de créer un système qui répond au premier critère, la première, troisième et sixième valeur de masses d'étage sont multipliée par (2, 2.5, 3, 4 et 5) successivement pour générer trois cas d'irrégularité de masse pour la structure R+5. De façon similaire, les premières, sixième et onzièmes valeurs de masse d'étage sont multipliée par (2, 2.5, 3, 4 et 5), successivement pour générer 03 cas pour l'immeuble de R+10 étages.

En conséquence, un total de 32 modèles de bâtiment verticalement irrégulier (30 pour l'irrégularité de masse et 2 bâtiments réguliers) ont été générés. **Les figures IV.2 et IV.3** présentent les différentes configurations considérées dans l'étude.



**Figure IV.2 : Bâtiment (a) de cinq étages (R+5) Augmentation de la masse des trois planchers déférents et un modèle référence**



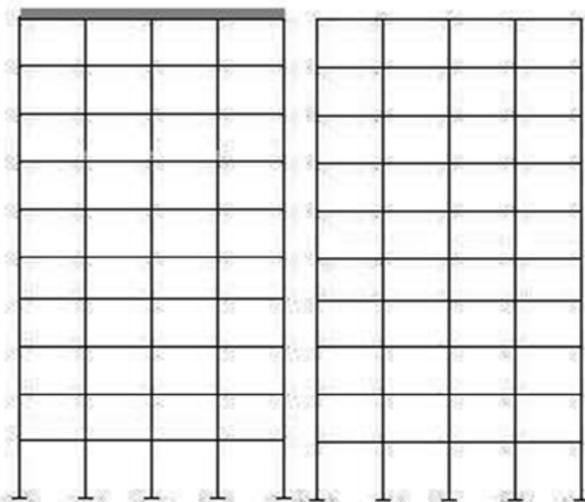


Figure IV.3 : Bâtiment (b) de dix étages (R+10) Augmentation de la masse des trois planchers déferents et un modèle référence

IV.4 Variantes étudiée

Var	Masse des planchers à modifier	%
1	Bloc Réf	
2	RDC	100%
3	R+2	100%
4	TERR	100%
5	RDC	150%
6	R+2	150%
7	TERR	150%
8	RDC	200%
9	R+2	200%
10	TERR	200%
11	RDC	300%
12	R+2	300%
13	TERR	300%
14	RDC	400%
15	R+2	400%
16	TERR	400%

Structure R+5

Variante	Masse des planchers à modifier	%
1	Bloc Réf	
2	RDC	100%
3	R+5	100%
4	TERR	100%
5	RDC	150%
6	R+5	150%
7	TERR	150%
8	RDC	200%
9	R+5	200%
10	TERR	200%
11	RDC	300%
12	R+5	300%
13	TERR	300%
14	RDC	400%
15	R+5	400%
16	TERR	400%

Structure R+10

Tableau IV.1 : Les variantes étudié

### IV.5 Méthodologie de travail

Pour ces deux structures nous avons fait deux (02) analyses différentes :

- 1- Etude dynamique (linéaire).
- 2- Etude non-linéaire (PUSHOVER).

Pour chaque étude nous avons comparés les structures étudiées par des paramètres telle-que :

- 1- Etude dynamique (linéaire):
  - Le déplacement du plancher (par les graphes du déplacement).
  - Déplacement inter-étage.
  - La période.
  - La participation des masses du plancher.
- 2- Etude non-linéaire (PUSHOVER) :
  - Déplacement inter étages maximal ( $\mathbf{D}_{\max}$ ).
  - Demande en ductilité ( $\mu_D$ ). (Degré de pénétration dans le domaine plastique).
  - Raideur de la structure au point de performance ( $\mathbf{K}_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $\mathbf{I}_d$ ).
  - Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (Poutres, poteaux).

### IV.6 Conclusion

Les irrégularités en élévation constituent, avant tout, une irrégularité très courante dans les constructions modernes. Ils consistent en une voire plusieurs réductions de la surface de l'étage sur la hauteur du bâtiment et sont introduits pour plusieurs raisons (éclairage, esthétique, exigences de programmation etc...). Ces discontinuités de géométrie, de masse et de rigidité peuvent, si elles sont importantes, donner naissance à de sérieuses concentrations de contraintes au niveau de la discontinuité.

## CHAPITRE V

### ANALYSE LINEAIRE ET NON LINEAIRE DES STRUCTURES

#### V.1. Introduction

Pour faire une évaluation, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates et les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires complexes telles que l'analyse pushover statique. Ceci l'analyse pushover est un moyen relativement simple pour explorer la conception d'une structure.

#### V.2. Etude dynamique linéaire

##### V.2.1. Introduction

L'analyse dynamique est une étape primordiale dans l'étude des ouvrages de génie civil, surtout si ces derniers sont implantés dans des zones de forte sismicité.

Nous proposons de faire une étude comparative entre les périodes calculées par des formules empiriques proposées par le Règlement Parasismique Algérien 99 et celles données par le logiciel de calcul des structures SAP2000 v15.

L'analyse dynamique est basée sur le principe des Vibrations Libres Non Amorties (VLNA), elle permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat de calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation des masses.

##### V.2.2. Caractéristiques dynamiques

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. Son équation est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = 0 \quad (V. 1)$$

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{Ẍ} : Vecteur des accélérations relatives.

{X} : Vecteur des déplacements relatifs.

Les valeurs d'est {X} et {Ẍ}est donnée par les expressions suivants :

$$\{X\} = \{A\} \sin(w \times t + \beta) \tag{V.2}$$

$$\{Ẍ\} = -w^2 \times \{A\} \sin(w \times t + \beta) \tag{V.3}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$[K] - w^2 \times [M] = 0 \tag{V.4}$$

La résolution de cette équation appelée « caractéristique » permet de déterminer les périodes, fréquences et modes propres de la structure.

Les solutions  $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$  représentent les pulsations propres des « n » modes de vibrations.  $\omega_1$  présente le mode fondamental donc :  $(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n)$  ou bien

$$(T_1 > T_2 > \dots > T_n)$$

$$T_i = 2 \times \frac{\pi}{w_i} \tag{V.5}$$

$T_i$  : en (s) désigne la période de la structure

$F_i$  en (Hertz) désigne la fréquence :

$$F_i = \frac{1}{T_i} \tag{V.6}$$

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (2,50 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1) \right] & \Rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,50 \cdot \eta (1,25 \cdot A) \frac{Q}{R} & \Rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \frac{Q}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,50 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) & \Rightarrow 3\text{s} \leq T \end{cases} \tag{V.7}$$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone =0.25

R : coefficient de comportement global =4.

$$Q : \text{facteur de qualité } Q = 1 + \sum_1^6 P_q . = 1 \quad (\text{V.8})$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \quad (\text{V.9})$$

$\zeta$  : Pourcentage d'amortissement critique.

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

### V.2.3-Estimation de la période fondamentale de la structure

D'après l'article 4.2.4 RPA99 la valeur de la période fondamentale est calculée suivant les formules empiriques :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T * h_N^{3/4} \\ 0.09 * h_n / \sqrt{D} \end{array} \right. \quad \text{RPA article 4.2.4} \quad (\text{V.10})$$

Avec:

➤  $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (R.P.A99 modifié 2003)  $C_T = 0,05$  (contreventement assuré par des voiles en béton armé)

➤  $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  $h_N = 33 \text{ m}$

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

$$D_x = 16 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.894 \text{ s}$$

$$D_y = 16 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.894 \text{ s}$$

### V.2.4-Analyse par SAP 2000 (Structure Analysis Programs)

SAP 2000, est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

Il offre des possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en Béton armé et en charpente métallique.

### V.2.5 -Comparaison des modes propres

#### a) Limitation de la période

Selon l'article 4-2-4 du RPA 99, les valeurs de  $T$  calculées à partir des méthodes empiriques (SAP2000), Ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

#### b) Limitation la participation de masse des plancher

Selon l'article Art 4.3.4 du RPA 99 modifié 2003, la participation des masses du plancher doit être supérieure à 90%.

#### c) Limitation des déplacements relatifs

Selon l'art (4-43) du R.P.A.99, le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit  $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$  (V.11)

Avec :

$\delta_K$  : déplacement du aux force sismique  $F_i$  y compris l'effort de torsion

$R$  : Coefficient de comportement de la structure  $R = 4$

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

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

**Ce déplacement ( $\Delta_k$ ) ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.**

## V.3.Etude statique non linéaire PUSHOVER

### V.3.1 Introduction

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. La méthode d'analyse de type "PUSHOVER", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "PUSHOVER"), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement

post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité [21], [22].

L'effort tranchant a été le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des bâtiments. L'ingénieur calcule la sollicitation (la force) provoquée par un séisme donné (ou plusieurs) à la base de la structure, et la compare avec la résistance de ce bâtiment. Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle (c.-à-d. avec des coefficients de pondération), afin de garder la conception dans le domaine élastique. Alors que dans le domaine post - élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments, aussi, il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande dépendant ainsi du comportement de chaque composant [21] [22].

De cette manière, l'endommagement est plus sensible, en général, au déplacement qu'à la force. Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, tels que la méthode «de la sécante» ou l'analyse «time – history » non linéaire [21] [22].

Toutefois, les deux méthodes sont relativement complexes pour un usage généralisé.

Pour faciliter l'accès à ce type d'analyse, plusieurs approches simplifiées ont été développées, telles que la méthode des **coefficients de déplacement**, du **déplacement équivalent** ou encore du **spectre de capacité** [4] [21] [22] [23]. (Dans cette étude, nous allons développer les courbes moyennes de capacité pour une construction dans le but d'appliquer la méthode PUSHOVER afin d'estimer l'état d'endommagement du bâtiment).

### V.3.2 La Méthode PUSHOVER

#### V.3.2.1 Définition de l'analyse PUSHOVER

L'analyse 'PUSHOVER' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [21] [24]. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir **figure V.1**) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [21].

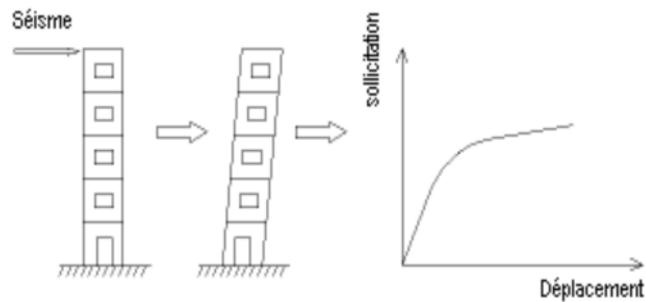


Figure V.1 : Signification physique de la courbe de capacité.

D'après la **figure V.2** on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement [21].

a) **Le premier niveau** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement) [21].

b) **Le deuxième niveau** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer [21].

c) **Le troisième niveau** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. **Au-delà de ce niveau**, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance [21].

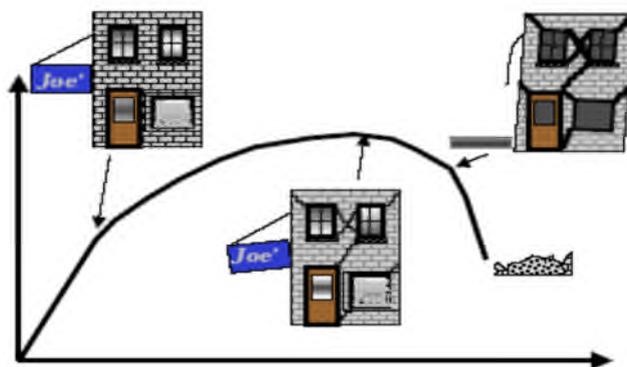


Figure V.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.

### V.3.2.2 But de l'analyse PUSHOVER

Le but de l'analyse PUSHOVER est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure [34].

L'analyse PUSHOVER est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [1] [21], on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol [34].
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement [34].
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure [34].
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes [34].
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique [34].
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [34].

### V.3.3 Hypothèse

L'hypothèse de base commune entre toutes les approches, est que la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par une forme de vecteur  $\{\psi\}$  qui reste constante durant le mouvement.

### V.3.4 Mise en équation

Le vecteur de déplacement relatif  $x$  sous la forme :

$$x = \{\psi\}x_t \quad (\text{V.12})$$

( $x_t$  : Déplacement au sommet de la structure).

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M]\{\psi\}\ddot{x}_t + [C]\{\psi\}\dot{x}_t + \{f\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (\text{V.13})$$

[M] : matrice de masse.

[C] : matrice d'amortissement.

{f} : vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

$\ddot{x}_g$  : L'accélération du sol.

$x^*$  : sera noté comme étant le déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent, donné par l'expression suivante :

$$x^* = \frac{(\{\psi\}^T[M]\{\psi\})}{\{\psi\}^T[M]\{1\}} x_t \quad (\text{V.14})$$

En multipliant l'éq. (1) par  $\{\psi\}^T$ , et en utilisant l'éq. (V.2), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^*\ddot{x}^* + C^*\dot{x}^* + f^* = -M^*\ddot{x}_g \quad (\text{V.15})$$

$M^*, C^*, f^*$  désignent les propriétés du système équivalent et elles sont données par les formules suivantes avec  $\{\psi_n = 1\}$  ; n : niveau du toit :

$$M^* = \{\psi\}^T[M]\{1\} \quad (\text{V.16})$$

## V.4 Application de la méthode PUSHOVER sur une structure en béton armé

### V.4.1 Introduction

La méthode PUSHOVER qui a été décrite, qui se base sur l'augmentation de la charge jusqu'à ce que les modes de ruine apparaissent. Dans cette partie nous allons essayer de vérifier la validité de cette méthode qui sera illustrée par un exemple d'une structure en béton

armé et de définir son point de performance ainsi le déplacement des rotules si en multiple la masse du plancher par (2.0/2.5/3.0/4.0/5.0).

Ainsi nous avons pris deux types de structure différent (R+5 ; R+10).

## V.4.2 Description de la structure

### V.4.2.1 La structure R+5

Il s'agit d'une structure R+5 en béton armé, dalles en corps creux de 20 cm d'épaisseur, les dimensions des poutres principales sont de (40x30) cm et les poutres secondaires sont de dimensions de (35x30) cm, ainsi les poteaux sont de section (80x80) cm<sup>2</sup> dans le RDC et 1<sup>ère</sup> étage ;(60x60)cm<sup>2</sup> les autres étages, la hauteur de chaque niveau est de 3m.

### V.4.2.2 La structure R+10

Il s'agit d'une structure R+5 en béton armé, dalles en corps creux de 20 cm d'épaisseur, les dimensions des poutres principales sont de (40x30) cm, et les poutres secondaires sont de dimensions de (35x30) cm, ainsi les poteaux sont de section (80x80) cm<sup>2</sup> dans tous les étages, la hauteur de chaque niveau est de 3m.

## V.4.3 Détermination de la courbe 'PUSHOVER'

Nous avons utilisé pour l'obtention de la courbe PUSHOVER le logiciel SAP2000 non-linéaire version15. Ce logiciel a été développé par le CSI (**Computers and Structures, Incorporation**).

En premier lieu, les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure voir **la figure V.3**

Nous allons déterminer cette courbe pour voir qu'elle est le sens le plus vulnérable.

