

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

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

Spécialité: Genie Civil.

Option: Structures.

Présenté par :

**TINE Mohamed El Amine**

**SIMERABET Youcef**

*Sujet du mémoire:*

**Evaluation de coefficient de comportement des structures.**

*Soutenu publiquement le .../.../2020 devant le jury composé de:*

Mr.ZIDOUR	Mohamed	Président
Mr. SAOULA	Abdelkader	Rapporteur
Mr. DAOUADJI.H	Tahar	Examineur
Mr. BENSATALLAH	Tayeb	Examineur

*Promotion: 2019-2020*

REMERCIEMENTS  
**REMERCIEMENTS**

Tout d'abord, j'éprouve ma gratitude envers Dieu de m'avoir donné la patience, le courage et la santé pour accomplir ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et mes profonds remerciements à Mon professeur encadreur **SAOULAA ABDEELKADER** Sans son aide et ses importantes orientations, ce travail de recherche n'aurait jamais pu être mené au bon port.

Je remercie également les membres du jury pour leur acceptation d'évaluer ce mémoire et de l'enrichir par leurs propositions.

Un remerciement spécial s'adresse, aussi, à notre chef de département M. **BOUAKAZ KHALED**.

Mes remerciements s'étendent aux enseignants du département de Génie civile.

Finalement, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

# dédicaces

Au nom de Dieu le clément et le miséricordieux

Je dédie cet humble mémoire à :

**A** ma mère que j'aime plus que tout le monde pour leur amour, leur affection et leur grand soutien et sacrifice.

**A** mon binôme amine.

**A** tous mes amis plus particulièrement :

Mohamed, Ismail, Djihad, Mani ,ET tout le Groupe DE MASTER

Génie civile

**A** tout être de près ou de loin qui m'a aidé et m'a soutenu pendant les moments difficiles.

Merci à tous.

YOUCEF

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail ;*

*A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père ALI.*

*A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore kheira.*

*A mon binôme Yousef.*

*Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, à mon frère unique Smail et mes aimables sœurs Aouali et son époux Djalloul, également Khadîdja et son conjoint Mehdi et ma petite sœur Rania.*

*Une dédicace spéciale à ma nièce adorée Rahef et mes neveux Younes et wassim.*

*A ma fiancée Hind, le secret de ma force et ma source de réussite.*

*A mon cher oncle Mohamed et sa famille pour leur appui et encouragement.*

*A mes amies Oussama, Smail, Hamouda, Nadjmeddine, Mohamed, Hamani, Amine.*

*A toute la promotion Master 2 Génie civile et plus particulièrement :*

*Mohamed, Ismail, Kika, Djihad, Mani, Islam, Sofiane, Kada, Ameer*

*A toutes les personnes qui ont cru en moi.*

*Amine.*

**Résumé :**

La réduction des efforts dans les règlements est faite par l'introduction d'un coefficient appelé «Coefficient de comportement». Ce dernier est considéré comme le paramètre clé dans un dimensionnement en capacité qui est basée sur des méthodes simplifiées. Ce coefficient est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre.

A cet effet, l'objectif principal de ce travail est la détermination des coefficients de comportement pour des portiques en béton armé. Dix portiques de différentes configurations ont été considérés. Ces portiques ont subi une analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover) en utilisant le logiciel ETABS, dont le but est d'évaluer la ductilité globale de chaque portique. Cette ductilité nous a permis d'avoir les valeurs recherchées de coefficients de comportement.

Les valeurs déterminées font l'objet d'une comparaison avec les valeurs préconisées dans les règlements parasismiques à savoir le Règlement Parasismique Algérien RPA ainsi que l'Eurocode 8.

**Mots clés :** Coefficient de comportement, Ductilité globale, Pushover, RPA, l'Eurocode 8.

**Abstract :**

Reduction of efforts in the regulations is made by the introduction of a coefficient called "coefficient of behavior". The latter is considered the key parameter in a capacity sizing that is based on simplified methods. This coefficient is a factor introduced in seismic regulations to reduce the elastic forces obtained from a linear elastic analysis to account for energy dissipation in the short of the earthquake.

For this purpose, the main objective of this work is the determination of the coefficients of behavior for reinforced concrete gantry. Ten porches of different configurations were considered. These gantries underwent a nonlinear step-by-step (Pushover) analysis using ETABS software, which aims to assess the overall ductility of each gantries. This ductility allowed us to have the desired values of coefficients of behavior.

He determined values are compared with the values recommended in the seismic regulations, namely the Algerian seismic regulation RPA and Eurocode 8.

**Key words:** coefficient of behaviour, overall ductility, Pushover, RPA, Eurocode 8.

**ملخص:**

يتم الحد من الجهود في الأنظمة بإدخال معامل يسمى «معامل السلوك ويعتبر المعيار الأخير المعيار الرئيسي في تحديد القدرات الذي يستند إلى أساليب مبسطة. هذا المعامل هو عامل عرض في الزلزالي اللوائح للحد من مرونة القوات التي تم الحصول عليها من الخطية مرونة تحليل لحساب تبديد الطاقة في فترة قصيرة من وقوع الزلزال.. ولهذا الغرض ، فإن الهدف الرئيسي لهذا العمل هو تحديد معاملات السلوك من أجل كتلة صلبة ملموسة معززة. وتم النظر في عشرة مساحات من التشكيلات المختلفة. وخضعت هذه التشكيلات لتحليل غير خطي خطوة بخطوة ( برمجيات ETABS باستخدام )، لتي تهدف إلى تقييم الدوقية الإجمالية لكل غارة. هذه الدوقية سمحت لنا بالحصول على القيم المرغوبة لمعاملات السلوك.

تقارن القيم المحددة بالقيم الموصى بها في اللوائح المتعلقة بالاهتزازات، أي اللائحة الجزائرية المتعلقة

بالاهتزازات الأرضية. RPA و Eurocode 8.

اليورو كود 8, Pushover, RPA , معامل السلوك, ليونة عالمية. : **الكلمات المفتاحية**

---

*Sommaire*

---

## Sommaire

Remerciements .....	i
Dédicace .....	ii
Résumés.....	iv
Sommaire .....	vi
Liste des figures .....	x
Liste des tableaux.....	xiii
Notations & symboles .....	xvi
Introduction générale.....	02
Chapitre I: comportement sismique des bâtiments.....	05
I-1- Introduction.....	06
I-2 -Genèse des séismes.....	06
I-3 - Propagation des ondes.....	06
I-3-1- Comportement des structures durant un séisme.....	08
I-4- Comportement des poteaux courants.....	08
I-5- Comportement des poteaux courts .....	09
I-6-Comportement Nœuds poteaux-poutres.....	10
I-7-Comportement des éléments d'ossatures auto-stables.....	10
I-8-Comportement des poutres.....	11
I-9 Les voiles coulés en place.....	12
I-9-1 Comportement global.....	12
I-9-2 Facteurs de ductilité des voiles.....	13
I-9-3 Zones critiques des voiles selon les PS-92.....	13
I-9-4 Armatures des voiles en zone sismique.....	14
I-10-La Ductilité.....	14
I-10-1-1 introduction.....	14
I-10-2Définition de la ductilité.....	14
I-10-3Différents types de ductilité.....	15
I-10-3-1-Ductilité de déformation.....	15
I-10-3-2-Ductilité de courbure.....	15
I-10-3-3-Ductilité de déplacement.....	16
I-10-3-4-Ductilité en rotation.....	16
I-10-4Facteurs influençant la ductilité.....	17
I-11 endommagement.....	18



I-11-1- introduction.....	18
I-11-2 Définition de la variable d'endommagement.....	18
I-11-3 Concept de contrainte effective.....	19
I-12- Types d'endommagement [26].....	19
I-12-1 Endommagement fragile.....	19
I-12-2-Endommagement ductile.....	19
I-12-3-Endommagement différé.....	19
I-13 Conclusion.....	19
Chapitre II : Méthodes d'analyse des structures.....	20
II .1. Introduction.....	21
II .2. Méthodes d'analyse linéaire (élastique).....	21
II .2.1. Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques).....	21
II .2.2.Analyse statique équivalente.....	21
II .2.3.Analyse modale spectrale.....	23
II .2.3.Méthodes d'analyse non linéaire.....	24
II .2.3.1 Analyse dynamique non-linéaire temporelle.....	24
II .2.3.2.Analyse Pushover.....	24
II-3 Conclusion.....	25
Chapitre – III: Coefficient de comportement .....	26
III-1 Introduction.....	27
III-2 Définition.....	27
III-3 Évaluation de coefficient de comportement.....	28
III-3-1 Facteur de ductilité $R_{\mu}$ .....	28
III-3-1-1 Méthode de Newmark et Hall.....	29
III-3-1-2 Méthode de Krawinkler and Nassar.....	30
III-3-1-3 Méthode de Fajfar et Vidiç.....	31
III-3-1-4 Méthode de Priestley.....	31
III-3-1-5 Méthode de Priestley.....	31
III-3-2 Facteur de réserve de résistance $R_s$ .....	31
III-3-3 Facteur de redondance $R_R$ .....	32
III-3-3 Paramètres caractérisant le coefficient de comportement « R ».....	33
III-4 Valeurs du coefficient de comportement pour les structures en B.A selon les règlements internationaux.....	33
III-4-1 Règlement européen Eurocode8.....	33
III-4-2 Règlement parasismique algérien (RPA).....	35
III-4-3 Règlement américain UBC-97.....	35

---

III-4-4 Règlement marocain RPS-2011.....	36
III-4-5 Règlement égyptien.....	37
III-4-6 Comparaison entre l'eurocode8 - Code japonais et le Code mexicain.....	37
III-5 Conclusion.....	38
Chapitre –IV : Etude de cas : Application aux portiques en béton armé. <b>Error! Bookmark not defined.</b>	39
IV.1. Introduction.....	40
IV.2. Présentation des portiques.....	40
IV.2.1. Spectres de réponse.....	42
IV.3. Etude de portiques.....	43
IV.3.1. Portique Type 1: R+2-REG.....	44
IV.3.2. Portique Type 2: R+5-REG.....	47
IV.3.3. Portique Type 3: R+7-REG.....	48
IV.3.4. Portique Type 4: R+2b-REG.....	50
IV.3.5. Portique Type 5: R+5b-REG.....	51
IV.3.6. Portique Type 6: R+7b-REG.....	53
IV.3.7. Portique Type 7: R+2-IRREG.....	54
IV.3.8. Portique Type 8: R+5-IRREG.....	56
IV.3.9. Portique Type 9: R+7-IRREG1.....	57
IV.3.10. Portique Type 10: R+7-IRREG2.....	59
IV.4. Interprétation des résultats.....	60
IV.5. Comparaison avec les règlements.....	62
IV.6. Conclusion.....	65
Conclusion générale & perspectives.....	66
Références Bibliographiques.....	69