En détermine alors la courbe de fragilité, et-elle est donnée sous forme :

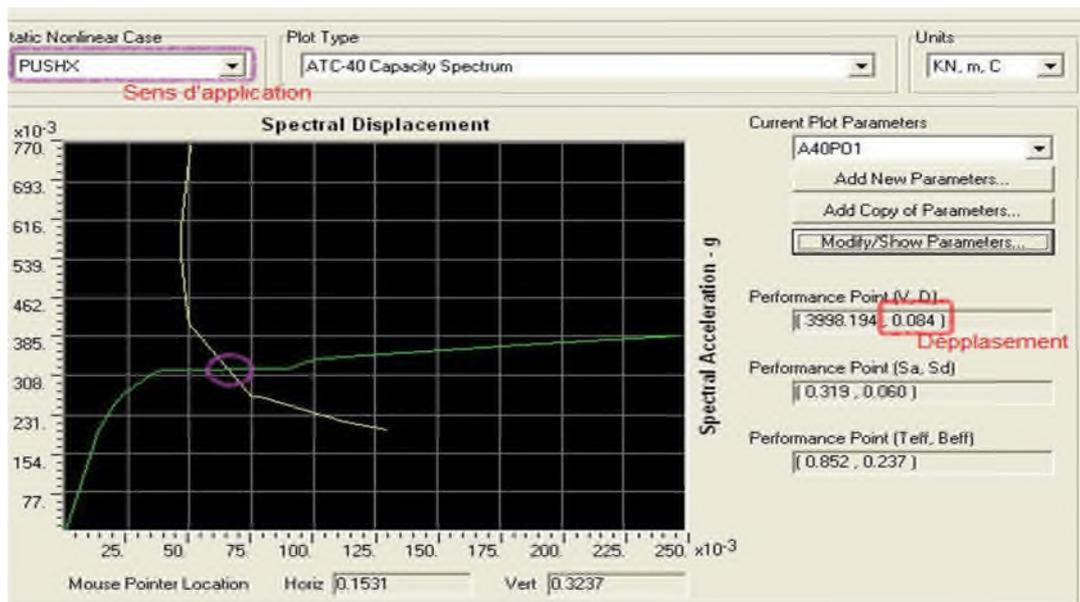


Figure V.3 : L'analyse PUSHOVER Dans le sens x-x

En plus ce logiciel nous permet de connaître la possibilité de la formation des rotules plastiques et leurs positionnements dans la structure, ce que l'on nous montre au-dessous (la figure VI.8, VI.9 et VI.10).

## V.5 Modalisation

### V.5.1 Introduction

L'analyse push over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. [21] [25]

Pour ce faire, nous utilisons le logiciel "ETABS version 9.2et Sap 2000 v15", la courbe de capacité de la structure ( $V_{base}-D_{sommet}$ ) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- **Etape 1** : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure (Etabs v9.2).
- **Etape 2** : Vérification et ferrailage de la structure (Etabs v9.2).
- **Etape 3**: Définition du comportement non linéaire des éléments (SAP 2000 v15).
- **Etape 4** : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over) (SAP 2000 v15).
- **Etape 5** : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité (SAP 2000 v15).

### V.5.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (**BAEL91**) [26], et le règlement parasismique algérien (**RPA2003**) [8], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel **ETABS v9.2**.

L'analyse linéaire élastique est basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit [27] [28]:

- **Spécification des propriétés des matériaux :**
  - Masse per unit volume (masse volumique du béton): 2.5KN/m<sup>3</sup>
  - Weight per unit volume (Poids volumique du béton) : 25 KN/m<sup>3</sup>
  - Modulus of Elasticity (Module de Young) : 32164200 KN/m<sup>2</sup>
  - Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression): 25000 KN/m<sup>2</sup>
  - Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m<sup>2</sup>

- **Modélisation géométrique de la structure :**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires "**Frame**".

- **Chargement statique de la structure (G et Q):**

En modélisant le plancher comme un élément "**Deck**", le logiciel prend en considération les charges dues au poids propres des poutrelles et de la dalle de compression, on introduit une charge additionnelle qui correspond aux :

Poids propre du corps creux, revêtement + sable+ mortier, cloisons intérieures...Etc.

Pour un plancher courant,  $G_{\text{additionnel}} = 4.88 \text{Kn/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation  $Q = 1.5 \text{Kn/m}^2$ .

Pour le calcul statique (charges verticales), la matrice de rigidité est obtenue par la superposition des contributions des différentes rigidités des barres et des éléments constituant la structure. Le vecteur force est composé des charges externes réparties aux nœuds de la structure.

L'analyse statique d'une structure implique la résolution du système d'équations linéaires représentée par :

$$\{F\} = [K]\{u\} \quad (\text{V.18})$$

**Avec :**

$[K]$ : Matrice de rigidité.

$\{F\}$ : Vecteur des charges appliquées,

$\{u\}$ : Vecteur des déplacements résultant de l'application de  $\{F\}$ .

- **Définition de l'analyse dynamique (E):**

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

Analyse modale :

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure.

Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée :

$$[K - \omega^2 M]\{\emptyset\} = \mathbf{0} \quad (\text{V.19})$$

**Avec :**

$\mathbf{K}$  : Matrice de rigidité généralisé

$\mathbf{M}$  : Matrice Masse généralisé

$\mathbf{W}^2$  : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\emptyset\}$  Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

### Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $\mathbf{S}_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $\mathbf{T}$ .

Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

#### Pour chaque mode

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

#### Pour chaque direction

Les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol sont données par:

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m}_x \ddot{u}_{gx}(t) + \mathbf{m}_y \ddot{u}_{gy}(t) + \mathbf{m}_z \ddot{u}_{gz}(t) \quad (\text{V.20})$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète **CQC (Complète Quadratic Combination)** ou **SRSS**.

- **Masses sismiques**

La masse sismique du plancher considéré dans l'analyse dynamique est égale à :

$$M_i = \frac{W_{GI} + 0.2W_{QI}}{g} \quad (\text{V.21})$$

- **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations sont :

Combinaisons aux états limites [26]:  $ELU : 1.35G+1.5Q$  (V.22)

Combinaisons accidentelles du RPA [8]:  $G+Q\pm 1.2E$  (V.23)

$0.8G\pm E$  (V.24)

- **Diaphragme**

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.

- **APPUIS**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.

La phase de modélisation de la structure est **terminée**, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur ''**Run analysis**''.

### V.5.3 Vérification et ferrailage de la structure

Avant de passer au ferrailage de la structure, **les vérifications suivantes** doivent être effectuées [8]:

**Art 4.3.4 RPA 2003** : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins **90 %** de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

**Art 4.3.6 RPA 2003** : la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **VMSE** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Art 5.10 RPA 2003** : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

### V.5.4. Définition du comportement non linéaire de la structure

#### V.5.4.1. 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 est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier [29].

Des rotules de type moment (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P), Torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM) [30].

Pour nos 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**), cisaillement (**Default V2**).
- **Poteaux** : Rotules de flexion (**Default PMM**), cisaillement suivant axe 2-2 (**Default V2**), cisaillement suivant axe 3-3 (**Default V3**).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40 [22]** et **FEMA 273 [31]**.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation. (**Figure V.4**)

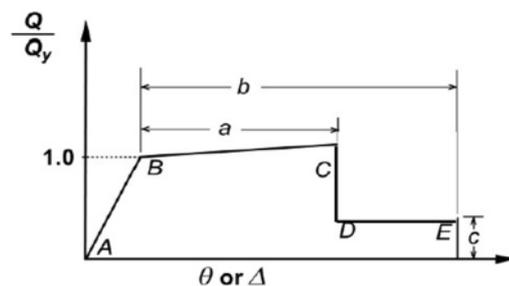


Figure V.4 : Loi de comportement utilisée par le logiciel SAP [33].

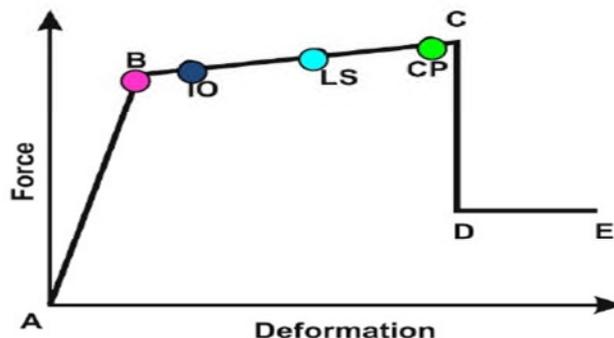
Le **segment A-B** représente la phase élastique de la section, le **point C** correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance). (**Segment C-D**) [32] [33].

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (**Point E**) correspondant à la ruine de la section [33].

Les valeurs des points (a, b, c) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions, ferrailage) [22] [33], elles sont déterminés par le logiciel en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273 [31].

- **Niveaux de dommages :**

Le règlement **FEMA 273** [31] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (**Figure V.5**).



**Figure V.5: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages [33].**

Au niveau **IO (Immediate Occupancy)**, les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale [33].

Au niveau **LS (Life Safety)**, la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur [33].

Au niveau **CP (Collapse Prévention)**, la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre [33].

Les déformations (**IO, LS, CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain Fema 273 [31] [33].

### V.6. Définition du chargement de l'analyse push over

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé") [33].

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. [24] [29] [33]

En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : Charges gravitaires) [33].

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement "B" soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement "A" définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse push over sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires [33].

#### V.6.1 Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires

L'analyse est effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement définie correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques :  $(G+0.2Q)$  [33].

#### V.6.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales

L'analyse consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne le déplacement cible ou que la structure devienne instable [33].

La distribution des forces latérales est proportionnelle à l'allure du mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique suivant la direction (xx) (Mode 2 : 73%).

**V.7 .Conclusion**

L'analyse pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

## CHAPITRE VI

### DISPOSITION OPTIMALE DE LA MASSE DE PLANCHER

#### VI.1 Introduction

La masse des plancher dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des masses permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les masses.

L'objectif de ce chapitre est d'exposer une méthode qui permet de rechercher la disposition optimale des masses du plancher en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition de masses du plancher.

Pour ce faire, nous avons considéré une structure régulière de dimensions (**16mx16m**), de hauteur (**R+5 (18m) et R+10 (33m)**), plusieurs dispositions de masse du plancher seront étudiées, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse push over seront utilisés comme critères de comparaison pour déterminer **la disposition optimale des masses d'une structure**.

#### VI.2 Les critères de comparaisons entres les variantes étudiées

Aux termes des analyses linéaires des critères de comparaisons sont définis par le RPA 2003 comme suit :

1. La période de la structure.
2. La somme des masses modales.
3. Déplacements inter étages.
4. Déformation de la structure.

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

1. Déplacements inter étages maximal (**Dmax**).
2. Demande en ductilité ( $\mu_D$ ). (Degré de pénétration dans le domaine plastique).
3. Raideur de la structure au point de performance (**Kp**) et indicateur de dégradation global de la structure (**Id**).
4. Mécanisme de ruine et états de dégradation des éléments structuraux (Poutres, poteaux).

Pour chaque critère de comparaison, nous procéderons à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme la variante optimale.

### VI .3. Etude de la structure (R+10) variante 4

#### VI.3.1. Description de la structure

La structure étudiée est un bâtiment en (**R+10**) à usage d'habitation, la hauteur d'étage est de **3m** et les dimensions en plan sont de (**16m x 16m**).

Le bâtiment est implanté sur un sol ferme de classe (**S2**), situé dans une zone à forte sismicité (**Zone III**), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à **0.25g**.

Les planchers ont une épaisseur de **20cm** (Corps creux+ dalle de compression), le béton est de classe **C25**, et les aciers **Fe E400**.

Les charges statiques considérées sont les charges dues au poids propre du plancher ( $G=4.88\text{KN/m}^2$ ), et la surcharge d'exploitation  $Q=1.5\text{KN/M}^2$ .

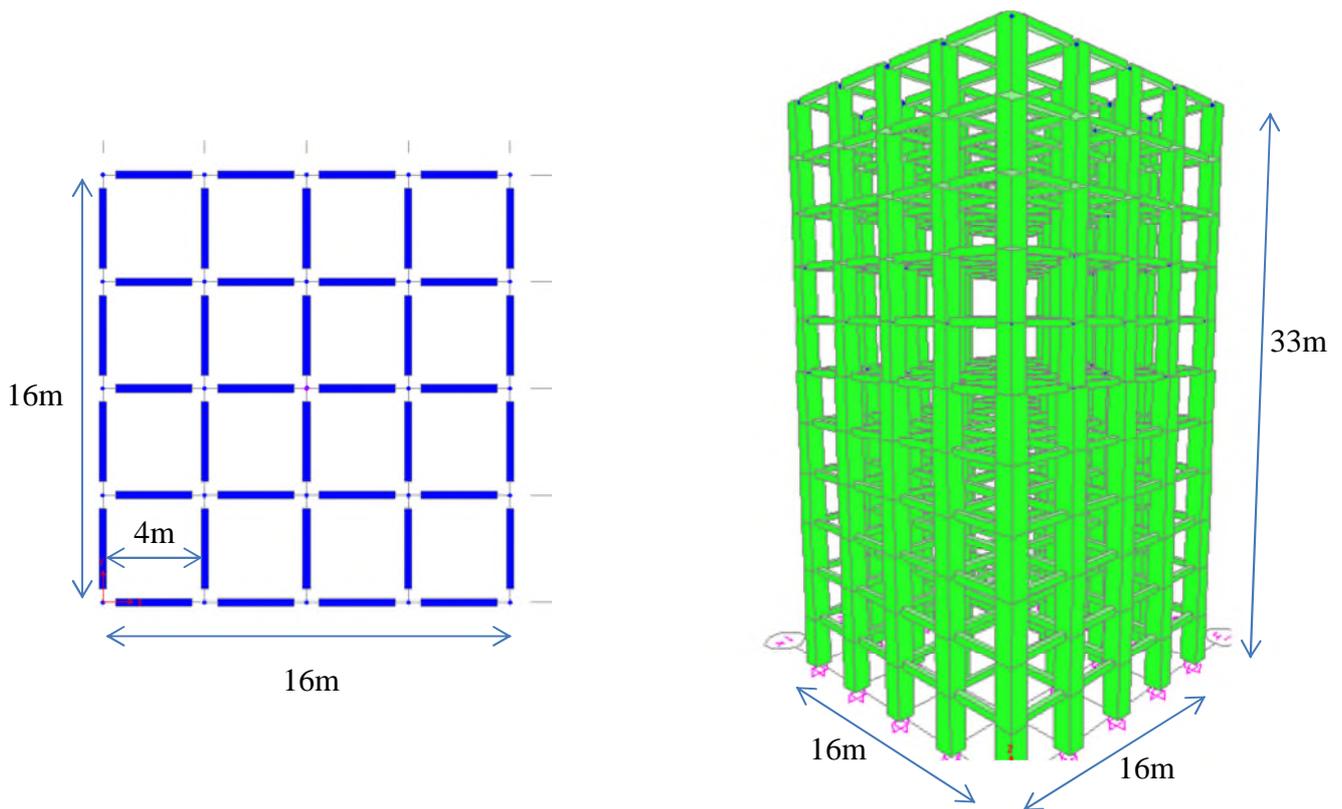


Figure VI.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure

### VI.3.2. Dimensionnement de la structure

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (**BAEL91**) [26] et le règlement parasismique algérien (**RPA2003**) [8] sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel **ETABS**.

### VI.4. Analyse dynamique non linéaire de la variante 4 (Masse terrasse x100%) (Exemple d'application)

#### VI.4.1. Pré dimensionnement de la structure

La structure est dimensionnée et vérifiée selon le code de béton aux états limites(**BAEL91**) [26] et le règlement parasismique algérien (**RPA2003**) [8] sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel **ETABS**.

- **Poteaux : 80x80cm<sup>2</sup>**
- **Poutres : Poutres secondaires 35x30 cm<sup>2</sup> ; Poutres principales 40x30 cm<sup>2</sup>**

## VI.4.2. Vérification du comportement dynamique :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
	Sec						
1	<b>0,932106</b>	<b>62,74%</b>	0,00%	0,6274	1,656E-06	3,042E-14	<b>0,15428</b>
2	<b>0,886058</b>	0,00%	<b>64,06%</b>	0,6274	0,6406	1,431E-08	<b>0,22664</b>
3	0,685873	2,12%	0,00%	0,64858	0,6406	1,431E-08	0,25255
4	0,338158	18,34%	0,00%	0,83196	0,6406	1,431E-08	0,07778
5	0,334238	0,00%	19,92%	0,83196	0,83975	4,842E-08	0,07037
6	0,273019	0,14%	0,00%	0,83333	0,83975	4,842E-08	0,06627
7	0,177898	4,75%	0,00%	0,8808	0,83976	4,842E-08	0,01408
8	0,177692	0,00%	4,46%	0,88081	0,88431	6,476E-08	0,01536
9	0,144867	0,08%	0,00%	0,8816	0,88431	6,476E-08	0,00868
10	0,104704	2,29%	0,00%	0,90445	0,88431	6,477E-08	0,00476
11	0,103146	0,00%	1,94%	0,90445	0,90375	9,772E-08	0,00689
12	0,087034	0,02%	0,00%	<b>0,90461</b>	<b>0,90375</b>	9,772E-08	0,00473

Tableau VI.1: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

## VI.4.3. Vérification Art 4.2.4RPA 2003 (période)

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques données par RPA99.

Selon l'article 4-2-4 du RPA 99, les valeurs de T calculées à partir des méthodes empiriques (**SAP2000**), Ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T_x (\text{empirique})=0.688 \times 1.3=0.894 > T_x (\text{SAP})=0.932 \dots\dots\dots\text{condition non vérifié.}$$

## VI.4.4. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à **90 %** de la masse totale de la structure.

Direction xx : 12 modes (**90.46%** de la masse sismique de la structure)

Direction y-y : 12 modes (**90.37%** de la masse sismique de la structure)

#### VI.4.5. Vérification Art 5.10 RPA 2003

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) [31] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$T_e$ : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée.

La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement – effort tranchant) [25].

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$K_e$ : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

$C_0$  : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant [25]:

Nombre d'étage	Facteur de modification $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10 +	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires	

**Tableau VI.2 :  $C_0$  : Facteur de modification**

$C_1$  : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique [25]:

$$C_1 = 1 \text{ Pour } T_e > T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1)T_0 / T_e}{R} \text{ Pour } T_e < T_0$$

$T_0$  : La période propre fondamentale.

$R$  : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W C_0}$$

$S_a$  : L'accélération spectrale

$V_y$  : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

$W$ : Poids total de la structure.

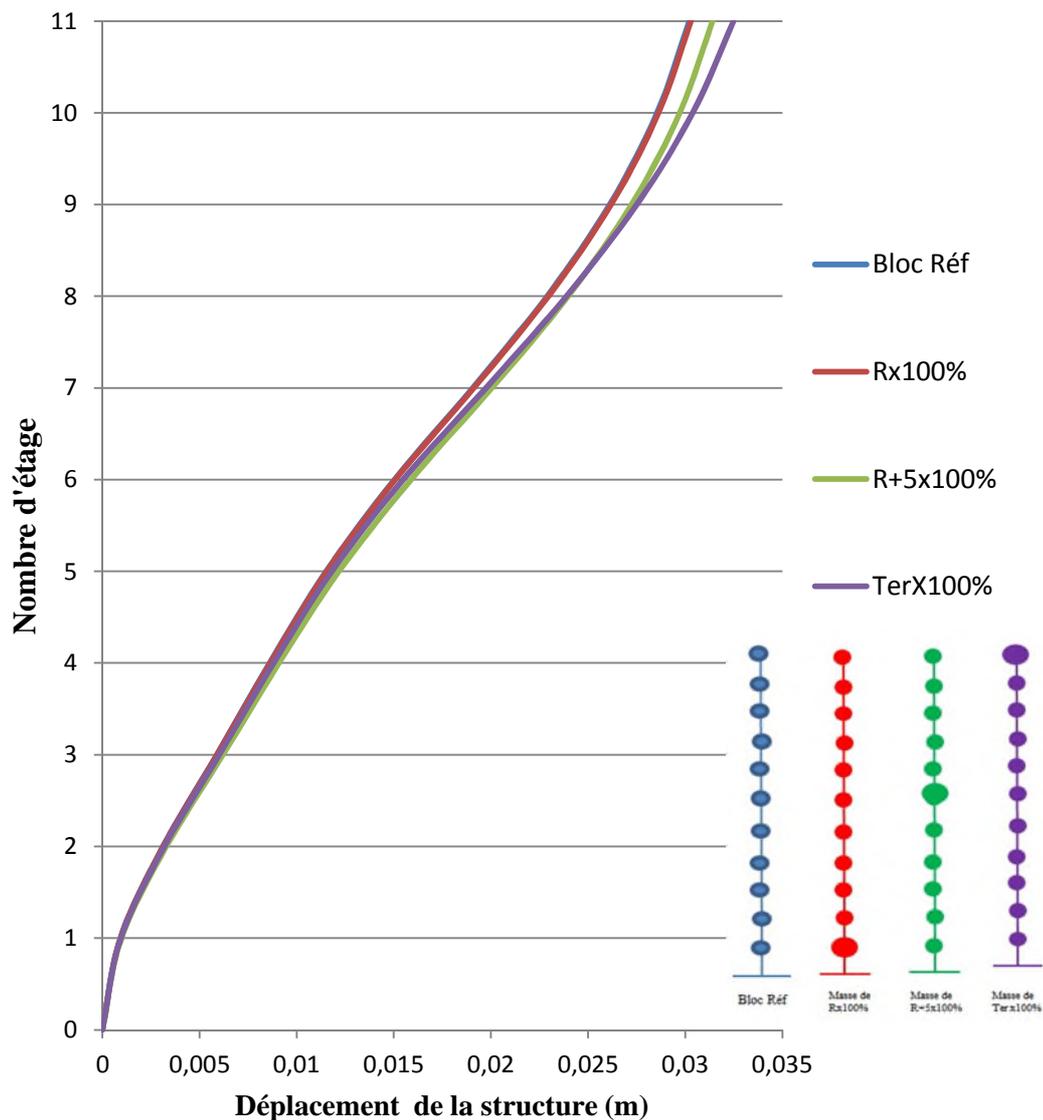
$C_2$  : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage (0.03m) (Tableau VI).

Etage	Ux (m)	Uy (m)	ΔUx (m)	ΔUy (m)	Vérification Suivant X	Vérification Suivant Y
RDC	0,00095	0,00095	0,00095	0,00095	vérifié	vérifié
1	0,003192	0,003146	0,002242	0,002196	vérifié	vérifié
2	0,00602	0,005821	0,002828	0,002675	vérifié	vérifié
3	0,008813	0,008172	0,002793	0,002351	vérifié	vérifié
4	0,011815	0,010674	0,003002	0,002502	vérifié	vérifié
5	0,01548	0,014098	0,003665	0,003424	vérifié	vérifié
6	0,019746	0,018371	0,004266	0,004273	vérifié	vérifié
7	0,023892	0,022703	0,004146	0,004332	vérifié	vérifié
8	0,027511	0,026547	0,003619	0,003844	vérifié	vérifié
9	0,030392	0,029631	0,002881	0,003084	vérifié	vérifié
10	0,03249	0,031882	0,002098	0,002251	vérifié	vérifié

Tableau VI.3: Déplacements inter-étages.

## VI.4.6. Déformation de la structure :



**Figure VI.2 : courbe de déformation entre bloc de référence et variantes étudiées masses du plancher x 100%**

On remarque que chaque variation dans la masse du plancher provoque un déplacement en plus et toute variation dans le plancher adjacent en haut donne un déplacement en plus.

**En Conclusion,** La structure satisfait aux critères du règlement parasismique algérien (RPA2003) (déplacement inter-étage et la participation des masses de plancher) relatifs aux structures en maçonnerie mais n'est pas satisfaite au critère des périodes et la déformation de la structure est plus grande que le bloc de référence, donc on conclut :

La variation de la masse de la terrasse provoque les résultats suivant :

- La structure n'est pas satisfaite au critère des périodes.
- Le déplacement de la structure est augmenté par rapport à la structure de référence

Donc cette structure (masse terrasse x100%) n'est pas optimale.

## **VI.5. Analyse non linéaire PUSHOVER**

### **VI.5.1. Définition du comportement non linéaire des éléments**

Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier, en dehors de ces zones, le comportement de l'élément est supposé élastique linéaire [33].

### **VI.5.2. Poutres et poteaux**

On introduit dans les zones nodales des poutres et des poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel :

- Poutres : Rotules de flexion (Default M3), cisaillement (Default V2)
- Poteaux : Rotules de flexion (Default PMM), cisaillement suivant axe 2-2 (Default V2), cisaillement suivant axe 3-3 (Default V3).

### **VI.5.3. Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires**

L'analyse est effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement définie correspond à la combinaison proposée par le **RPA 2003** pour la détermination des charges sismiques : **(G+0.2Q)** [33].

### **VI.5.4. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales**

L'analyse consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne le déplacement cible ou que la structure devienne instable [33].

#### IV.5.5. Résultats de l'analyse push over (Variante 4):

##### VI.5.5.1. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement ATC 40, on obtient le point de performance du système équivalent à un seul DDL (**Figure VI.3**).

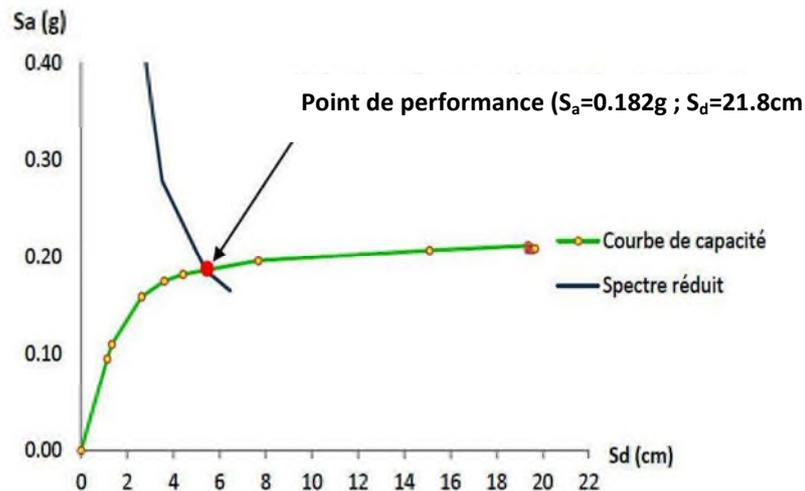


Figure VI.3: Point de performance du système équivalent.

##### IV.5.5.2. Détermination du point de performance de la structure ( $V_p$ - $D_p$ ):

Le point de performance de la structure est obtenu comme suit (ATC 40) :

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 4749 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 31.031 \text{ cm.}$$

Avec :

$S_a$  : Accélération spectrale système 1DDL. (0.182g).

$M$  : Masse totale de la structure. (3624 KN).

$\alpha_1$  : Pourcentage de masse sismique mobilisée. (0.72).

$S_d$  : Déplacement spectral système 1 DDL. (21.8cm).

$\Gamma$  : Facteur de participation modale. (44.07).

$\phi_1$ : Amplitude du mode de vibration au sommet. (0.0323m).

#### VI.5.5.5. Déplacements inter-étages au point de performance ( $\Delta x$ ):

Etage	Dx
1	0.0131
2	0.0193
3	0.0242
4	0.0279
5	0.0306
6	0.0322
7	0.0334
8	<b>0.0337</b>
9	0.0331
10	0.0322
11	0.0312

**Tableau VI.4: Déplacements inter-étages au point de performance.**

Le déplacement inter-étages maximal ( $D_{\max}$ ) est égal à : **3.37cm** qui répond pas au critère du déplacement (**Tableau VI.4**).

#### VI.5.5.6. Demande en ductilité ( $\mu_D$ ):

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Dans la présente étude, le rapport de ductilité a été choisi comme un indicateur pour quantifier la capacité de ductilité [10]

Donc la demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique.[33] [34].

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement  $D_y=5.7\text{cm}$ .

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement  $D_p = 31.031 \text{ cm}$ , soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport :

$$\mu_D = D_p / D_e = 5.435 \text{ (Figure VI.4)}$$

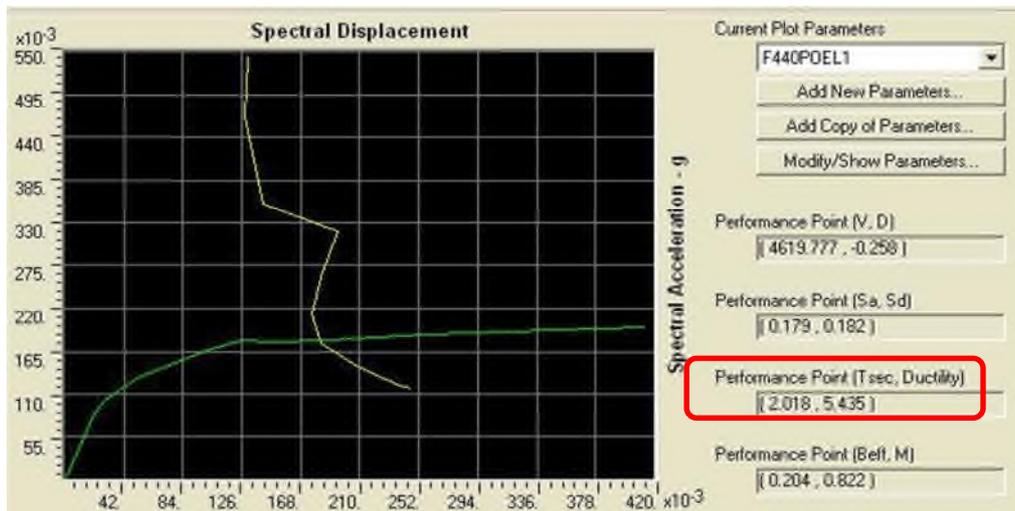


Figure VI.4: Demande en ductilité par le logiciel SAP 2000 v15

A mesure que le facteur ( $\mu_D$ ) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important [34].

#### VI.5.5.7. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation globale de la structure ( $I_d$ ) :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite  $D_y = 5.7 \text{ cm}$ , et un effort tranchant élastique limite  $V_y = 870.47 \text{ kN}$ .

Soit une raideur initiale (élastique) :  $K_e = 114000 \text{ kN/m}$ .

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = V_p / D_p = 15304.05 \text{ kN/m.}$$

Un indicateur de dégradation globale de la structure ( $I_d$ ) peut être défini par [35]:

$$I_d = 1 - K_p / K_e.$$

$I_d = 86.57\%$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de **86.57 %**.