---

## Liste des figures

## Liste des figures

<b>Figure I.1:</b> Séisme de Boumerdes (2003).....	03
<b>Chapitre I:</b> Comportement sismique des bâtiments.....	05
<b>Figure I-1:</b> Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.....	06
<b>Figure I-2 :</b> Propagation des ondes sismiques.....	07
<b>Figure I-3</b> Propagation des ondes sismiques P et S.....	07
<b>Figure I-4 :</b> Comportement des structures durant un séisme.....	08
<b>Figure I-5 :</b> Endommagement des poteaux par flexion et par cisaillement.....	09
<b>Figure I-6 :</b> cisaillement des poteaux courts.....	10
<b>Figure I-7 :</b> Eclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.....	10
<b>Figure I-8 :</b> (a) Poutre ferrailée normalement ; (b) boucles d'hystérésis.....	11
<b>Figure I-9 :</b> (a) poutre ferrailée normalement ;(b) boucles d'hystérésis.....	12
<b>Figure I-10 :</b> Cisaillement d'un voile faiblement armé (Séisme d'Anchorage,1964) (Document Karl – V Steinbrugge).....	12
<b>Figure I-11 :</b> Cisaillement de la zone critique d'un voile (séisme d'Anchorage, 1964).....	13
<b>Figure I-12:</b> Ductilité de déformation.....	15
<b>Figure I-13:</b> Ductilité en courbure.....	15
<b>Figure I-14:</b> Ductilité de déplacement.....	16
<b>Figure I-15:</b> Ductilité de rotation.....	16
<b>Figure I-16:</b> Relation entre ductilité globale ( $\mu\Delta$ ) et la ductilité locale ( $\mu$ ) [15].....	17
<b>Figure I-17 :</b> Représentation de l'élément de volume endommagé.....	18
<b>Chapitre – II :</b> Méthodes d'analyse des structures.....	21
<b>Figure II.1:</b> Principe de la méthode temporelle élastique.....	21
<b>Figure II -2 :</b> Principe de la méthode statique équivalente.....	23
<b>Figure II-3 :</b> Principe de la méthode modale spectrale.....	25
<b>Figure II.4:</b> Principe de la méthode PUSHOVER (courbe de capacité de la structure).....	25
<b>Chapitre – III :</b> Coefficient de comportement.....	27
<b>Figure III-1:</b> Évaluation de facteur de comportement R [39].....	28
<b>Figure III-2 :</b> Principe d'égalité des accélérations.....	29
<b>Figure III-3:</b> Principe d'égalité des énergies.....	29
<b>Figure III-4:</b> Principe d'égalité des déplacements.....	30
<b>Figure III-5:</b> Comportement élasto-plastique avec pente d'écrouissage $\alpha$ .....	30
<b>Chapitre –IV :</b> Etude de cas : Application aux portiques en béton armé.....	38
<b>Figure IV.1:</b> Les portiques type Régulier.....	41
<b>Figure IV.2:</b> Les portiques type IRRégulier.....	42

<b>Figure IV.3:</b> le spectre de réponse.....	43
<b>Figure IV.4:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	45
<b>Figure IV.5:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	46
<b>Figure courbe IV.6:</b> force –déplacement (pushover) .....	47
<b>Figure IV.7:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	47
<b>Figure IV.8:</b> Courbe force –déplacement (pushover).....	48
<b>Figure IV.9:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	49
<b>Figure IV.10:</b> Courbe force –déplacement (pushover).....	50
<b>Figure IV.11:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	50
<b>Figure IV.12:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	51
<b>Figure IV.13:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	52
<b>Figure IV.14:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	53
<b>Figure IV.15:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	53
<b>Figure IV.16:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	54
<b>Figure IV.17:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	55
<b>Figure IV.18:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	56
<b>Figure IV.19:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	56
<b>Figure IV.20:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	57
<b>Figure IV.21:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	58
<b>Figure IV.22:</b> courbe force –déplacement (pushover).....	59
<b>Figure IV.23:</b> Idéalisation de la courbe de capacité.....	59
<b>Figure IV.24:</b> Histogrammes de coefficient de comportement global:portiques réguliers, (b) portiques irréguliers.....	61
<b>Figure IV.25:</b> Histogrammes de comparaison des valeurs de $R$ avec RPA et EC8(a) portiques réguliers, (b) portiques irréguliers.....	64

---

Liste des tableaux

## Liste des tableaux

<b>Chapitre II:</b> Méthodes d'analyse des structures.....	20
<b>Tableau II.1 :</b> Méthodes d'analyses dynamique linéaire et non linéaire [27].....	21
<b>Tableau II.2 :</b> Valeurs de $\lambda$ [28].....	22
<b>Chapitre –III:</b> Coefficient de comportement.....	26
<b>Tableau III-1:</b> quelques valeurs de facteur de redondance [42].....	32
<b>Tableau III-2-</b> Valeurs de $q_0$ pour les structures en B.A [43].....	33
<b>Tableau III-3-</b> Valeurs du coefficient de comportement dans le RPA [08].....	35
<b>Tableau III-4 :</b> Valeurs du coefficient de comportement des structures en B.A dans l'UBC [44].....	36
<b>Tableau III-5 :</b> Valeurs du coefficient de comportement dans le RPS 2011[45].....	37
<b>Tableau III-6 :</b> Valeurs du coefficient de comportement dans le règlement égyptien [46].....	37
<b>Tableau III-7 :</b> Valeurs du coefficient de comportement dans différents codes internationaux [46].....	38
<b>Chapitre –IV:</b> Etude de cas : Application aux portiques en béton armé.....	39
<b>Tableau IV.1:</b> Les paramètres de spectre de réponses.....	43
<b>Tableau IV.2:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 3 niveaux)...	45
<b>Tableau IV.3:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 3 niveaux).....	46
<b>Tableau IV.4:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 6 niveaux).....	47
<b>Tableau IV.5:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 6 niveaux).....	48
<b>Tableau IV.6:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 8 niveaux)....	49
<b>Tableau IV.7:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 8 niveaux).....	49
<b>Tableau IV.8:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 3 niveaux)...	50
<b>Tableau IV.9:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 3 niveaux).....	51
<b>Tableau IV.10:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 6 niveaux)....	52
<b>Tableau IV.11:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 6 niveaux).....	52
<b>Tableau IV.12:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 8 niveaux)...	53
<b>Tableau IV.13:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 8 niveaux).....	54
<b>Tableau IV.14:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 3 niveaux).....	54
<b>Tableau IV.15:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 3 niveaux).....	55
<b>Tableau IV.16:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 6 niveaux).....	56
<b>Tableau IV.17:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 6 niveaux).....	57
<b>Tableau IV.18:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 8 niveaux).....	57
<b>Tableau IV.19:</b> Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 8 niveaux).....	58
<b>Tableau IV.20:</b> Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 8 niveaux).....	59

**Tableau IV.21:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 8 niveaux).....60

**Tableau IV.22:** Récapitulation des valeurs de  $R_{\mu}$ ,  $R_s$  et  $R$  pour les différents portiques..... 60

**Tableau IV.23:** Comparaison des valeurs de R pour les différents portiques..... 63

**Tableau IV.24:** Les valeurs de  $R$  pour chaque type portique (Méthode ductilité+RPA+EC8).....64



---

## Notations & symboles

$\mu_\varepsilon$  : Ductilité de déformation.

$\varepsilon_u$  : Déformation totale.

$\varepsilon_y$  : Déformation élastique.

$\mu_\varnothing$  : Ductilité de courbure.

$\varnothing_u$  : Courbure maximale.

$\varnothing_y$  : Courbure élastique.

$\mu_\Delta$  : Ductilité de déplacement.

$\mu_\theta$  : Ductilité en rotation.

$D_N$  : L'endommagement.

$S_D$  : Surface.

$S$  : Surface.

$\sigma$  : Contrainte effective.

$F$  : Effort.

$S$  : surface.

$F_b$  : L'effort tranchant.

$S_d (T_1)$  : l'ordonnée du spectre de calcul.

$\lambda$  : le coefficient de correction.

$M$  : est la masse totale du bâtiment.

$V$  : L'effort tranchant.

$C_s$  : Coefficient de réponse sismique

$W$  : Poids efficace sismique de la structure.

$IE$  : Facteur d'importance.

$R$  : Facteur de modification.

$SDS$  : Concevoir l'accélération de la réponse spectrale à courte période.

$V$  : L'effort tranchant.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique.

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure.

$Q$  : Facteur de qualité.

$W$  : Poids total de la structure.

**$\beta$** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**A**: Coefficient d'accélération de zone.

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

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

**$S_a(T)$**  : L'ordonnée du spectre de réponse de calcul en accélérations.

**$S_e(T)$**  : L'ordonnée du spectre de réponse élastique en accélérations caractérisant l'action sismique.

**R**: Valeur de calcul du coefficient de comportement.

**$R_\mu$** : Facteur de ductilité.

**$R_s$** : Facteur de réserve de résistance.

**$R_R$** : Facteur de redondance.

**$q_0$**  : Valeur de base du coefficient de comportement.

**$k_D$**  : Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

**$k_R$**  : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

**$k_W$** : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

**$H_{wi}$**  : Hauteur du mur i.

**$l_{wi}$**  : Longueur de la section du mur i.

**$K_\eta$** : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

---

*Introduction générale*

## I.1. Introduction:

Un séisme correspond à une fracturation des roches en profondeur le long d'une faille généralement préexistante. Cette rupture s'accompagne d'une libération soudaine d'une grande quantité d'énergie qui se traduit en surface par des vibrations du sol. Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts. De 1994 à 2004, les séismes ont fait plus de 80 000 victimes dans le monde. Comme exemple sur tous les séismes récents (Northridge, 1994 ; Kobe, 1995 ; Ismi, 1999 ; Boumerdes, 2003).



**Figure I.1:** Séisme de Boumerdes (2003)

Il est apparu au cours de ces crises que la réduction du risque sismique devenait une priorité dans les politiques des pays dans le monde entier. Un séisme sera moins destructeur dans un pays qui a intégré dans sa culture la construction parasismique. L'évolution actuelle du génie parasismique a permis le développement des méthodes d'analyse et de calcul des structures soumises à des sollicitations sismiques, ainsi que des moyens et des conceptions plus efficaces pour atténuer les effets destructeurs des grands mouvements du sol.

L'objectif principal de « Génie parasismique » est l'aspect sécuritaire et l'aspect économique, qui est traduit dans la pratique par l'établissement des codes de calculs. Les codes de calculs sont basés sur l'utilisation des méthodes de calculs simplifiées (spectrale, statique équivalente) et visent à réduire les efforts sismique élastique à des efforts anélastiques en exploitant la capacité que possède la structure à dissiper de l'énergie à travers des déformations inélastiques sans se détériorer.

La réduction des efforts dans les règlements est faite par l'introduction d'un coefficient appelé «Coefficient de comportement» qui dépend de la ductilité. Cette dernière est liée à la forme et la configuration de la structure (géométrie, rigidité), à la nature des matériaux et à la capacité de dissiper de l'énergie. Ce coefficient est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre.

Dans les différents codes de calcul, la valeur du coefficient de comportement varie entre 1 et 8. Quand la valeur de ce coefficient augmente, la structure est devenue plus dissipative. Une valeur de 8 veut dire que la structure est totalement dissipative, par contre une valeur de 1 exprime que la structure n'est pas dissipative.

Ce coefficient de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes d'intensité réduite. En général, la valeur de calcul du facteur  $q$  est donnée dans les normalisations sismiques en fonction du seul type de structure dimensionnée cependant des recherches récentes ont montrés que ce facteur dépend d'autres paramètres.

L'objectif principal de ce travail est la détermination des coefficients de comportement pour des portiques en béton armé qui présentent des configurations différentes. Le travail est fait pour dix portiques dimensionnés à l'aide de la méthode spectrale. Les portiques sont modélisés dans le logiciel ETABS. L'analyse est menée en utilisant la méthode en poussée progressive (PushOver).

Les portiques considérés sont classés dans la catégorie des structures auto-stables sans remplissage. Bien qu'ils présentent une géométrie différente en élévation, la hauteur des étages est similaire pour tous les portiques, en gardant une longueur des travées constante. Le nombre des étages ainsi que des travées varient d'un portique à un autre. A cet effet, nous avons des portiques type régulier tandis que d'autres type irréguliers.

Le travail est fait pour cinq chapitres :

- Après une introduction générale, le premier chapitre traite le comportement sismique des structures en béton armé sous des sollicitations sismiques.
- Le deuxième chapitre est dédié à la présentation des différentes méthodes d'analyses des structures.
- Le troisième chapitre est consacré à la définition du coefficient de comportement, à la présentation de sa valeur dans les différents règlements internationaux. Puis aux différentes méthodes d'évaluation de ce coefficient.
- Le dernier chapitre consacré à l'étude de cas, où des applications aux portiques en béton armé en utilisant de logicielle ETABS. Le but est d'évaluer le coefficient de comportement puis la comparaison des résultats trouvés avec les valeurs adoptées par le RPA (règlement parasismique algérien) et l'EC8 (EUROCODE8).
- En fin, on termine par une conclusion générale.

*Chapitre – I –*

---

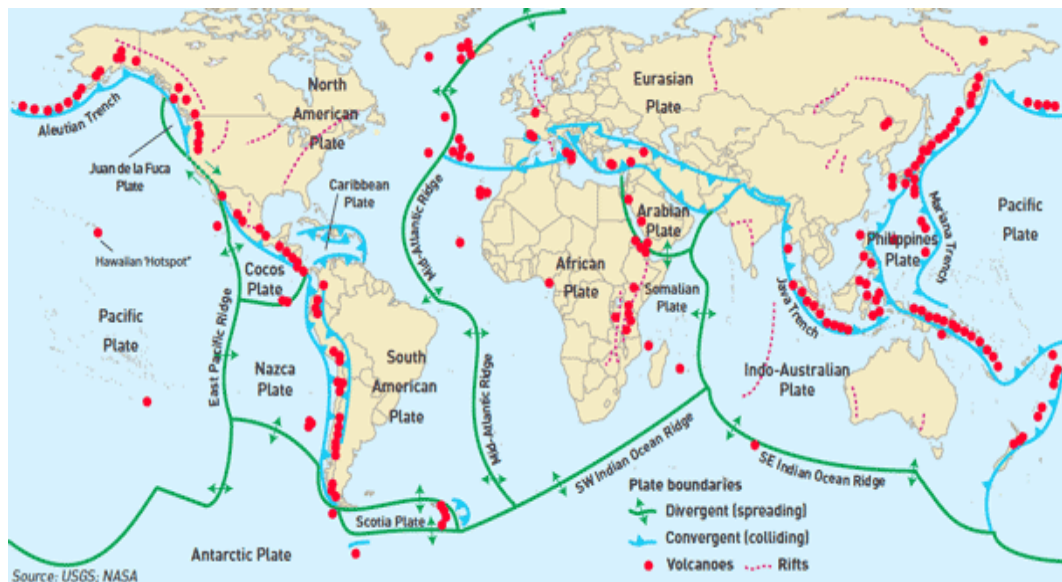
*Comportement sismique des bâtiments.*

### I-1 Introduction:

L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer davantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.

### I-2 Genèse des séismes :

Un tremblement de terre est le résultat d'une libération soudaine d'énergie générée le plus souvent par un mouvement des plaques tectoniques qui constituent la croûte terrestre. Ces mouvements peuvent s'effectuer le long des lignes de contact des plaques (inter-plaques), ou bien le long des failles au sein de ces dernières (intra-plaques). Le dépassement de la résistance au frottement des plaques est à l'origine de ces mouvements, provoquant ainsi une rupture brutale à la suite de laquelle un nouvel état d'équilibre provisoire est réalisé.



**Figure I-1:** Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.

Il existe d'autres phénomènes pouvant provoquer un tremblement de terre tels que les volcans, les glissements de terrains, les explosions d'origine humaine...etc. mais leurs effets sont de moindre importance que ceux causés par les mouvements des plaques.

### I-3 - Propagation des ondes :

L'énergie libérée lors d'un séisme se dissipe sous forme d'ondes qui se propagent à partir de l'hypocentre ; endroit où se produit le séisme, et font le tour du globe tout en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. En effet, les ondes parcourent ce dernier suivant toutes les directions et engendrent en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prédire dans un site donné.



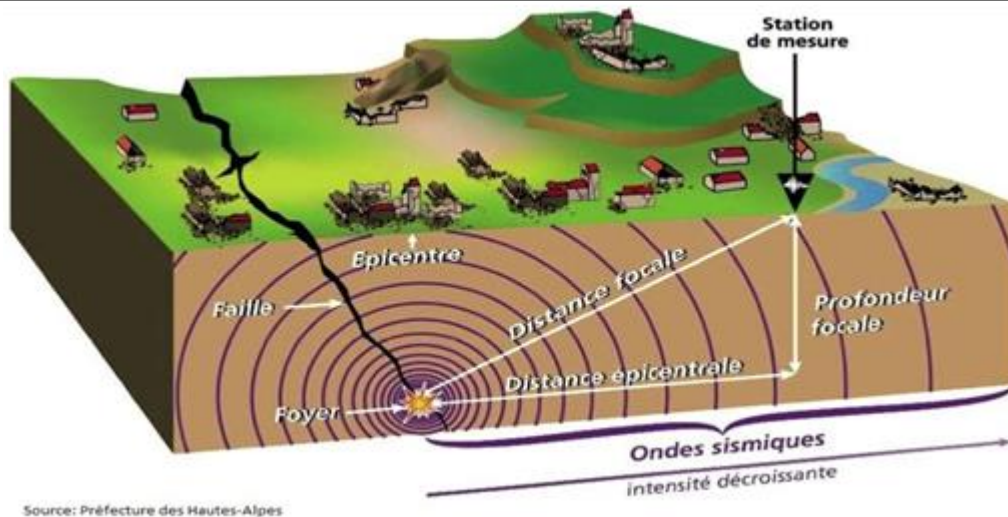


Figure I-2 : Propagation des ondes sismiques.

On peut distinguer deux principaux types d'ondes sismiques :

- **Les ondes de volume** : Ces ondes prennent naissance au niveau du foyer et se propagent sous forme d'ondes longitudinales et transversales.

Les ondes longitudinales (ou ondes P) produisent de légères vibrations et ont une vitesse de propagation supérieure à celle des ondes transversales (ou ondes S). Elles se propagent par compression – dilatation alternées et s'accompagnent d'un changement de volume du milieu dans lequel elles évoluent. Les ondes transversales quant à elles provoquent un cisaillement sans changement de volume et se propagent uniquement dans des milieux pouvant transmettre les efforts de cisaillement.

- **Les ondes de surface** : Ces ondes résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume et se propagent sous formes d'ondes de Rayleigh et de Love.

Les ondes de Rayleigh (ou ondes R) provoquent un mouvement semblable au mouvement de la houle dans le plan vertical de propagation et entraînent des tractions, des compressions, et des cisaillements dans le sol. De leur part, les ondes de Love (ou ondes Q) génèrent uniquement des contraintes de cisaillement et se propagent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation.

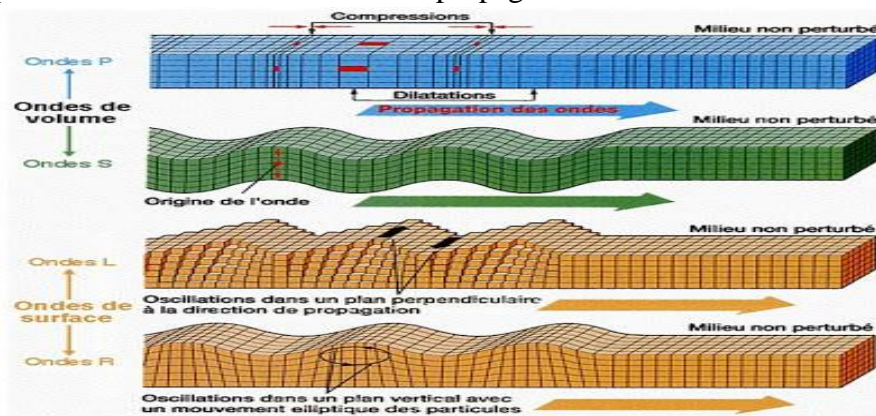


Figure I-3 Propagation des ondes sismiques P et S.

### I-3-1 Comportement des structures durant un séisme :

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure.

L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc.

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des Constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière Judicieuse, et disposé suivant les directions principales.