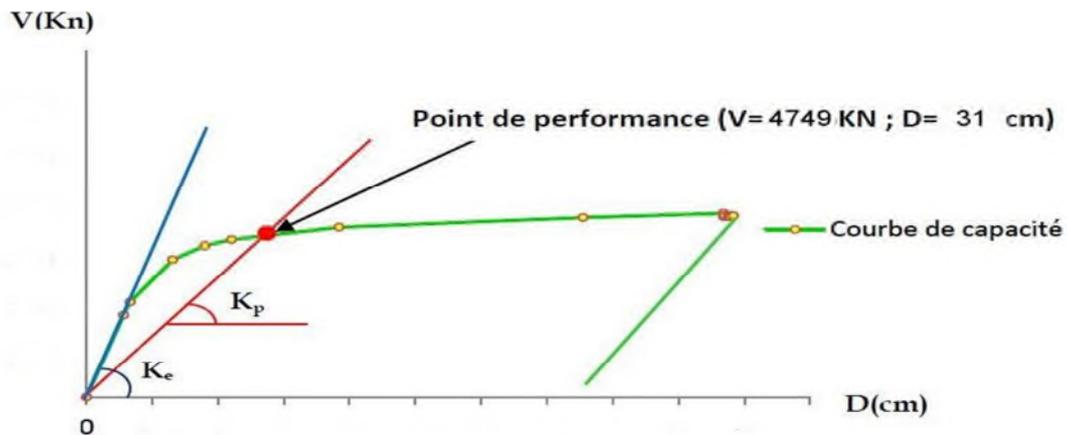


Figure VI.5: Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ).

#### VI.5.5.8. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement de l'analyse push over, on a constaté que les premières rotules plastiques de type (B-IO) se forment aux niveaux des poutres de plancher (Figure VI.5), avant d'apparaître progressivement sur les autres poutres (Figure VI.6).

Les différentes couleurs indiquent l'état de déformation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (Voir chapitre V).

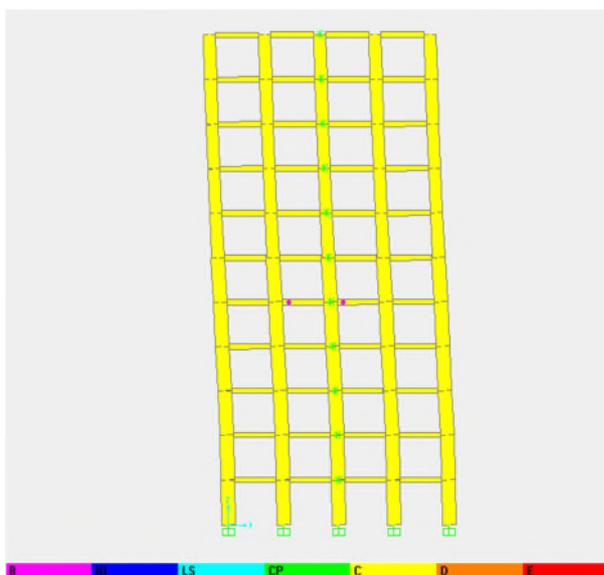


Figure VI.5

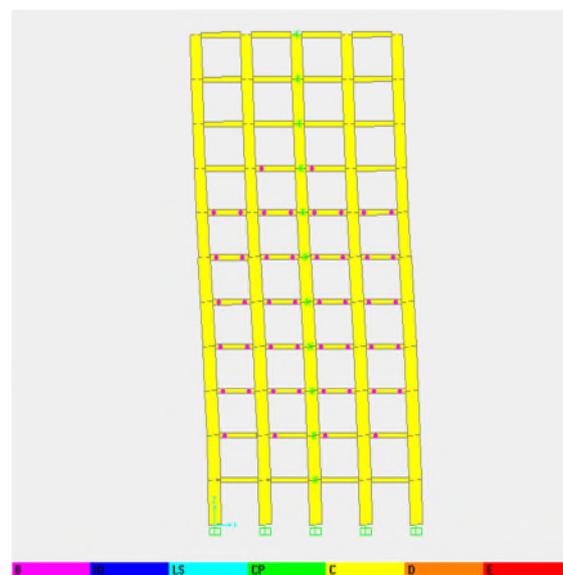


Figure VI.6

A mesure que la charge augmente, les poutres du structure se déforment d'avantage (rotules de type 'IO - LS'), et des rotules de type 'B- IO-LS' apparaissent à la base du 1<sup>ère</sup> étage ainsi qu'aux niveaux de certains poteaux du RDC. (Figure VI.7).

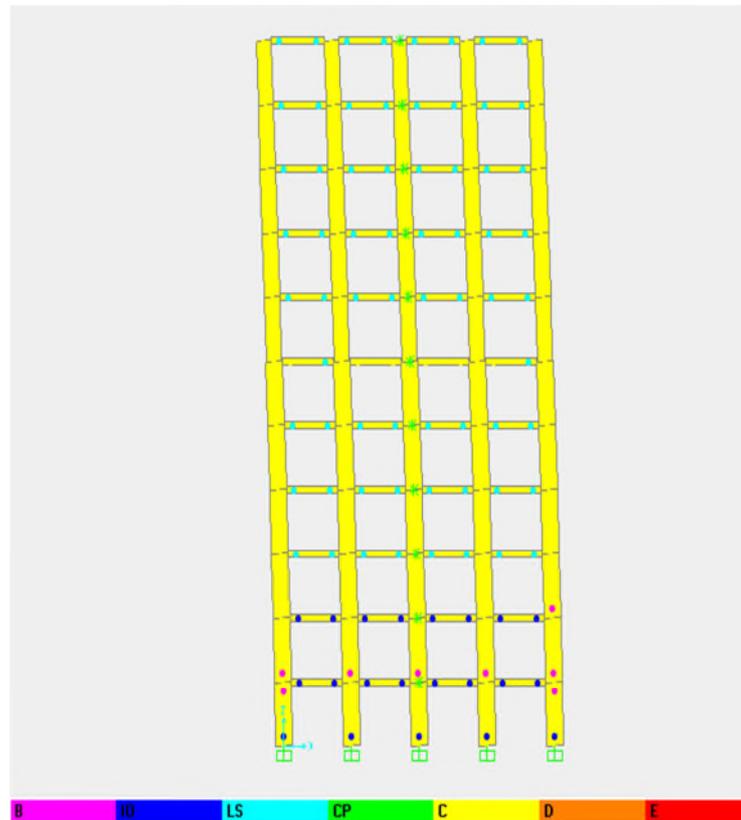


Figure VI.7

Lorsque le chargement de l'analyse push over provoque un effort tranchant à la base correspondant au point de performance, le mécanisme de ruine est un **mécanisme plastique global**, l'état de dégradation des éléments peut être décrit comme suit :

Les poutres subissent des dommages assez importants pouvant entraîner une perte significative de résistance (Rotules de type IO-LS "). Tandis que les poteaux du RDC subissent des dommages relativement limités (Rotules de type B-IO).

## VI.6. Résultats de toutes les analyses :

### VI.6.1. Analyse dynamique linéaire :

#### VI.6.1.1 Résultats :

En analysant les résultats, on remarque que :

**VI.6.1.1.1. Bloc R+5 :**

En analysant les périodes de chaque variante, on confirme que les variantes **1, 2, 5, 8 et 11** est acceptables par rapport aux exigences du RPA qui correspond respectivement Bloc Référence, Rx100%, Rx150%, Rx200% et Rx300% mais à partir de Rx400% la période de la structure n'est pas acceptable (**Tableau VI.5**).

En analysant la participation de masse de plancher de chaque variante et on a remarqué que toutes les structures sont vérifiées par rapport à la condition du RPA 2003 (**Tableau VI.5**).

Donc :

- On ne doit pas augmenter la masse du plancher au-delà de 300% dans le RDC
- Il ne faut pas augmenter la masse de tous les planchers à partir de R+1.

Les variantes qui sont acceptable (Optimal) sont **1, 2, 5, 8 et 11**, et Toutes les autres variantes ne sont pas vérifiées l'un des deux critères du RPA 2003

**VI.6.1.1.2. Bloc R+10**

En analysant les périodes de chaque variante, on confirme que les variantes **1, 2,3, 5, 8, 11, et 14** est acceptables par rapport les exigences du RPA qui correspond respectivement Bloc Référence, Rx100%, Rx150%, Rx200% , Rx300% ,Rx400% et R+5 x100% mais à partir de R+5 x150% la période des structures ne sont pas acceptable (**Tableau VI.6**).

En analysant la participation de masse de plancher de chaque variantes on a remarqué que toutes les structures sont vérifiées par rapport à la condition du RPA 2003 (**Tableau VI.6**).

**Donc :**

- On ne doit pas augmenter la masse du plancher au-delà de 400% dans le RDC et 100% dans le R+5.
- Il ne faut pas augmenter la masse de tous les planchers à partir de R+5 x 150%.

Les variantes qui sont acceptable est **1, 2,3, 5, 8, 11 et 14**, les autres structures ne sont pas vérifiées l'un des deux critères du RPA 2003.

Tableau comparatif du période																	
RPA		Bloc Réf	Rx100%	Rx150%	Rx 200%	Rx 300%	Rx400%	R+2x100%	R+2x150%	R+2x200%	R+2x300%	R+2x400%	Tex100%	Tex150%	Tex200%	Tex300%	Tex400%
Sec																	
Période	<u>0.5680</u>	<u>0.5669</u>	0.5672	0.5674	0.5675	0.5679	0.5682	0.5776	0.5830	0.5884	0.5991	0.6097	0.6332	0.6542	0.6941	0.7505	0.8033
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Non vérifier										
Rapport /RPA	99.81%	99.87%	99.89%	99.92%	99.97%	100.03%	101.70%	102.64%	103.58%	105.47%	107.34%	111.47%	116.94%	122.19%	132.13%	141.43%	

Tableau comparatif du participation du masse																	
RPA		Bloc Réf	Rx100%	Rx150%	Rx 200%	Rx 300%	Rx400%	R+2x100%	R+2x150%	R+2x200%	R+2x300%	R+2x400%	Tex100%	Tex150%	Tex200%	Tex300%	Tex400%
Participati on de masse	<u>90.00%</u>	<u>97.80%</u>	99.71%	99.76%	99.80%	99.85%	99.88%	97.92%	97.97%	98.02%	98.12%	98.21%	97.95%	98.03%	98.10%	98.24%	98.36%
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.5 : Tableau comparatif des périodes et la participation de masse du plancher du bloc

R+5

Tableau comparatif du période												
RPA	Bloc Réf	Rx100%	Rx150%	Rx200%	Rx300%	Rx400%	Rx5100%	Rx5150%	Rx5200%	Rx5300%	Rx5400%	Ten100%
Var	1	2	5	8	11	14	3	6	9	12	15	4
Période	0,895	0,880	0,880	0,880	0,880	0,880	0,893	0,899	0,906	0,919	0,932	0,932
Verification	Verifier	Non verifier	Non verifier	Non verifier	Non verifier	Non verifier						
Rapport RPA	98,29%	98,29%	98,29%	98,29%	98,30%	98,30%	98,31%	99,73%	100,45%	101,28%	102,65%	104,12%
												104,15%
												107,07%
												109,96%
												115,65%
												121,28%

Tableau comparatif du participation du masse												
RPA	Bloc Réf	Rx100%	Rx150%	Rx200%	Rx300%	Rx400%	Rx5100%	Rx5150%	Rx5200%	Rx5300%	Rx5400%	Ten100%
Participation de masse	90,00%	90,22%	90,25%	90,72%	90,27%	90,38%	90,53%	90,59%	90,76%	90,93%	91,23%	91,52%
Verification	Verifier											
												90,46%
												90,61%
												90,75%
												91,05%
												91,33%

Tableau VI.6 : Tableaux comparatif des périodes et la participation de masse du plancher du bloc

R+10

**VI.6.2. Analyse push over pour les autres variantes proposées**

Les structures sont dimensionnées et vérifiées en suivant la même procédure utilisée pour l'étude de la variante 4, le même dimensionnement (Coffrage et ferrailage) est adopté pour les autres variantes proposées R+5 et R+10(1(var de référence), 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16).

#### IV.6.2.1. Etude comparative des résultats

Des analyses push over dans le sens xx et yy sont effectuées pour les variantes proposées, aux termes de ces analyses, la structure optimale est déterminée sur la base d'une étude comparative des résultats obtenus.

Pour chaque critère de comparaison, on procédera à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme **structure optimale**.

#### IV.6.2.2. Détermination des points de performances des structures ( $V_p$ - $D_p$ ):

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement **ATC 40**, nous déterminons les points de performance des variantes étudiées.

Bloc R+5 Sens x-x			Bloc R+5 Sens y-y		
var	V (KN)	D (cm)	var	V (KN)	D (cm)
1	4051.163	9.798	1	4749.052	7.672
2	4106.272	10.331	2	4803.87	7.882
3	4199.843	11.213	3	4874.713	8.634
4	3898.981	12.286	4	4524.622	9.342
5	4130.951	10.509	5	4830.231	8.021
6	4265.346	11.757	6	4946.218	8.934
7	3853.544	13.48	7	4450.822	10.301
8	4156.243	10.701	8	4861.021	8.166
9	4332.552	12.335	9	5042.552	9.684
10	3823.433	14.765	10	4398.646	11.286
11	4207.533	11.081	11	4914.505	8.401
12	4468.925	13.655	12	5178.268	10.594
13	3795.095	17.45	13	4334.331	13.195
14	4255.686	11.388	14	4963.099	8.753
15	4592.969	14.882	15	5310.029	11.576
16	3793.453	20.359	16	4298.233	15.32

**Tableau VI.7 :**  
**Points de**  
**performance des**  
**variantes du R+5**  
**dans les deux sens**

Bloc R+10 Sens x-x		
var	V (KN)	D (cm)
1	4875.798	28.037
2	4909.762	28.398
3	5004.875	29.779
4	4749	31.068
5	4917.428	28.499
6	5051.69	30.859
7	4693.336	32.999
8	4932.055	28.3
9	5078.652	31.723
10	4644.54	34.603
11	4929.402	28.507
12	5186.664	33.498
13	4571.112	38.169
14	4946.236	28.781
15	5280.522	35.382
16	4483.893	40.883

Bloc R+10 Sens y-y		
var	V (KN)	D (cm)
1	5557	22.271
2	5598.991	22.381
3	5676.779	23.368
4	5371.791	24.727
5	5606.364	22.461
6	5756.573	23.995
7	5282.355	25.906
8	5609.344	22.534
9	5745.691	25.136
10	5233.521	27.635
11	5658.034	22.364
12	5890.745	26.267
13	5151.624	29.938
14	5673.126	22.464
15	6002.54	27.811
16	5064.709	32.831

**Tableau VI.8: Points de performance des variantes du R+10 dans les deux sens**

### VI.6.2.3. Déplacements inter-étages maximal au point de performance ( $\Delta x$ et $\Delta y$ )

En utilisant le logiciel **SAP 2000**, on obtient les déplacements inter-étages aux points de performance de chacune des 32 variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes (**Tableau VI.9**).