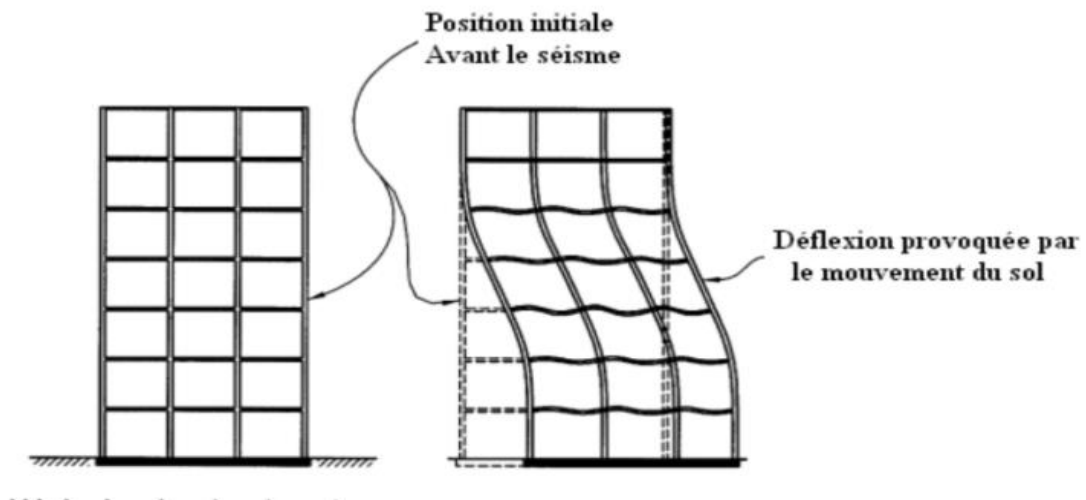


Figure I-4 : Comportement des structures durant un séisme.

### I-4- Comportement des poteaux courants :

Les auteurs dans [1] précisent que sous l'effet d'une excitation sismique, les poteaux courants ou bien moyennement élancés peuvent être endommagés soit par flexion ou par cisaillement.

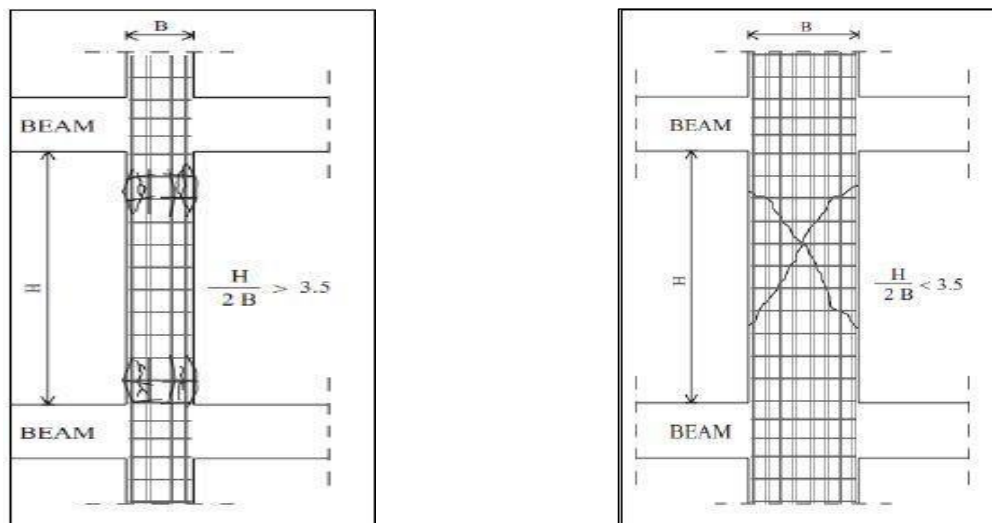
Représentés par une perte de béton ou d'un flambement d'armatures longitudinales à cause des sections insuffisantes pour résister aux sollicitations sismiques, les dommages de cisaillement peuvent se produire à n'importe quel endroit le long du poteau.

Contrairement à celui du cisaillement, l'endommagement par flexion se produit dans les sections localisées aux extrémités (à l'endroit des encastresments) après de larges déformations plastiques. Il commence par un écaillage de l'enrobage, ensuite un écrasement de la zone de compression, puis un flambement des barres longitudinales et se termine par la rupture des étriers [2].

Il est accompagné de fissures en raison de l'insuffisance des aciers, surtout au niveau des jonctions poteau – poutre ou poteau – fondation ou bien en raison de la mauvaise qualité du béton. Ce type de dommages est concentré à l'endroit de la reprise du bétonnage lorsqu'elle a été mal opérée et qu'il n'y a pas ou peu de continuité des armatures [3].

Lors des sollicitations sismiques, il y a une alternance des zones tendues et comprimées, et par suite la fissuration prend une forme de croix. Cette dernière correspond à la formation de la rotule plastique.

Ce type de fissuration s'accompagne d'une dislocation du béton. Les armatures doivent alors reprendre les efforts de compression, et comme elles ne peuvent pas y parvenir, elles se mettent à flamber.



**Figure I-5** : Endommagement des poteaux par flexion et par cisaillement

### **I-5- Comportement des poteaux courts:**

Dans le cas de colonnes courtes et massives, il se produit un énorme gradient de moment et ainsi un grand effort tranchant, qui entraîne, avant même d'atteindre  $M_{pl}$  une rupture par cisaillement (une alternative pour éviter une telle rupture est de les dimensionner au cisaillement et de les construire selon les règles du dimensionnement en capacité) [4].



**Figure I-6** : cisaillement des poteaux courts.

### **I-6-Comportement Nœuds poteaux-poutres:**

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales.

L'ossature en portique en béton armé (contreventement par portique) conçue et réalisée de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate.



**Figure I-7** : Eclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.

### **I-7-Comportement des éléments d'ossatures auto-stables:**

Les ossatures auto stables sont constituées de portiques en béton armé obtenues par assemblage d'éléments poutres et poteaux.

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en flexion. Les poteaux permettent de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propre ou des sollicitations extérieurs. Ils sont sollicités en flexions composées.

Pour ces éléments le comportement et le mode de rupture sont gouvernés soit par la flexion, soit par l'effort tranchant et l'intensité de l'effort normal.

Pour les éléments du bâtiment élancés, le comportement est gouverné par la flexion. La rupture se produit généralement dans la zone du moment fléchissant maximal (zones des rotules plastiques). Leurs ductilités sont généralement assez importantes. Pour les éléments peu élancés, le comportement est dominé par l'effort tranchant, leurs ductilités sont généralement assez faibles.

### I-8-Comportement des poutres:

Les éléments poutres sont généralement soumis à la flexion simple, sans effort normal.

La revue bibliographique montre que la majorité des études expérimentales sont portées sur des consoles, en béton armé, qui représentent la moitié des poutres courantes dans les structures réelles, parmi ces études, on peut citer :

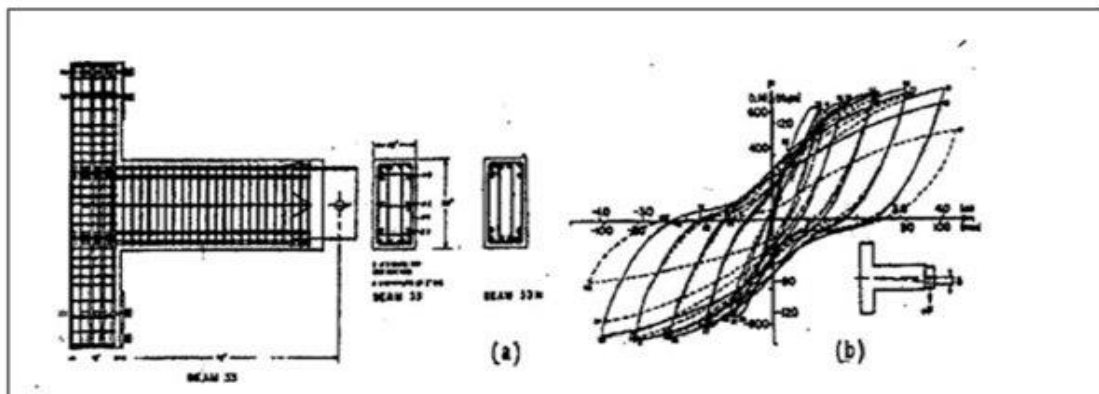
- Les essais de Brown et Jirsa [5].
- Les essais de Wight et Soze [6].

Tous ces essais ont porté sur des séries de consoles élancées, de section rectangulaire, soumises à un chargement cyclique en flexion simple, les paramètres d'études sont le ferrailage et l'élancement. À partir de ces essais nous avons fait les constatations suivantes :

La dégradation de la rigidité est due, essentiellement à la fissuration du béton. Cette dégradation est amplifiée par l'effet de Bauschinger, la détérioration de l'adhérence acier-béton et le cisaillement dans la section critique.

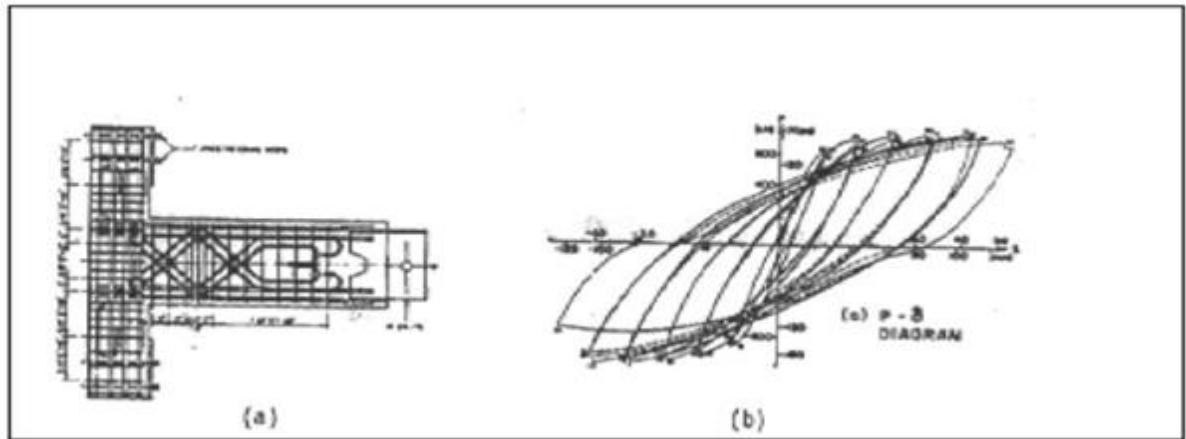
L'allure des boucles d'hystérésis devient plus pincée lorsque le cisaillement est important.

La disposition des armatures en diagonales permet un meilleur comportement d'hystérésis, comme on peut le constater sur les figures (Fig. I-8 et Fig. I-9) tirées des essais de Bertero et Popov.



**Figure I-8** : (a) Poutre ferrillée normalement ; (b) boucles d'hystérésis.





**Figure I-9** : (a) poutre ferrillée normale ;(b) boucles d'hystérésis.

## I-9 Les voiles coulés en place:

### I-9-1 Comportement global:

C'est un type de « structure rigide » qui limite les déplacements relatifs des planchers. Les éventuels dommages dans les zones critiques créent moins d'effondrements que pour les ossatures. En effet, même en cas de cisaillement d'un voile, il est en général partiel et les reports de charges se font sur les parties non rompues, alors que les contraintes chutent.

Par ailleurs, en cas de terrain meuble, l'ISS (Interaction Sol-Structure) est non négligeable dans le bilan énergétique.

La ductilité nettement plus faible que celle des portiques, mais la résistance mécanique en général plus élevée.



**Figure I-10**: Cisaillement d'un voile faiblement armé (Séisme d'Anchorage,1964)  
(Document Karl – V Steinbrugge).

**I-9-2 Facteurs de ductilité des voiles:**

Minimiser la contrainte axiale:

- Dimensionner les voiles généreusement (20 cm et plus).
- Réduire la portée des planchers (5m maxi) pour raidir les diaphragmes.
- Renforcer les extrémités des voiles (poteaux, retours d'angles), bon également dans le domaine élastique.
- Ne pas faire porter les voiles par des poutres ou des dalles (interdit par l'EC8).
- Couler voiles et planchers en même temps (coffrage tunnel) pour éviter les reprises de bétonnage en haut des voiles.
- Superposer les ouvertures pour créer des trumeaux de pleine hauteur.
- Utiliser un système de voiles croisés, d'hyperstaticité élevée.
- Un voile a des caractéristiques géométriques définies par les règles qui le distinguent du poteau et déterminent le type d'armatures appropriées.

**I-9-3 Zones critiques des voiles selon les PS-92:**

Sont considérées comme critiques les régions situées à la base des voiles habituellement sur une hauteur d'étage et dont la hauteur n'excède pas la largeur  $l_w$  des trumeaux, ainsi que celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage.



**Figure I-11** : Cisaillement de la zone critique d'un voile (séisme d'Anchorage, 1964).

**I-9-4 Armatures des voiles en zone sismique:**

Ce type d'armatures qui deviendra obligatoire apporte plus de ductilité aux voiles et renforce les extrémités.

L'EC8, les AFPS 90 et l'UBC recommandent l'armature orthogonale des deux faces avec renforcement des extrémités et la liaison des deux faces par des étriers ou des épingles.

Les PS-92 recommandent seulement la vérification des contraintes et le respect du DTU 23.1.

**I-10-La Ductilité:****I-10-1-1 introduction:**

Dans la conception des structures parasismiques, les implications économiques exigent un niveau de sécurité différent de celui adopté vis-à-vis des autres actions. Le cas des bâtiments situés dans les zones à haut risque sismique exige un niveau particulièrement rigoureux de sécurité. Ces derniers doivent être conçus de façon telle que l'énergie induite soit absorbée et dissipée par de larges déformations inélastiques de la structure [7].

Cependant ces déformations doivent être limitées à des valeurs permettant d'éviter que l'ouvrage ne souffre d'un certain degré d'endommagement pouvant compromettre la vie des occupants et leur sécurité.

Actuellement, la conception des structures à l'égard de leur sécurité antisismique, repose sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes tels que RPA 99/V2003 [8], Eurocode\_8 [9], ACI [10], NBCC [11].

Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. Dans cette situation les zones critiques, appelées à absorber l'énergie sismique, sont présélectionnées pour se déformer sans perte excessive de résistance.

Il est donc primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structural pour être sûr que le mécanisme de ruine se développe de la manière désirée [12].

**I-10-2 Définition de la ductilité :**

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendue au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale [13].

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité? Le terme "



Ductilité " définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il n'y a pas qu'une seule manière d'évaluer la ductilité.

### I-10-3 Différents types de ductilité :

#### I-10-3-1-Ductilité de déformation :

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte, voir figure (II.11).

La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (\text{I-1}).$$

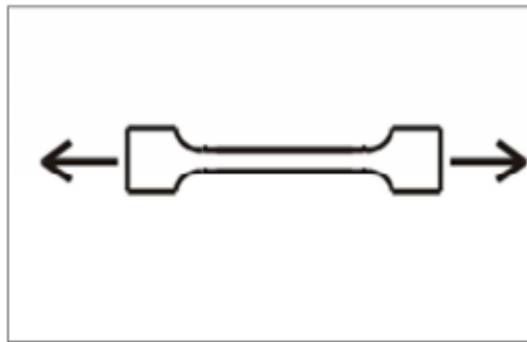


Figure I-12: Ductilité de déformation.

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

#### I-10-3-2-Ductilité de courbure :

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (\text{I-2}).$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en terme de rotation ou de déplacement.

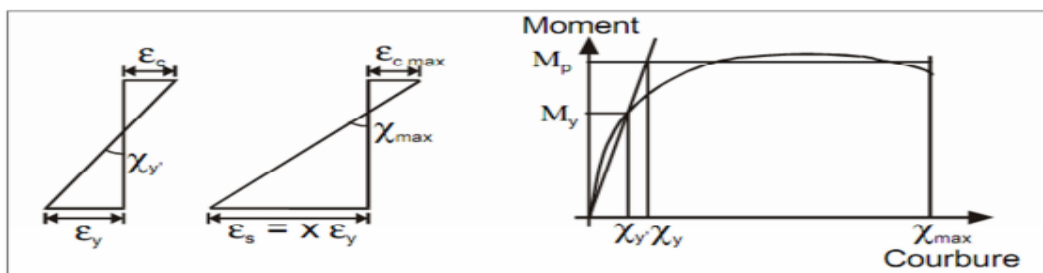


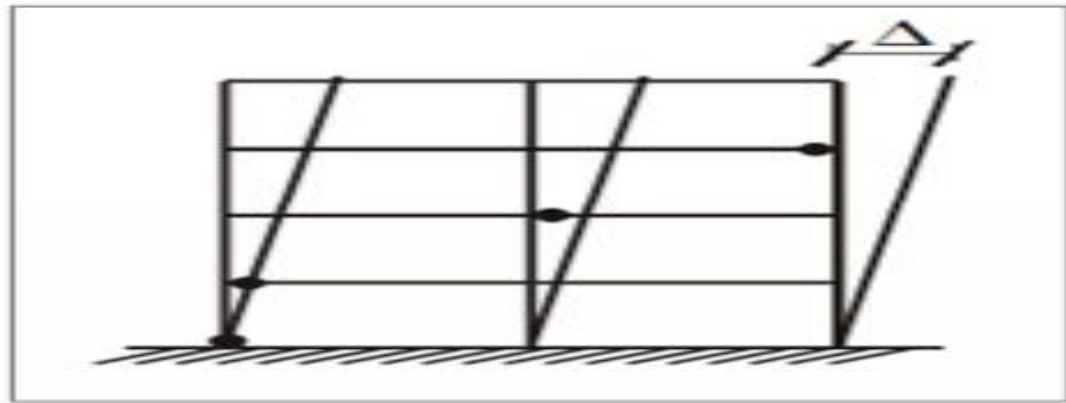
Figure I-13: Ductilité en courbure.

**I-10-3-3-Ductilité de déplacement :**

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{I-3}).$$

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voir impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie.

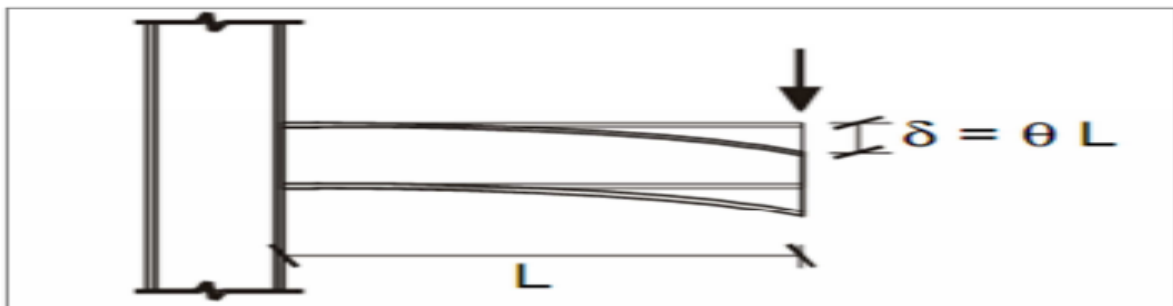


**Figure I-14:** Ductilité de déplacement.

**I-10-3-4-Ductilité en rotation :**

La ductilité de rotation ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont une possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément appelé longueur de la rotule plastique.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (\text{I-4}).$$



**Figure I-15:** Ductilité de rotation.

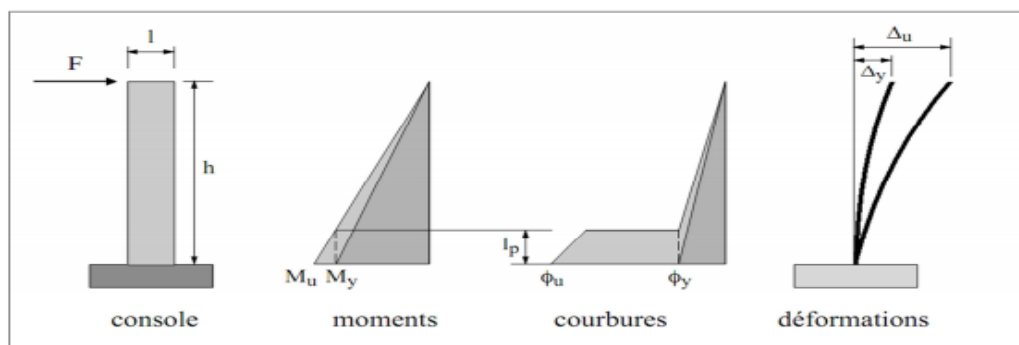
Il reste des différences considérables entre les quatre facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre, chacun d'eux à son importance et sa signification.

Le facteur de ductilité  $\mu\epsilon$  élevé indique un matériau ductile, un  $\mu$  faible indique un matériau fragile.

La ductilité de déplacement et la ductilité en rotation sont complètement différentes car la première dépend essentiellement du déplacement total de la structure contrairement à la ductilité en rotation qui représente la performance d'un élément ou d'un joint de la structure autrement dit  $\mu\theta$  représente le niveau de résistance et de déformation d'un élément de la structure. [14].

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale.

La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure. La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées de la ductilité globale. La relation entre la ductilité locale et la ductilité globale pour une poutre console est représentée à la figure II-14.