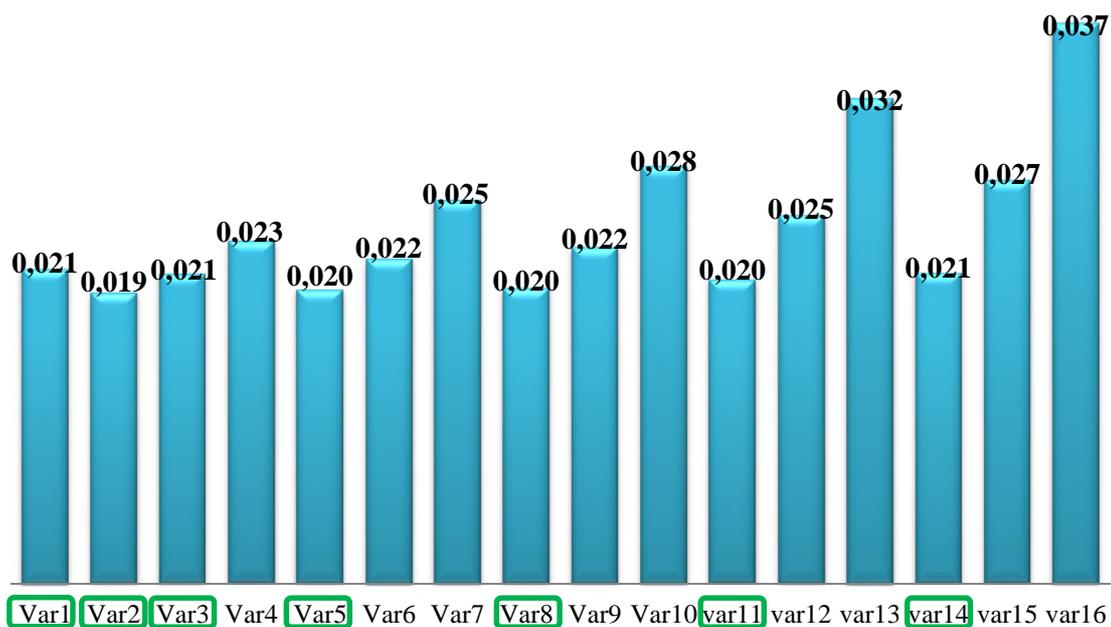
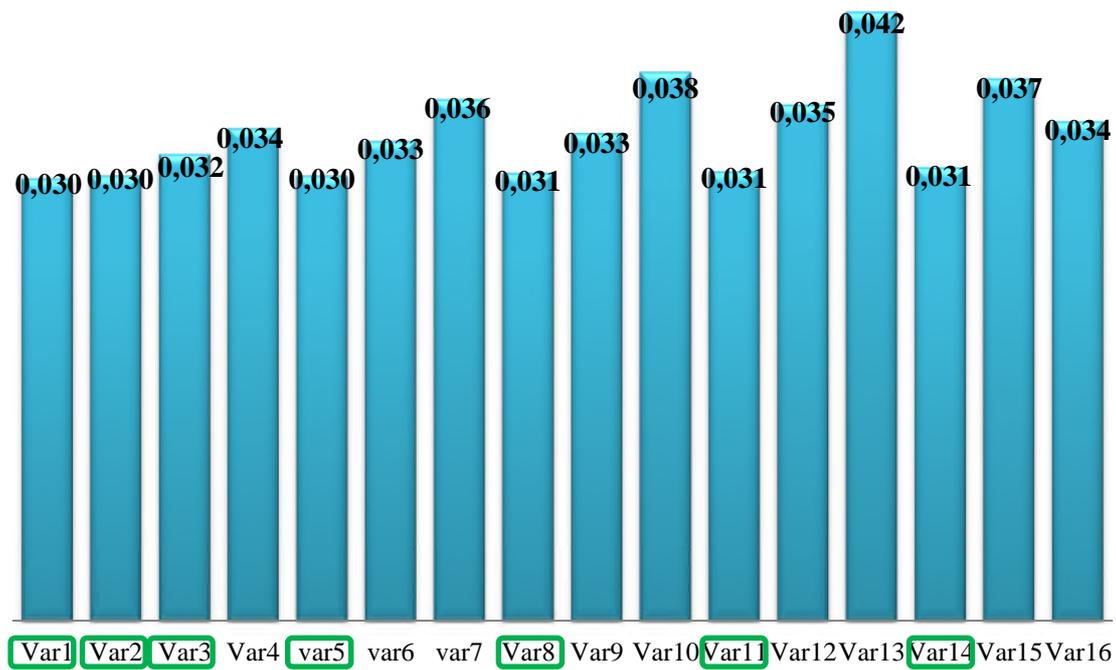


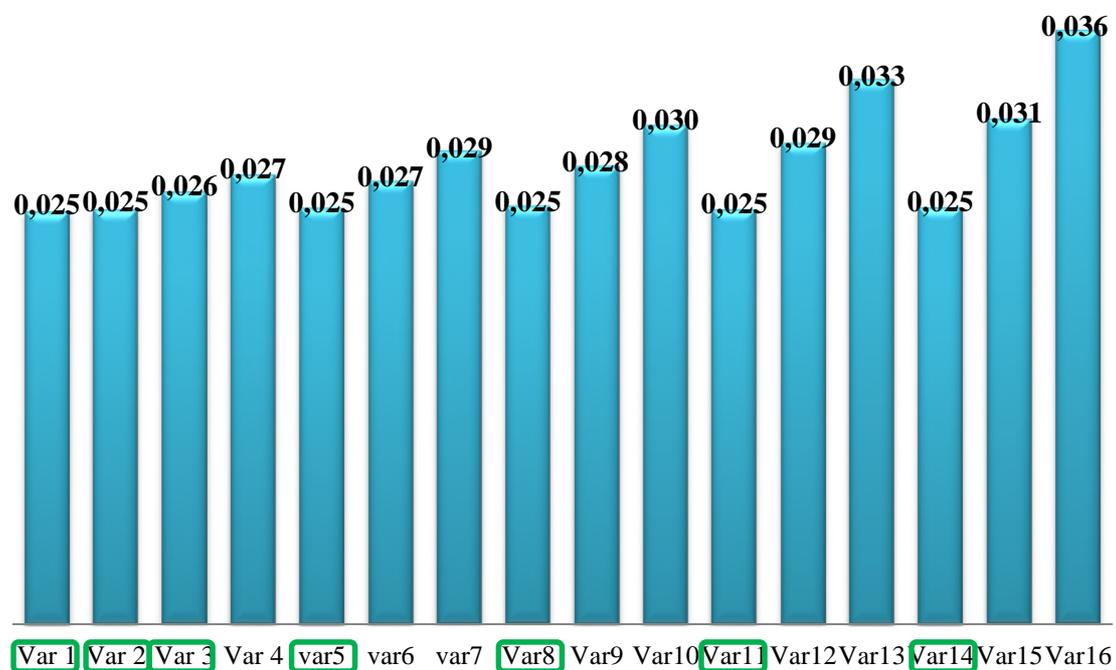
Tableau VI.9: Déplacements relatifs du bloc R+5 aux points de performances des variantes étudiées sens x-x.



Tableau VI.10: Déplacements relatifs du bloc R+5 aux points de performances des variantes étudiées sens Y-Y.



**Tableau VI.11:** Déplacements relatifs du bloc R+10 aux points de performances des variantes étudiées sens X-X



**Tableau VI.12:** Déplacements relatifs du bloc R+10 aux points de performances des variantes étudiées sens Y-Y

#### VI.6.2.4. Analyse des résultats

En analysant les résultats, on remarque que :

##### VI.6.2.4.1. Bloc R+5

Les variantes **1, 2, 3, 5, 8, 11 et 14** ont un déplacement relatif maximal presque similaire (entre 1.9cm et 2.3 cm dans le sens x et 1.5cm et 1.7 cm dans le sens y).

Néanmoins, bien que ces variantes présentent les meilleurs résultats, les valeurs des déplacements relatifs maximaux sont assez proches, par conséquent, ce paramètre ne peut être considéré comme un critère de comparaison déterminant.

##### VI.6.2.4.2. Bloc R+10

Les variantes **1, 2, 5, 8, 11 et 14** ont un déplacement relatif maximal presque similaire (entre 3cm et 3.2cm dans le sens x et 2.5cm dans le sens y).

Néanmoins, bien que ces variantes présentent les meilleurs résultats, les valeurs des déplacements relatifs maximaux sont assez proches, par conséquent, ce paramètre ne peut être considéré comme un critère de comparaison déterminant.

#### VI.6.2.5. Demande en ductilité ( $\mu_D$ )

La demande en ductilité est estimée à travers de facteur ( $\mu_D = D_p / D_e$ ), qui permet de situer le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. [34]

A mesure que le facteur ( $\mu_D$ ) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. [34]

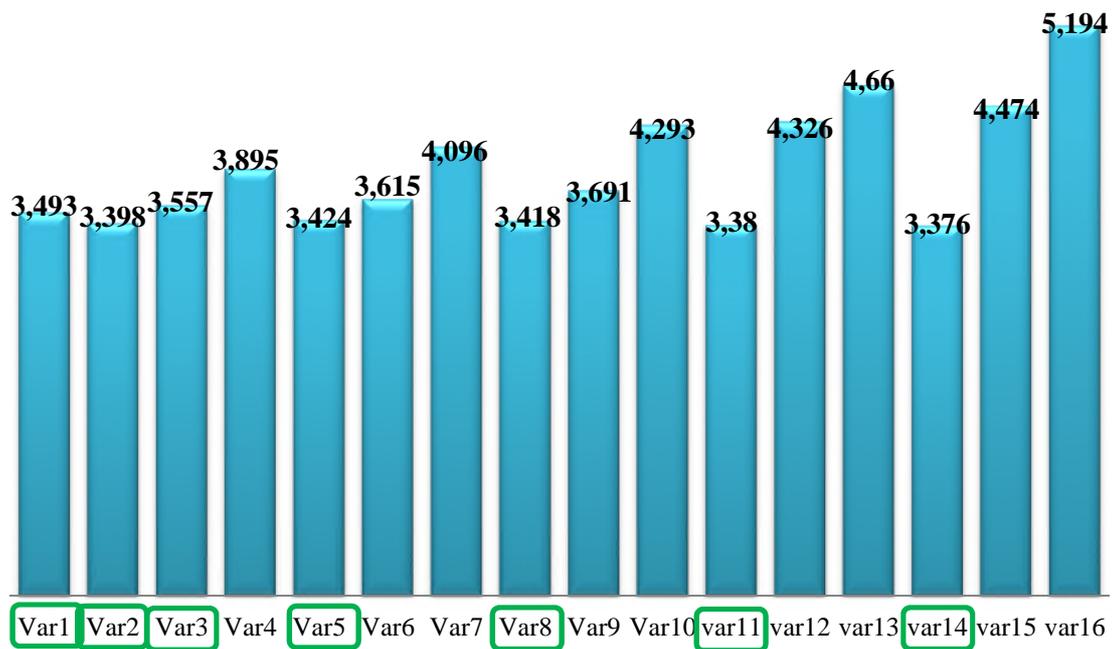


Tableau VI.13: Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+5 sens x-x.

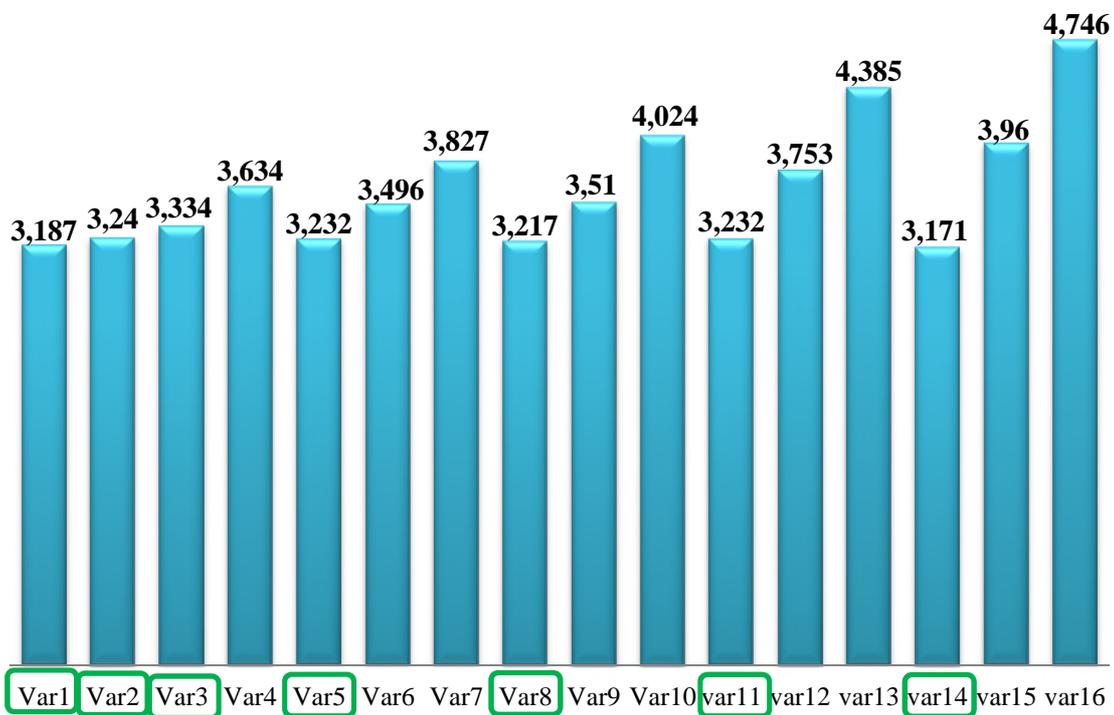


Tableau VI.14: Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+5 sens y-y.

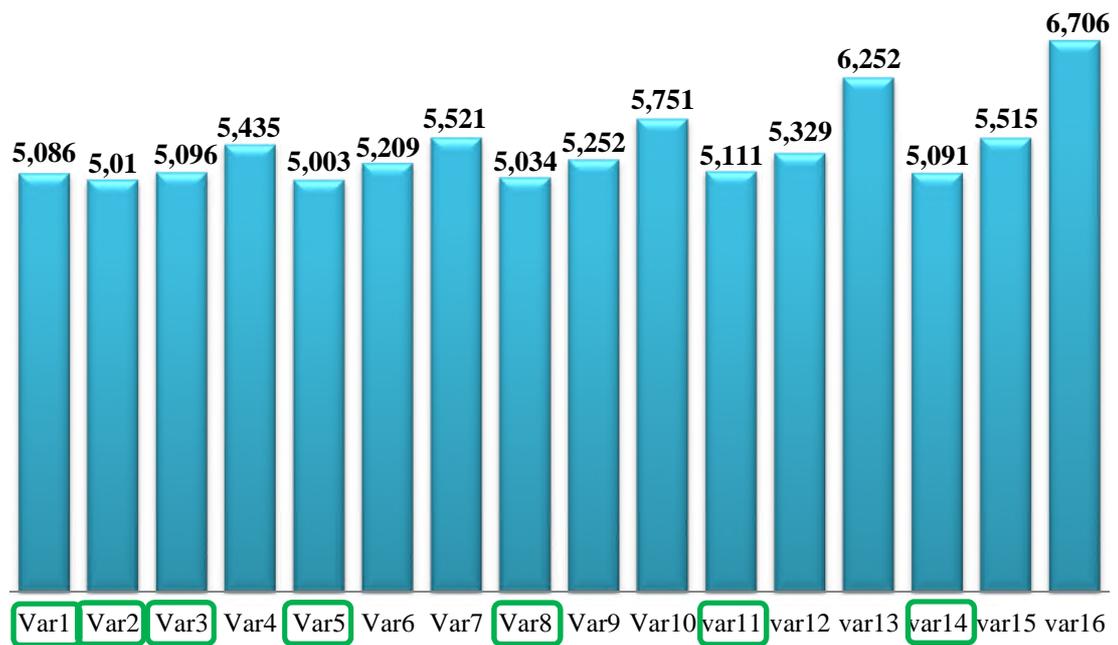


Tableau VI.15: Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+10 sens x-x.