**Figure I-16:** Relation entre ductilité globale ( $\mu\Delta$ ) et la ductilité locale ( $\mu$ ) [15].

En conclusion on peut dire que la ductilité représente la capacité de la structure ou d'un de ses éléments à subir des dégradations dans le domaine élasto-plastique provoquant la naissance de rotules plastiques dans certains points, sans perte significative de la résistance.

#### **I-10-4 Facteurs influençant la ductilité :**

Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques [16], [17], [18], [19] ont montré que plusieurs facteurs influent la ductilité des structures en béton armé, parmi ces facteurs, on cite:

- La résistance à la compression du béton.
- Le confinement transversal des éléments.
- Les pourcentages des armatures tendues et comprimées.
- La limite élastique des armatures.

- L'effort normal dans les poteaux.
- L'élancement des éléments.

L'analyse des travaux [16, 17, 18, 19], a montré que certains facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la résistance élevée de la compression du béton et le pourcentage élevé des armatures comprimées, ainsi que, le confinement transversal des éléments en béton armé par des cadres ou par des spirales.

## I-11 endommagement:

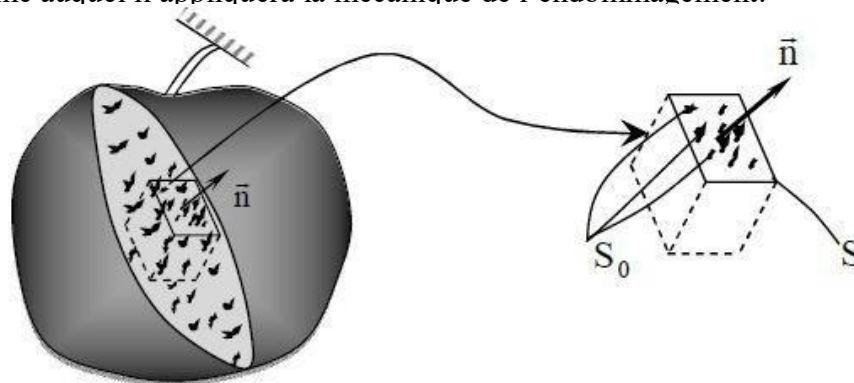
### I-11-1- introduction:

Les modèles d'endommagement sont développés pour modéliser l'évolution des propriétés d'un matériau entre son état sain (initial) et l'amorçage d'une microfissure ayant la taille d'un volume élémentaire représentatif (V.E.R). En 1958, le premier modèle d'endommagement a été proposé par Kachanov, [20]. Il a décrit la détérioration des matériaux en introduisant une variable cachée continue d'endommagement. Cette notion a été reprise dans les années 70, principalement en France par P. Bazant [21]. Elle a été généralisée au cas tridimensionnel isotrope dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles.

Sur la base de cette théorie, de nombreux modèles d'endommagement associés avec d'autres phénomènes comme la plasticité ont été développés. Parmi ces modèles on peut citer ceux de Mazars [22], Kachanov, [20] Chaboche et Lemaitre [23], C.Saouridis[24].

### I-11-2 Définition de la variable d'endommagement:

La définition d'une variable d'endommagement est nécessaire, ceci afin de pouvoir l'utiliser dans une loi de comportement. Cette variable doit représenter l'état de détérioration du matériau. Kachanov (1958) a considéré une structure endommagée dans laquelle il isole l'élément de volume auquel il appliquera la mécanique de l'endommagement.



**Figure I-17** : Représentation de l'élément de volume endommagé.

L'endommagement  $D_n$  en un point M dans une direction  $n$ , est défini par le rapport de la surface  $S_D$  et la trace des défauts dans le plan perpendiculaire à  $n$  sur la surface  $S$  dans laquelle ces défauts se trouvent:

$$D_N = \frac{S_D}{S} \quad (\text{I-5})$$

### I-11-3 Concept de contrainte effective:

Kachanov [20] et Rabotnov [25] ont introduit le concept de la contrainte effective en 1968. Cette hypothèse implique que toute loi de comportement d'un matériau endommagé s'écrit de la même manière que pour ce matériau vierge en remplaçant la contrainte usuelle par la contrainte effective.

Dans le cas particulier d'un élément de volume soumis à un état de traction pure par un effort  $F$  la contrainte usuelle est celle qui satisfait les équations d'équilibre:

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad (\text{I-6})$$

### I-12- Types d'endommagement [26] :

#### I-12-1 Endommagement fragile:

Dans ce type, les micro-défauts se propagent brutalement sans déformations plastiques applicables. Le dommage passe brusquement dans ce cas de la valeur de zéro à sa valeur critique de rupture finale d'une manière quasi-instantanée.

#### I-12-2-Endommagement ductile:

Cet endommagement se caractérise par de larges déformations. Son mécanisme se décompose en trois étapes essentielles :

- La nucléation ou germination de cavité de petites tailles.
- La croissance de ces cavités.
- La coalescence des cavités jusqu'à l'amorçage d'une fissure macroscopique

#### I-12-3-Endommagement différé:

Il englobe deux familles de l'endommagement :

- Endommagement par fatigue.
- Endommagement par fluage.

### I-13 Conclusion:

Dans ce chapitre, il est question du comportement sismiques des bâtiments Nous avons dans un premier temps, présenté le comportement des différents constituants d'une structure sous sollicitation sismique. Après nous avons mis l'accent sur quelques aspects généraux de l'endommagement et de la ductilité.

Chapitre – II –

---

*Méthodes d'analyse des structures.*

## II .1. Introduction:

Pour évaluer la charge sismique, plusieurs méthodes sont proposées. Le Tableau II.1 résume les méthodes existantes dans les différents règlements parasismiques, et classer ces méthodes selon leur nature (la nature de la charge appliquée et le comportement des éléments de la structures considéré).

**Tableau II.1** : Méthodes d'analyses dynamique linéaire et non linéaire [27].

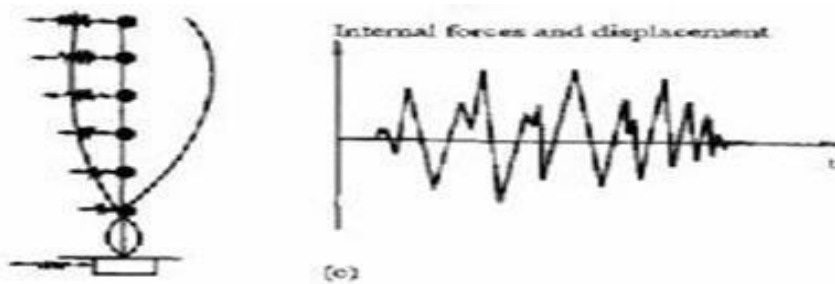
Comportement	Linéaire (élastique)	Non linéaire
Charge statique	Analyse statique équivalente	Analyse Pushover
Charge Dynamique	Analyse modale spectrale	Analyse dynamique non-linéaire temporelle

## II .2. Méthodes d'analyse linéaire (élastique) :

### II .2.1. Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques) :

Cette méthode repose sur l'idée de déterminer la réponse élastique de la structure par la combinaison de plusieurs déplacements modaux à partir des modes propres et des déplacements généralisés calculés.

L'action sismique est prise en fonction de la masse de la structure et l'accélération à la base obtenue à partir des enregistrements sismiques.



**Figure II.1:** Principe de la méthode temporelle élastique.

### II .2.2. Analyse statique équivalente:

La force sismique dans cette méthode est constante. Différentes forme de l'effort tranchant à la base sont préconisés par les différents règlements y compris les RPA99 v2003, nous pouvons citer :

➤ **Eurocode 8**

L'effort tranchant est donné par [28] :

$$F_b = S_d(T_1)m\lambda \quad (\text{II.1})$$

$$\text{Avec : } T_1 \quad \left\{ \begin{array}{l} 4T_C \\ 2.0s \end{array} \right.$$

$S_d(T_1)$ : est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_1$ ,  $T_1$  est la période fondamentale de vibration du bâtiment ;  $m$  est la masse totale du bâtiment.  $\lambda$  : est le coefficient de correction, dont sa valeur est donnée par le tableau suivant (Tableau II.2).

**Tableau II.2** : Valeurs de  $\lambda$  [28].

Valeur de $\lambda$	Le cas
<b>0.85</b>	et si le bâtiment a plus de deux étages.
<b>1</b>	Dans les autres cas

➤ **IBC2000**

Dans ce code [29] l'effort tranchant est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} V = C_s W \\ C_s = \frac{S_{DS}}{R} \end{array} \right. \quad (\text{II.2})$$

$C_s$  : coefficient de réponse sismique,  $W$  : poids efficace sismique de la structure,  $IE$  : facteur d'importance,  $R$  : facteur de modification,  $S_{DS}$  : concevoir l'accélération de la réponse spectrale à courte période.

➤ **RPA99v2003**

Les règlements parasismiques algériens RPA99 v2003 [8] définie l'effort tranchant

$$:V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{II.3})$$

$A$ : coefficient d'accélération de zone ,  $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen donné par l'équation,  $R$  : coefficient de comportement global de la structure,  $Q$  : facteur de qualité,  $W$  : poids total de la structure.  $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge l'exploitation.



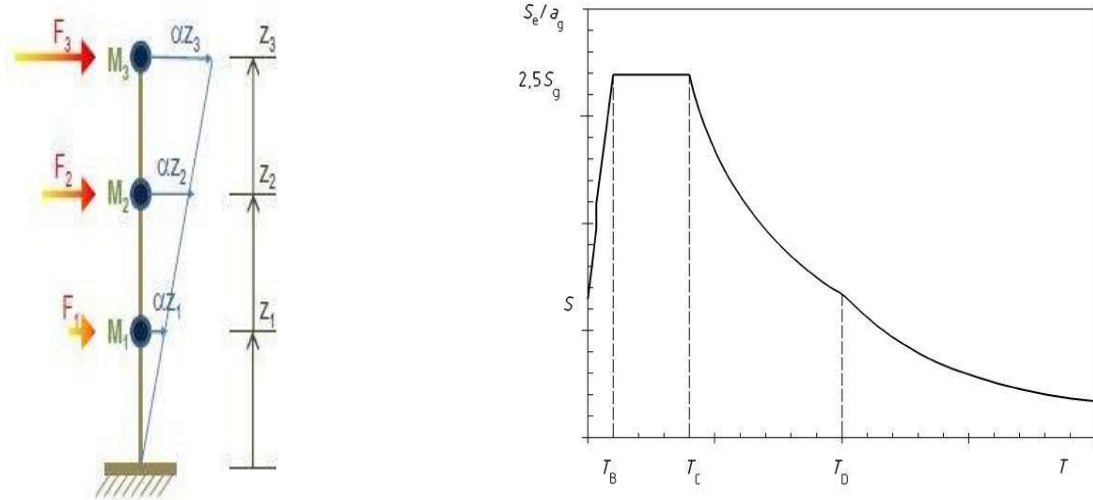


Figure II -2 : Principe de la méthode statique équivalente.