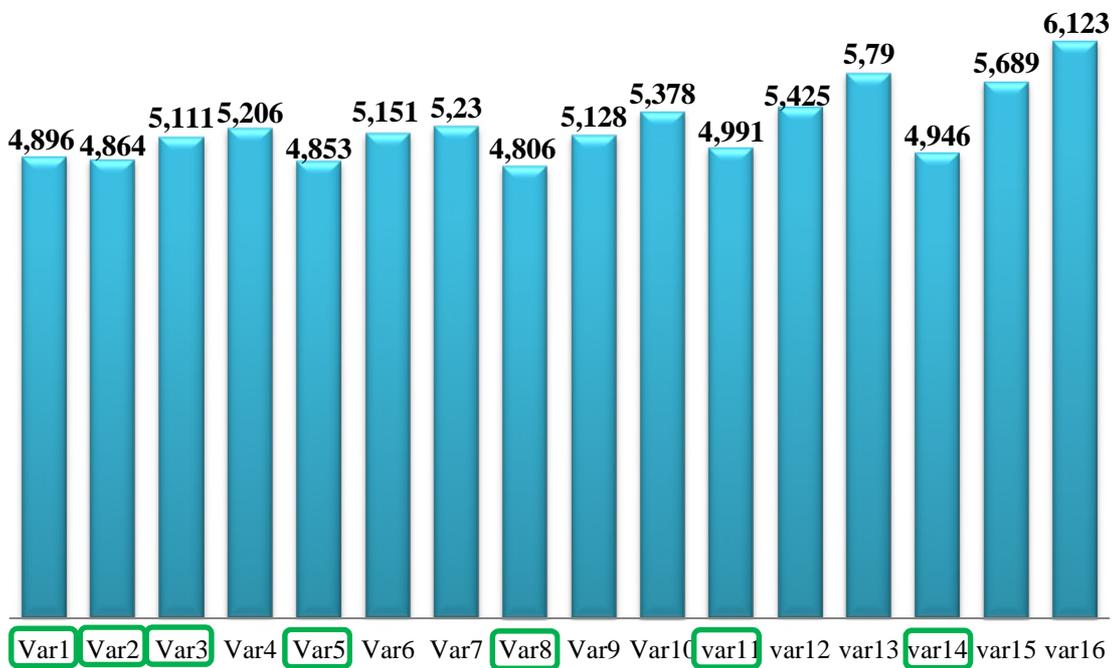


Tableau VI.16: Demande en ductilité des variantes étudiées Bloc R+10 sens y-y.

### VI.6.2.6. Analyse des résultats

En analysant les résultats, on remarque que :

#### VI.6.2.6.1. Bloc R+5

Les variantes **1, 2, 3, 5, 8, 11 et 14** ont une demande en ductilité presque similaire (entre **3.37 et 3.55 sens x-x** et **3.17 et 3.24 sens y-y**).

On constate aussi que les demandes en ductilité des variantes **1, 2, 3, 5, 8, 11 et 14** sont inférieures par rapport aux demandes en ductilité des autres variantes de **9% à 32%**.

On en conclue que les variantes **1, 2, 5, 8, 11 et 14** sont dans un état de plastification moins avancé que les autres variantes étudiées.

#### VI.6.2.6.2. Bloc R+10

Les variantes **1, 2,3, 5, 8, 11 et 14** ont une demande en ductilité presque similaire (entre **5.0 et 5.1 sens x-x** et **4.8 et 5.1 sens y-y**).

On constate aussi que les demandes en ductilité des variantes **1, 2,3, 5, 8, 11 et 14** sont inférieures par rapport aux demandes en ductilité des autres variantes de **8% à 25%**.

On en conclue que les variantes **1, 2,3, 5, 8, 11 et 14** sont dans un état de plastification moins avancé que les autres variantes étudiées.

### VI.6.2.7. Raideur initiale de la structure ( $K_e$ )

L'état élastique limite des structures correspond à un déplacement élastique limite  $D_y$ , et un effort tranchant élastique limite  $V_y$ , soit une raideur élastique  $K_e = (V_y / D_y)$ .

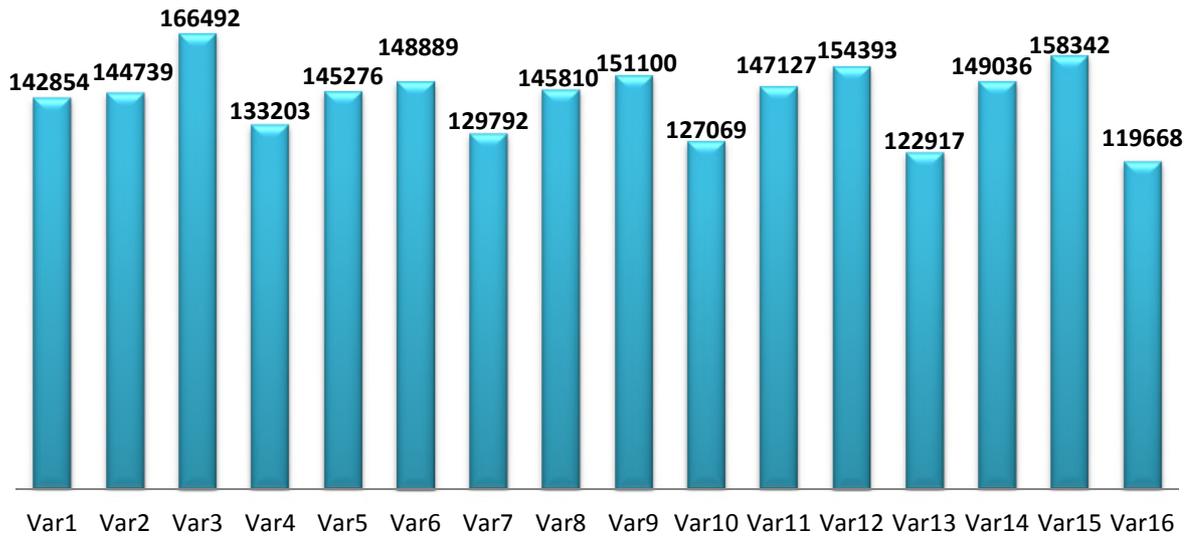


Tableau VI.17 : Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+5 sens x-x.

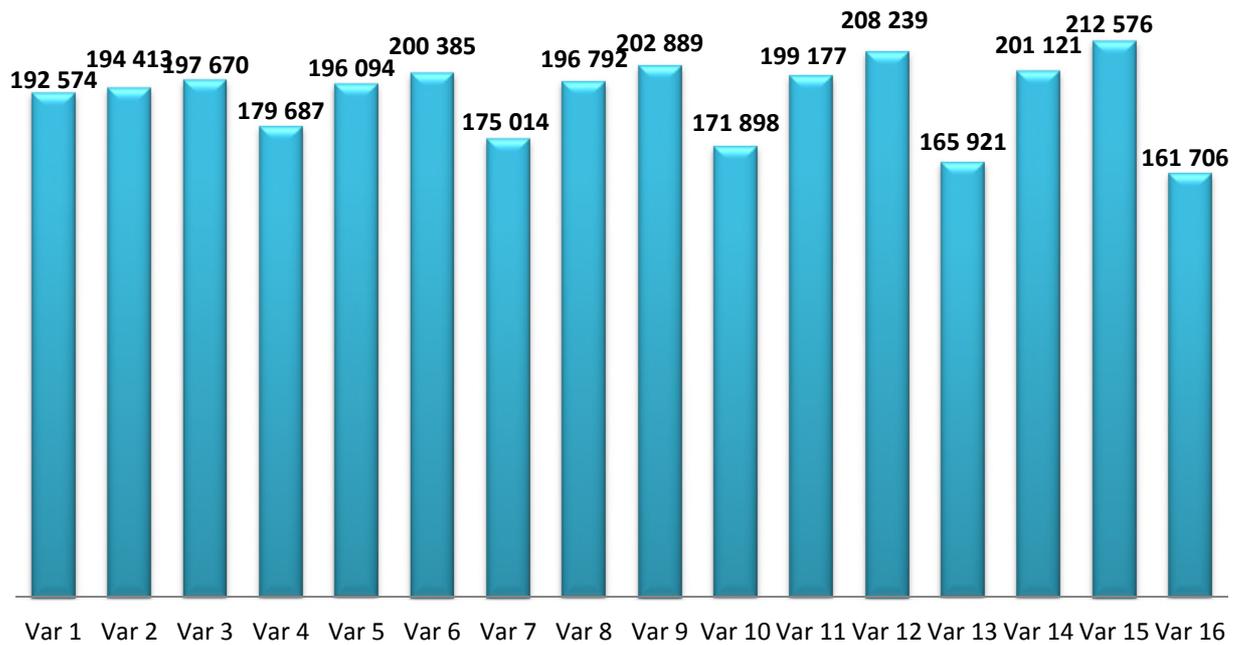
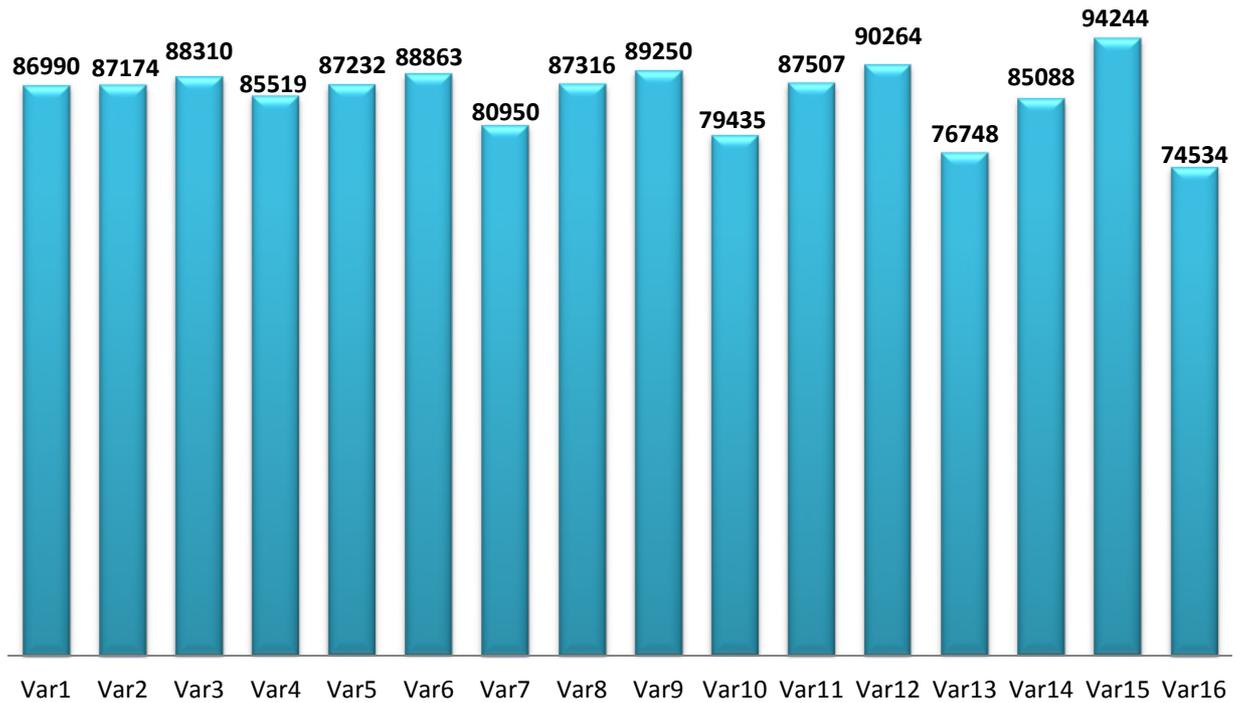
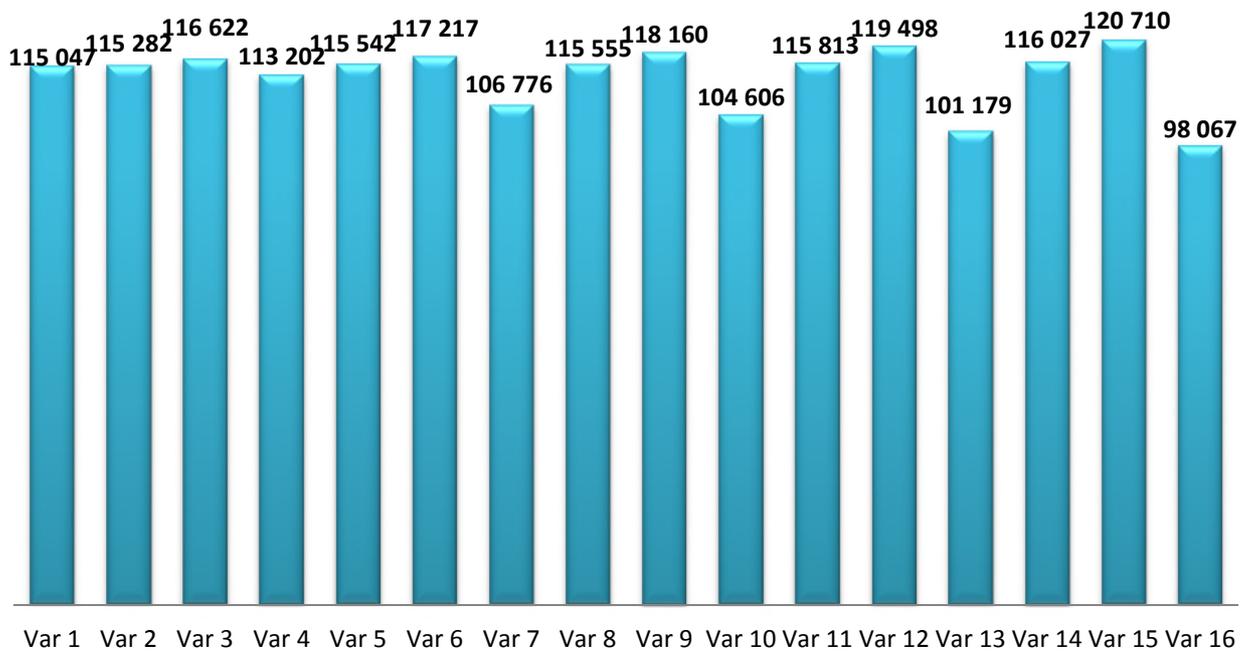


Tableau VI.18 : Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+5 sens y-y.