**II .2.3.Analyse modale spectrale:**

Par cette analyse, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [8].

➤ **Spectre de réponse**

Le spectre de réponse des structures est un outil pour estimer la réponse d'un bâtiment au séisme, En général il s'agit de réponse en accélération, mais il existe des spectres en déplacement et en vitesse.

Le spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant un spectre de réponse élastique en utilisant un coefficient de réduction ou un coefficient de comportement R.

Le spectre de réponse dans les règlements algériens (RPA99v2003) [8] est donné par la formule suivante :

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{2/3} (\frac{T_2}{T})^{5/3} & T > 0,3s \end{cases} \quad (II.4)$$

A:Coefficient d'accélération de zone,  $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique, R : Coefficient de comportement de la structure, T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, Q : Facteur de qualité,  $\eta$ :Facteur de correction d'amortissement.

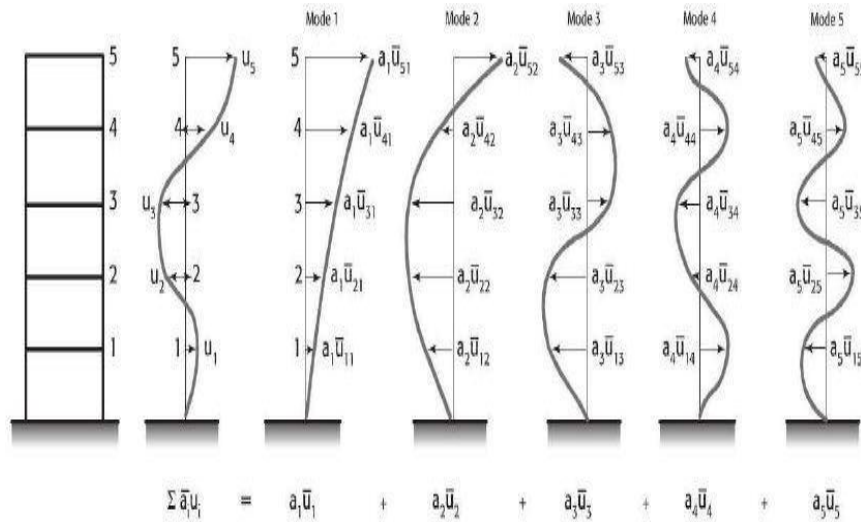


Figure II-3 : Principe de la méthode modale spectrale.

**II .2.3.Méthodes d'analyse non linéaire:**

**II .2.3.1 Analyse dynamique non-linéaire temporelle:**

Cette méthode surmonte tous les problèmes associés au RSA (RSA : Response Spectrum Analysis), elle est considéré comme étant la méthode la plus précise pour l'évaluation de la conception sismique des structures.

Les propriétés de chaque élément structurel sont correctement modélisées, y compris les non-linéarités des matériaux, avec la solution d'analyse étant calculée par intégration numérique pas à pas de l'équation d'équilibre (Equation 1.6) : tel que  $M$ ,  $C$  et  $K$  représentent respectivement la matrice de masse, de l'amortissement et de la rigidité ( $t$ )  $r u t$ , ( $t$ )  $r u t$  et ( $t$ )  $r u t$ , sont les vecteurs de l'accélération relative, de déplacement et de vitesse respectivement et  $u g (t)$  est l'accélération .

$$M (u r (t)) + C (u r (t)) + K (u r (t)) = -M (u g (t)) \tag{III.5}$$

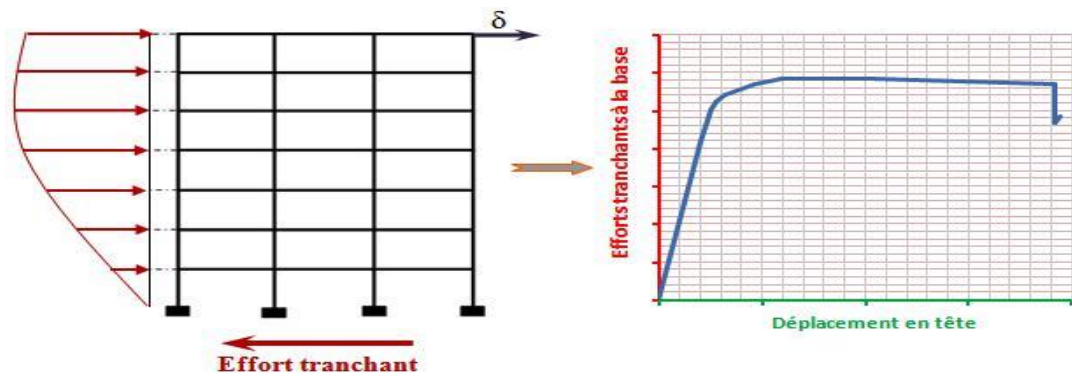
Par conséquent, elle permet l'évaluation de la réponse dynamique de la structure avec le temps, y compris les réponses locales et globales. Ce fait évite l'utilisation des facteurs de comportement et de leurs effets fallacieux, puisqu'ils ne peuvent pas tenir compte la ductilité de la structure d'une manière correcte.

**II .2.3.2.Analyse Pushover:**

L'analyse pushover ou bien l'analyse en poussée progressive est une méthode statique non-linéaire une procédure statique non-linéaire, utilisée pour l'évaluation ou le diagnostic sismique des bâtiments. Elle est proposée par des nombreux règlements parasismiques, la méthode pushover consiste à appliquer à la structure un système des forces d'intensité croissante [30].

Les méthodes statiques non linéaires « pushover » sont recommandés par ATC40 [31] et FEMA356 [32]. Dernièrement le code japonais « Japanese Structural Design Code For Building » a adopté la méthode de capacité spectrale CSM de l'ATC40 [31] comme un outil d'évaluation sismique .a l'Europe l'Eurocode8 [28] a adopté la méthode N2 [33].

En utilisant l'analyse pushover dans des modèles de charge invariants (le modèle de charge ne change pas lors de l'analyse) pour estimer la déformation sous des charges sismiques. Les forces utilisées dans l'analyse pushover sont proportionnelles au premier mode de vibration de la structure en cours d'analyse.



**Figure II.4:** Principe de la méthode PUSHOVER (courbe de capacité de la structure).

## II- Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons présenté une idée sur les méthodes d'analyse des structures en détaillant un peu la méthode statique non-linéaire (PUSHOVER). Cette dernière qui sera utilisée ultérieurement pour évaluer la ductilité des structures étudiées et par la suite le coefficient de comportement globale.

*Chapitre –III–*

---

*Coefficient de comportement.*

### III-1 Introduction:

Une structure peut être conçue pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique cependant, une telle conception ne serait pas économique, voir même réaliste, en raison du niveau très élevé de sécurité structural pour une très faible probabilité de l'occurrence d'un tel événement (10% en 50 ans d'après le règlement). Il serait plus réaliste et économique d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité de se déformer de manière ductile au delà de sa limite élastique sans perte significative de résistance, permettant ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique de certaines membrures de la structure sans grand dommage. Dans ce cas les déformations non élastiques peuvent être plusieurs fois plus importantes que les déformations élastiques, mais la force sismique de dimensionnement de la structure est moins importante que dans le cas du comportement élastique.

Afin de permettre à l'ingénieur concepteur de tenir compte des différentes non linéarités, la plupart des règlements modernes (règles françaises PS92, règles européennes EC8, RPS2000, règles américaines, etc.) ont préconisé de réduire les forces issues d'un calcul élastique linéaire par un coefficient appelé: «coefficient de comportement».

### III-2 Définition:

La capacité des systèmes structuraux à résister à des actions sismiques dans le domaine non linéaire, permet en général d'effectuer leur dimensionnement pour résister à des forces plus faibles que celles correspondant à une réponse linéaire élastique [28].

Pour la plupart des règlements parasismiques [34, 35, 8 35, 36], le dimensionnement des structures de génie civil à la tenue aux séismes est basé sur l'analyse spectrale. La capacité de dissipation d'énergie de la structure, obtenue principalement par le comportement ductile de ses éléments et/ou d'autres mécanismes, est prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé « spectre de réponse de calcul ». Cette réduction est réalisée en introduisant le coefficient de comportement global  $R$ , grossièrement au moyen de la relation simple suivante

$$S_a(T) = \frac{S_g(T)}{R} \quad \text{(III-1)}$$

Où  $S_a(T)$  est l'ordonnée du spectre de réponse de calcul en accélérations.

$S_e(T)$  est l'ordonnée du spectre de réponse élastique en accélérations caractérisant l'action sismique.

$R$  est la valeur de calcul du coefficient de comportement.

### III-3 Évaluation de coefficient de comportement:

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire, pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre. Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes d'intensité réduite [37].

Selon des études récentes du l'ATC [38], le facteur de comportement  $R$  est le produit de 3 facteurs tenant respectivement compte de la ductilité  $R_\mu$ , de la réserve de résistance  $R_s$  et du facteur de redondance structurelle  $R_R$ :

$$R = R_\mu R_s R_R \tag{III-2}$$

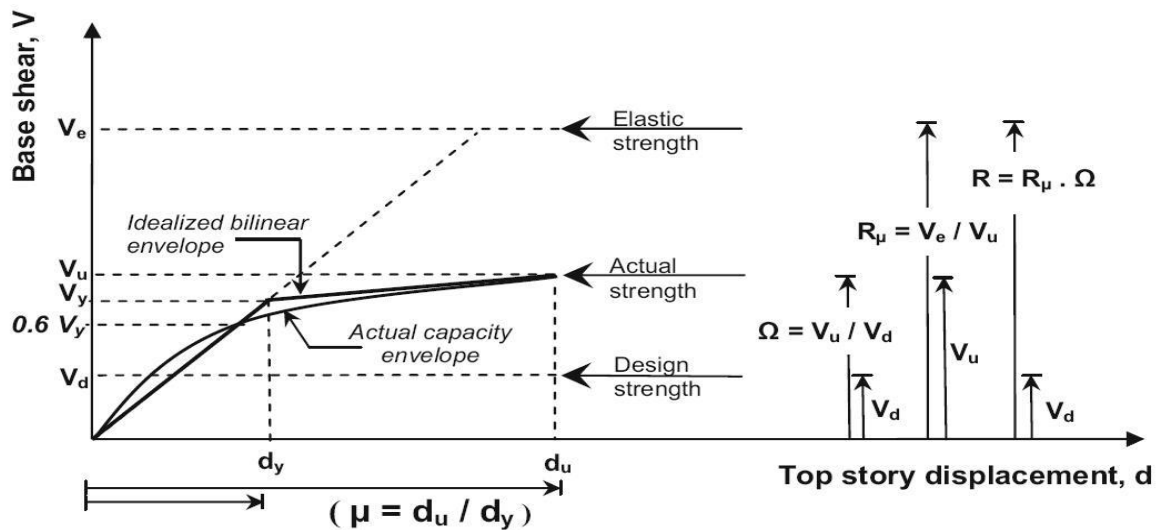


Figure III-1: Évaluation de facteur de comportement  $R$  [39].