**Tableau VI.19 :** Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+10 sens x-x.

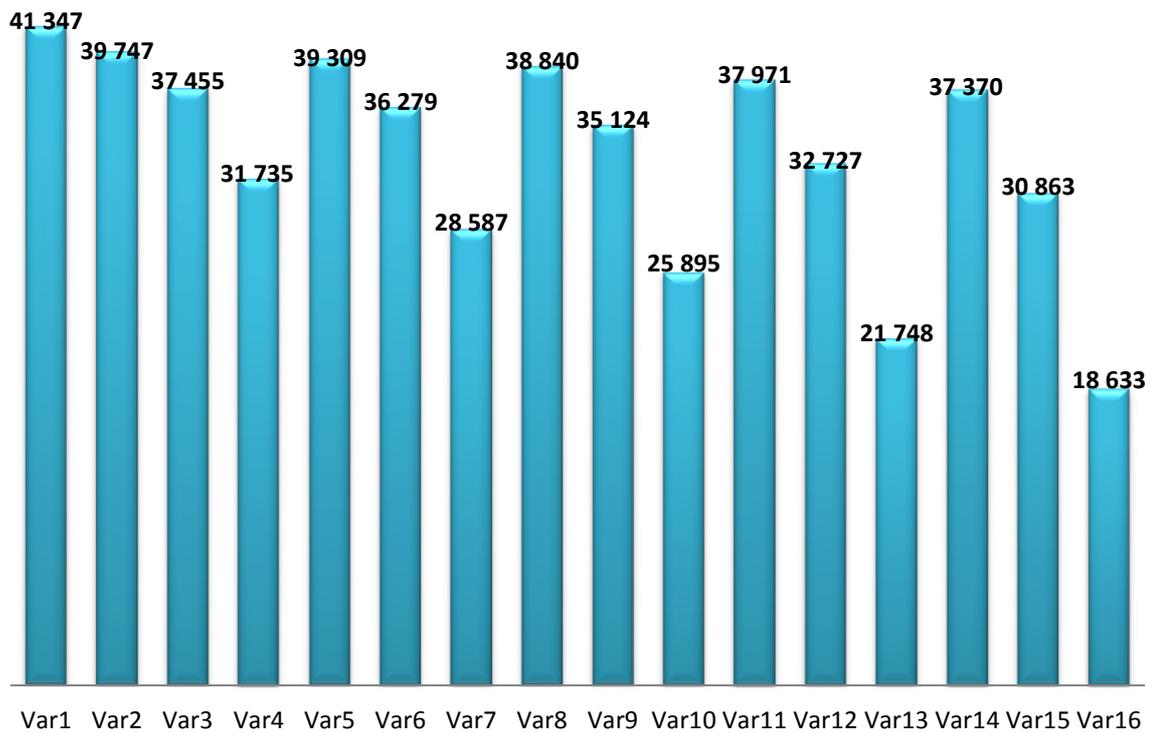


**Tableau VI.20 :** Raideur initiale des variantes étudiées Bloc R+10 sens y-y.

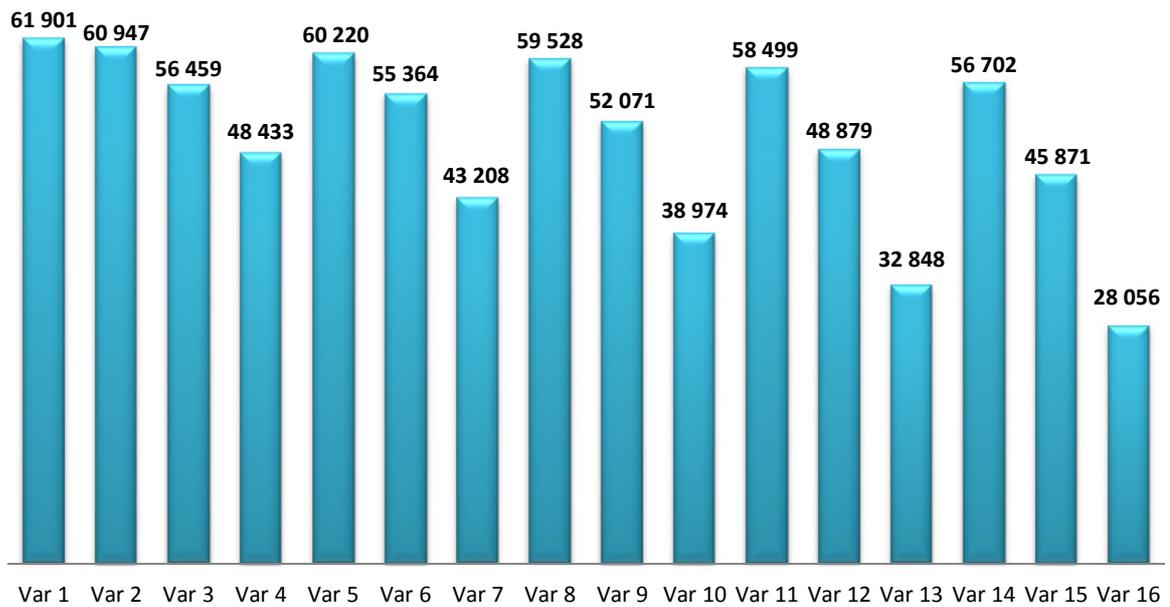
### VI.6.2.8. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) :

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ).

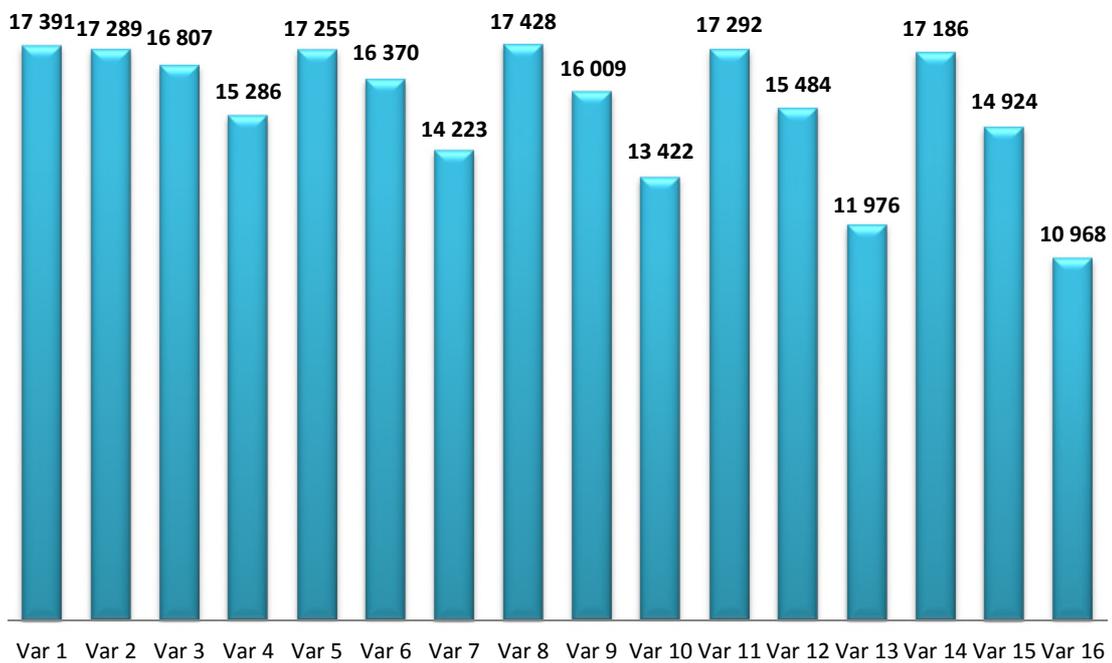
Au point de performance, la raideur ( $K_p$ ) des variantes étudiées est égale à (a partir du SAP2000):



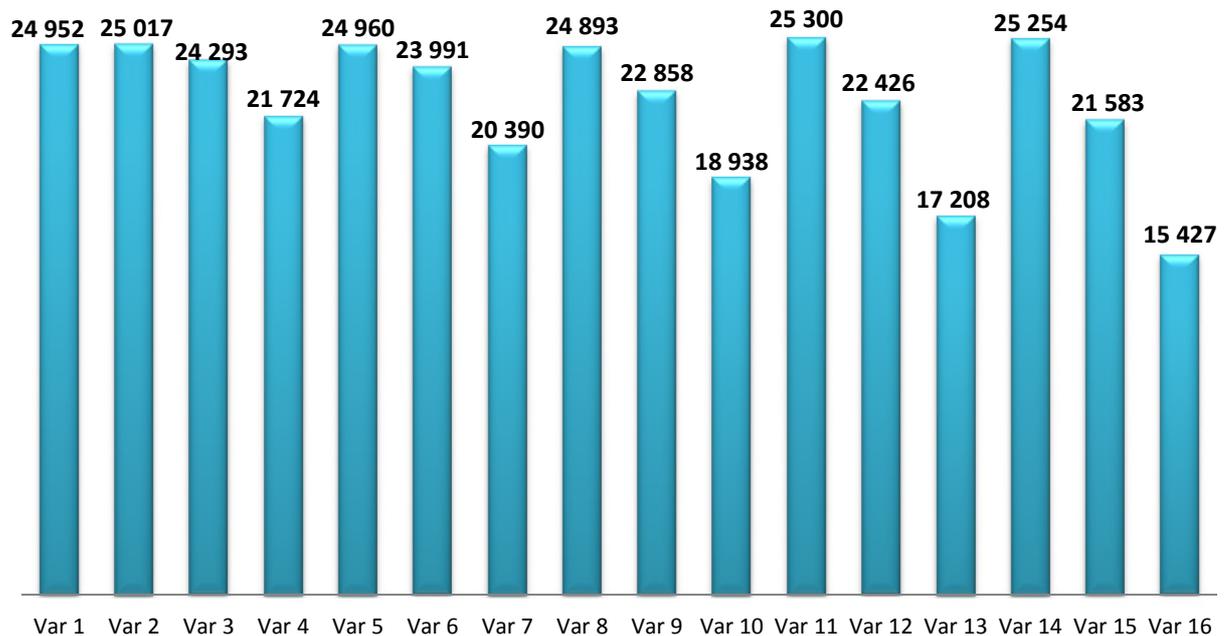
**Tableau VI.21 :** Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+5 Sens x-x.



**Tableau VI.22 :** Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+5 Sens y-y.



**Tableau VI.23 :** Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante Bloc R+10 Sens x-x.



**Tableau VI.24 :** Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante  
Bloc R+10 Sens y-y.

### VI.6.2.9. Analyse des résultats

En dépit du fait que les variantes **1, 2, 3, 5, 8, 11 et 14** soient les moins rigides à l'état élastique, aux points de performances, ces variantes présentent les plus grandes raideurs ( $K_p$ ).

Cela peut s'expliquer par un meilleur **comportement non linéaire** de ces variantes qui se plastifient avec une perte de résistance moins importante que les autres variantes étudiées, pour mieux constater cela, un indicateur de dégradation global ( $I_d$ ) est défini par la relation suivant:

$$I_d = 1 - K_p / K_e.$$

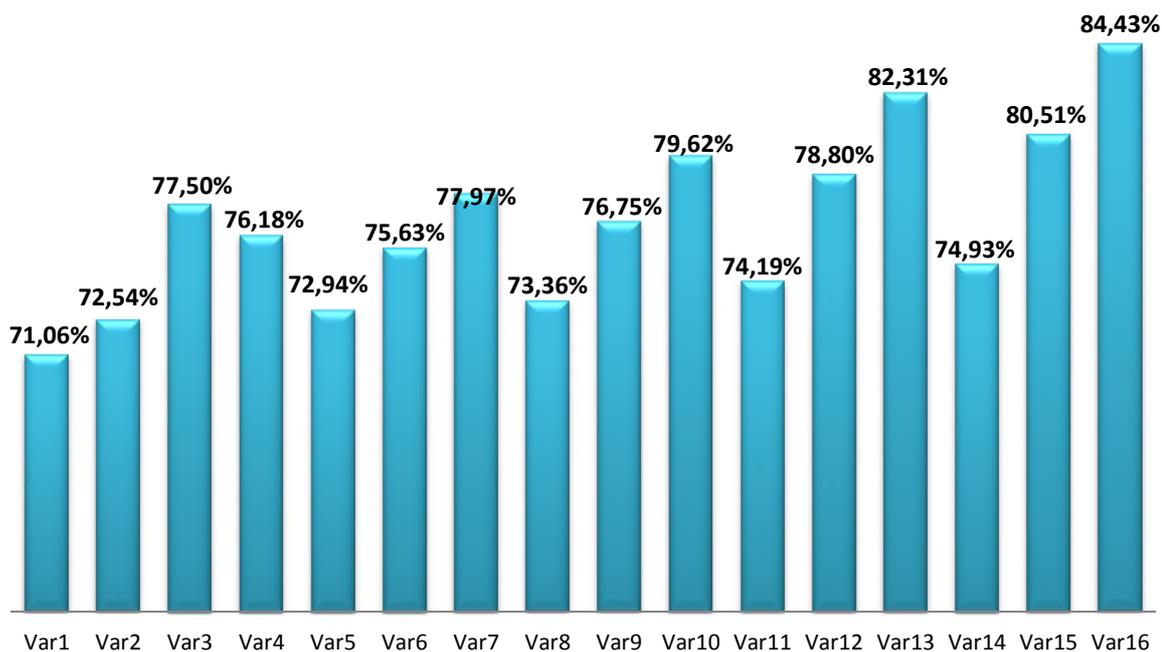


Tableau VI.25 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+5 sens x-x

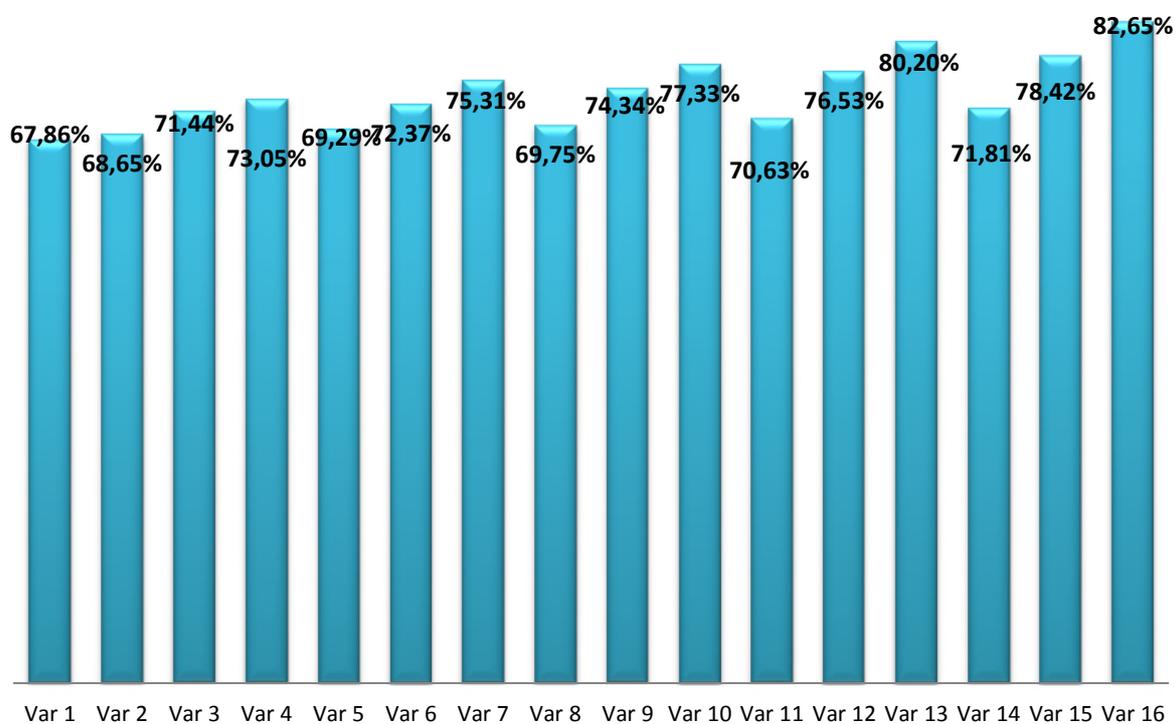
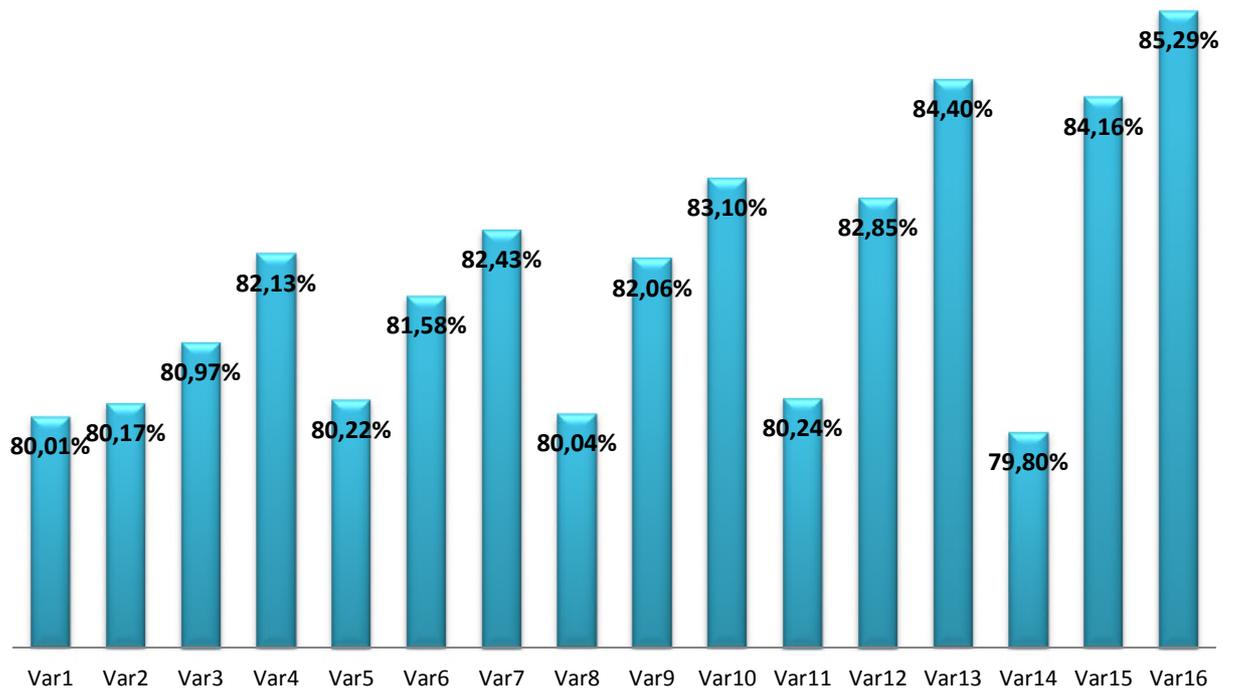
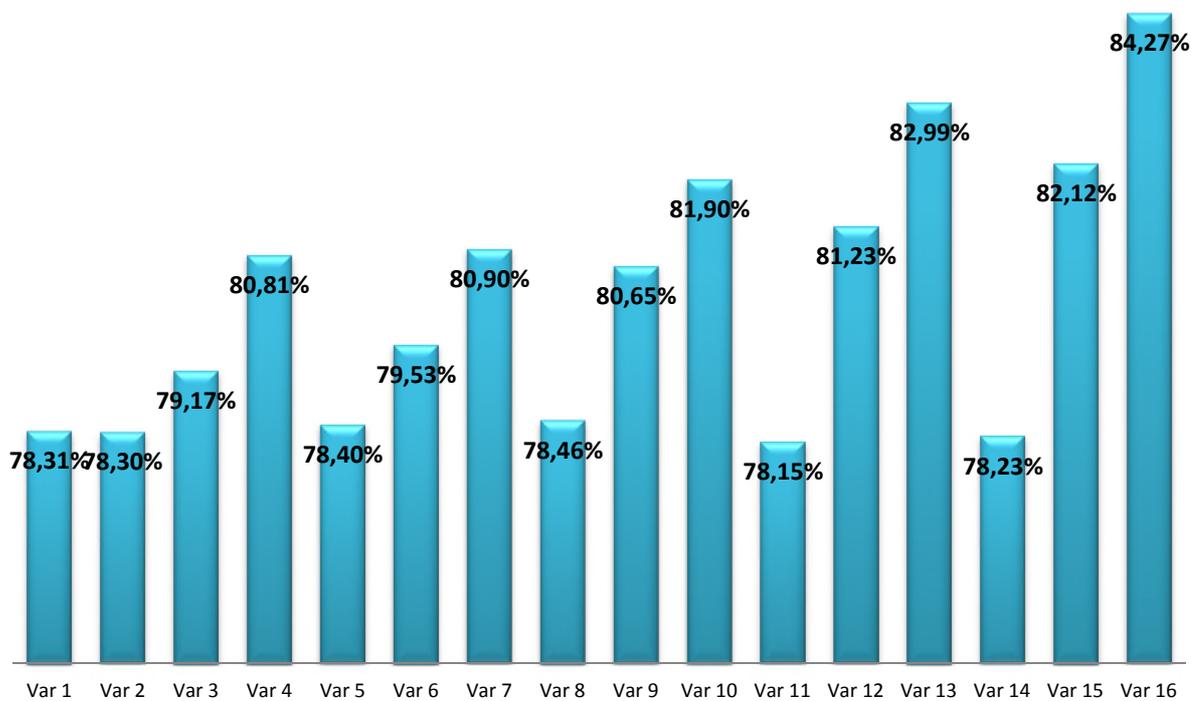


Tableau VI.26 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+5 sens y-y



**Tableau VI.27 :** Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+10 sens x-x



**Tableau VI.28 :** Indicateur de dégradation global des variantes étudiées Bloc R+10 sens y-y

#### VI.6.2.10. Analyse des résultats I<sub>d</sub>

En analysant les indicateurs de dégradations de chaque variante, on confirme que les variantes **1, 2, 5, 8, 11, 14** subissent des pertes de résistance moins importantes que les autres variantes étudiées (respectivement **78.31%**, **78.30%**, **78.40%**, **78.46%**, **78.15%**, **78.23%** (**R+10 Sens y-y comme exemple**)).

#### VI.6.2.11. Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments :

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans les structures après chaque étape de chargement de l'analyse push over, on a constaté que le mécanisme de ruine de chaque variante est un **mécanisme plastique global**, et que les états de dégradations des sections des éléments (poutres, poteaux) étaient presque similaires pour toutes les variantes étudiées, à savoir :

Les poutres subissent des dommages assez importants pouvant entraîner une perte significative de résistance (Rotules de type **IO-LS et LS-CP** ), tandis que les poteaux du RDC et 1<sup>ère</sup> étage subissent des dommages relativement limités (Rotules de type **'B-IO et IO-LS** ')).

Par conséquent, les mécanismes de ruine ainsi que l'état de dégradation des sections des éléments ne peuvent être considérés comme des critères de comparaisons déterminants dans le choix de la disposition optimale des masses **pour ces structures**.

#### VI.6.2.12. Conclusion

D'après toutes les analyses et les comparaisons entre les variantes, on confirme que la disposition du masse de plancher des variantes 1, 2,3, 5, 8, 11 et 14 sont optimale qui correspond respectivement au Bloc de référence, R x100%, Rx150%, Rx200%, Rx300%, Rx400% et R+2x150% dans la structure R+5 ainsi que R+5x 150% dans la structure R+10.

Donc :

- On ne doit pas augmenter la masse de plancher au-delà de 400% dans le RDC.
- On ne doit pas augmenter la masse de plancher au-delà de 150% dans le R+2 pour la structure de R+5.

- On ne doit pas augmenter la masse de plancher au-delà de 150% dans le R+5 pour la structure de R+10.

On peut faire une comparaison entre les méthodes d'analyse (linéaire et non linéaire), en remarquant que les mêmes dispositions des masses du plancher sont optimales pour les deux analyses donc :

- On ne doit pas utiliser la méthode d'analyse non linéaire sur les études de nouvelle structure, juste vérifier que la période ne dépasse pas 101.7% par rapport à la période du bloc de référence par l'analyse linéaire.
- Utiliser la méthode d'analyse non linéaire pour l'étude de la vulnérabilité des enceintes structure, pour connaître le mode de ruine de la structure et les autres paramètres.

**Conclusion générale :**

L'expérience des séismes passés a montré qu'une bonne disposition des masses du plancher permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le règlement parasismique algérien (**RPA2003**), aucun article n'est relatif à ce paramètre.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des masses du plancher en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de disposition de masse.

Pour évaluer la performance sismique de la structure, nous avons proposé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain **ATC 40**.

Après avoir exposé les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité, notre choix s'est porté sur le logiciel de calcul non linéaire « **SAP 2000 v15** », qui offre la possibilité d'extraire la courbe de capacité de la structure à l'issue d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

L'objectif principal assigné à notre travail est de proposer aux concepteurs de structures une méthode qui permet de déterminer la disposition optimale des masses du plancher sur la base de l'étude comparative des analyses linéaire et non linéaires de plusieurs variantes.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application une structure régulière de dimensions (**16mx16m**), de hauteur (**R+5 et R+10**). Plusieurs dispositions de masses ont été étudiées, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse statique non linéaire (**Push Over**) ont été utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence l'excellent comportement non linéaire de Sept (07) variantes, qui sont clairement ressorties comme étant les dispositions optimales des masses du plancher qui sont les variantes 1, 2, 3, 5, 8 et 11 pour la structure R+5 et pour la structure R+10 est les variantes **1, 2, 3, 5, 8, 11 et 14**.

Pour justifier l'excellent comportement post élastique de ces variantes, nous somme s'intéressés aux pourcentages des Indicateurs de dégradation différentes variantes étudiées, on a constaté que le pourcentage des Indicateurs de dégradation était moins importantes dans les

six (06) variantes pour R+5 et sept (07) variantes optimales pour R+10, ce qui peut justifier leur excellent comportement non linéaires, car l'objectif de toute bonne conception parasismique est de faire reprendre aux structure le minimum indicateur de dégradation afin de limiter la plastification des portiques.

La comparaison entre les méthodes d'analyse (linéaire et non linéaire), montre que les mêmes dispositions des masses de planche sont optimales pour les deux analyses donc :

- On ne doit pas utiliser la méthode d'analyse non linéaire sur les études de nouvelle structure, juste vérifié que la période ne dépasse pas 101.7% par rapport à la période du bloc de référence par l'analyse linéaire.
- Utiliser la méthode d'analyse non linéaire pour l'étude de la vulnérabilité des enceins structure, pour connaitre le mode de ruine de la structure et les autres indicateurs.

Nous proposons aussi à ce qu'un chapitre relatif à la méthode push over soit introduit dans le prochain règlement parasismique algérien, l'objectif de cette démarche est d'imposer pour les structures élancées en zone sismique, des analyses push over en lieu et place des méthodes traditionnelles basées sur la méthode des forces .

On compare les deux courbe de vulnérabilité calculer dans les deux sens ( $x-x$ ) et le sens ( $y-y$ ), on constat bien que la structure est plus vulnérable dans le sens ( $x-x$ ) a cause de la poutre secondaires.

Donc pour augmenter la résistance de la structure, il est préjudiciaux que l'implantation des systèmes de renforcement soit d'une manière a augmenté la résistance dans le sens vulnérable c.-à-d. suivant le sens ( $x-x$ ).

Par ailleurs, l'analyse des résultats a aussi permis de relever qu'une disposition de masse du plancher pouvait permettre à la structure d'avoir le meilleur comportement dans le domaine élastique si ne modifient pas les masses du plancher au de la de 400% dans le RDC pour R+5 par contre les meilleurs comportements dans le domaine élastique pour la structure R+10 si en modifier la masses du R+5 jusqu'à 100% au-delà du plancher R+5x150% la structure devrez fragile.

## Références bibliographiques

- [1] **Jacques Deverchere**, 2007, les séismes, Cours Licence S1: Risque naturels.
- [2] **Christophe Viau**, référence internet <http://christopheviau.com/images/volcans.jpg>.
- [3] **B. Kebaili , B. Redjel**, 2009,Analyse Du Seisme De Boumerdes Juin 2003 Et Règles Parasismiques Algériennes, 1st International Conférence on Sustainable Built Environment infrastructures in Developing countries ENSET Oran (Algeria).
- [4] **A.K.Yelles-Chaouche**, Les Séismes en Algérie du Nord, CRAAG Route de l'Observatoire B.P.63 Bouzareah Alger.
- [5] **AFPS**, 2003, Rapport préliminaire de la mission AFPS, Le séisme du 21Mai en Algérie.
- [6] **Davidovici Victor**, 2003, Rapport de mission séisme de Boumerdès 2003, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.
- [7] CEN **Eurocode 8**, 1994, Design provisions for earthquake resistance of structures.
- [8] **Règles Parasismiques Algériennes**, Rpa 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- [9] **T. Branci**, 2009, Analyse De La Demande De Ductilité Des Structures Des Bâtiments A Profil Irrégulier, SBEIDCO–1st International Conference on Sustainable Built Environement Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.
- [10] **T. Branci et Tiliouine Boualem**, 2008, Réponse sismique des structures des bâtiments en béton armé Configurations régulière et irrégulière, Département de génie civil, faculté des sciences et sciences de l'ingénieur, Université Hassiba Benbouali,Chlef, Algérie.

- [11] **Al-Ali A. A. K. &Krawinkler H**, 1998, Effets of vertical irregularities on seismic behavior of building structures, Report No. 130, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, U.S.A.
- [12] **Drouna karima**, 2010, Mémoire de magistère, Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP. Université Mentouri de Constantine.
- [13] **Hugo Bachmann**, 2002 , Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités, Directives de l’OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell’UFAEG Berne, 2002
- [14] **David Lozach**, 2011, Béton et construction parasismique, Conception parasismique et maisons individuelles, Centre d’information sur le ciment et ses applications
- [15]. **Moehle, J.P**, 1984, Seismic response of vertically irregular structures. Journal of Structural Engineering ASCE, 110: 2002-2014.
- [16] **Moehle, J.P, Alarcon, L.F**, 1986, Seismic analysis methods for irregular buildings. Journal of Structural Engineering 112: 35-52.
- [17] **Uniform Building Code**,1997, Volume 2. Structural engineering design provisions.
- [18] **Valmundsson, E.V., Nau, J.M**, 1997, Seismic response of building frames with vertical structural irregularities. Journal of Structural Engineering: 123 (1).
- [19]. Magliulo, G., Realfonzo, R., Ramasco, R, 2001 (in italian), Sulcomportamentosismico di telaipiani in c.a. caratterizzati da irregolarità in elevazione. X Convegno ANIDIS.
- [20] **Branci taïeb**, 07/2006, comportement sismique des Bâtiments irréguliers thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique Département de Génie Civil Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique Des Structures

- [21] **Hamoukada ,Ramdanekheireddine**, 2007,Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [22] **Applied Technology Council**, 1996, The seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ,ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.
- [23] **Abed Ahmed**,2010, cours de calcul non linéaire des structures, Université de Tizi ouzou.
- [24] **Ashraf Habibullah**, 1998, and Stephen Pyle, 1998, Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis,Published in Structure Magazine.
- [25] **Ourabah A, Hamouche S, Seghir A EtTahakourt A**, 2010, Analyse Push over D'une Structure Auto Stable (R+8) Push over Analysis Of Multi story Structures, Symposium International Sur La Construction En Zone Sismique Université Hassiba Ben bouali De Chlef (Algérie).
- [26] **BAEL**, 1999, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- [27] **SAP2000**, web tutorial1-quick pushover analysis tutorial (1999).computer and structures, Inc.Berkeley, California.
- [28] **SAP2000**, web tutorial 2-quick pushover analysis tutorial (1999).computer and structures, Inc.Berkeley, California.
- [29] **SerminOğuz**, 2005, Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures ,Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University,Turkey.
- [30] SAP2000 Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures DETAILED TUTORIAL INCLUDING PUSHOVER ANALYSIS
- [31] **FEMA**, 1997, NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the

Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[32] **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.

[33] **BELKHEIR Mohammed Aghiles**, 2012, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

[34] **Thomas Paulay**, 1999, A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility, Earthquake engineering and engineering seismology, volume 1, number 1, september 1999, pp 51-67.

[35] **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.