#### III-3-1 Facteur de ductilité $R_\mu$ :

Les différentes composantes du facteur  $R$  dans l'équation présentée 1.10 ont été largement discutées dans la littérature. En particulier, la composante dépendant de la ductilité  $R_\mu$  a reçu une attention considérable. Ce facteur de ductilité est une mesure de la réponse inélastique globale de la structure et elle est exprimée en fonction de la ductilité. Les relations proposées dans la littérature sont basées sur des études sur des systèmes à un seul degré de

liberté (SDOF soumis à des différents mouvements du sol [39]. Nous allons présenter les différentes méthodes qui sont basées sur la ductilité.

**III-3-1-1 Méthode de Newmark et Hall:**

Cette méthode de Newmark et Hall est la méthode la plus simple de toutes les méthodes, le facteur de ductilité est en fonction de la période de vibration de l'oscillateur et de sa ductilité. Selon Newmark et Hall, le facteur de ductilité est donné par :

$$\begin{cases} R_\mu = 1 & \text{Si } T < 0,2s \\ R_\mu = \sqrt{(2\mu - 1)} & \text{Si } 0,2s \leq T \leq 0,5s \\ R_\mu = \mu & \text{Si } T > 0,5 \end{cases} \quad \text{(III-3)}$$

Avec  $\mu$  la ductilité globale de la structure,  $T$  la période fondamentale de la structure.

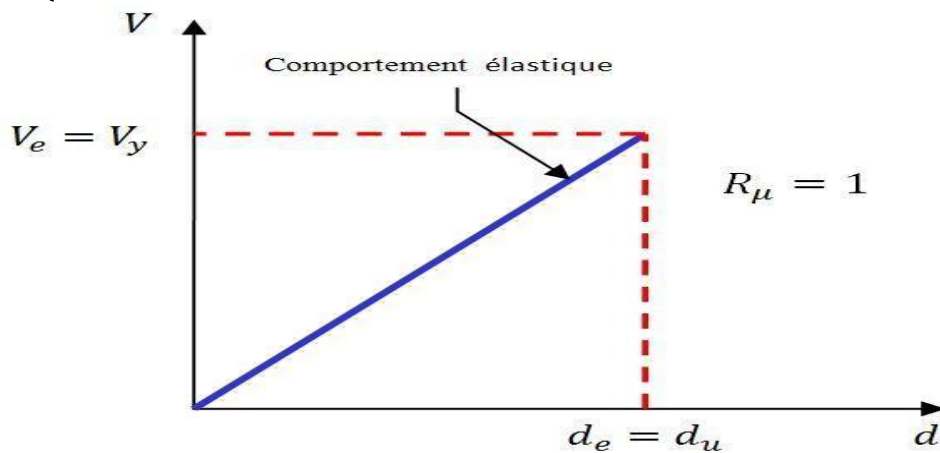


Figure III-2 : Principe d'égalité des accélérations.

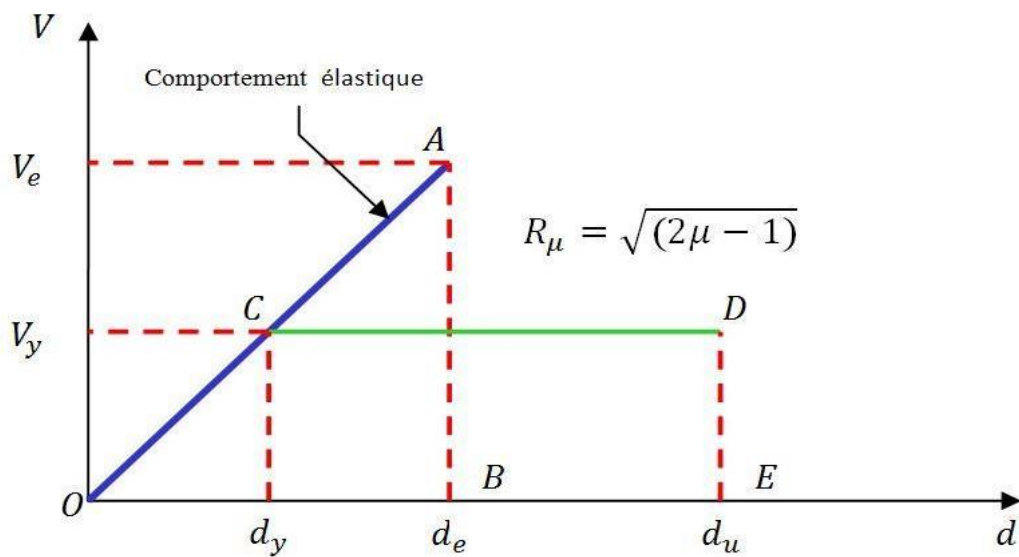


Figure III-3: Principe d'égalité des énergies

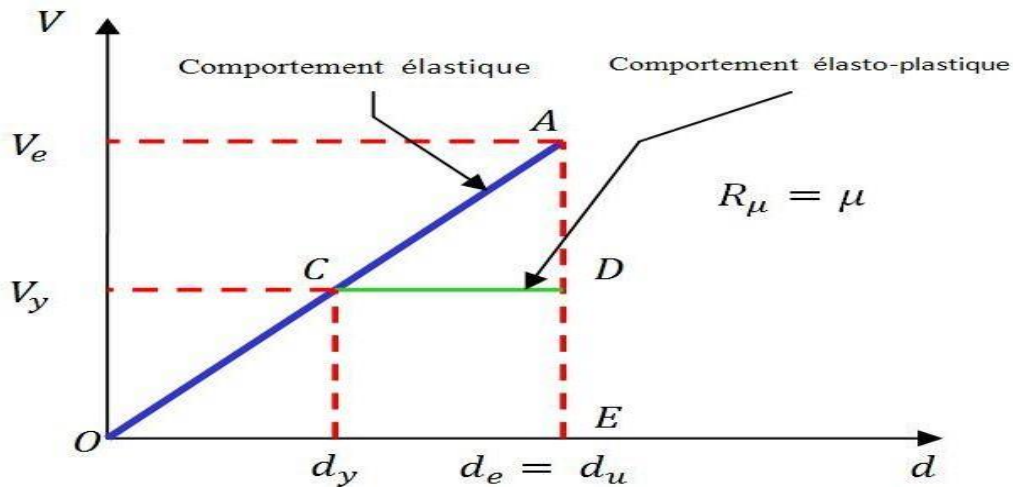


Figure III-4: Principe d'égalité des déplacements.

**III-3-1-2 Méthode de Krawinkler and Nassar:**

Le principe de cette méthode est basé sur la réponse d'un système à un seul degré de liberté SSDL à comportement élasto-plastique avec écrouissage. Selon Krawinkler et Nassar, le facteur de ductilité est donné par:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/C} \tag{III-4}$$

Avec:

$$C = C(T, \alpha) = \frac{T^a}{T^a + 1} + \frac{b}{T} \tag{III-5}$$

Avec,  $\mu$  est la ductilité globale de la structure,  $T$  est période fondamentale de la structure,  $\alpha$  la rigidité poste-élastique donnée en pourcentage (%). Les paramètres  $a$  et  $b$  sont des paramètres de régression qui dépendent de  $\alpha$ . Pour  $\alpha = 0$ ,  $a = 1$  et  $b = 0.42$ , pour  $\alpha = 2$ ,  $a = 1$  et  $b = 0.37$  et pour  $\alpha = 10$ ,  $a = 0.8$  et  $b = 0.29$ .

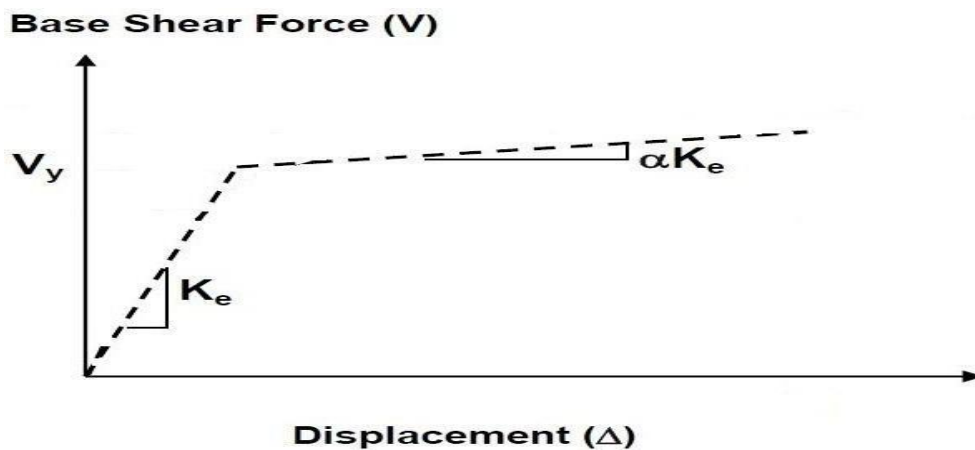


Figure III-5: Comportement élasto-plastique avec pente d'écrouissage  $\alpha$ .



**III-3-1-3 Méthode de Fajfar et Vidiç:**

Pour cette méthode, Fajfar a subit des simplifications basées sur des estimations statistiques faites par (Vidiç & al). Le résultat final est deux équations qui relient le facteur de ductilité à la ductilité et à la période de la structure, Donc selon Fajfar et Vidiç:

$$\begin{aligned} R\mu &= 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_c} & \text{si} & \quad T < T_c & \quad \text{(III-6)} \\ R\mu &= \mu & \text{si} & \quad T \geq T_c \end{aligned}$$

Où :

$\mu$  : est la ductilité globale de la structure.

$T$  : la période fondamentale de la structure.

$T_c$  : la période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

**III-3-1-4 Méthode de Priestley:**

L'expression du facteur de ductilité proposé par Priestley prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$R\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{1.5T_c} \leq \mu \quad \text{(III-7)}$$

Avec,  $\mu$  est la ductilité globale de la structure,  $T$ : la période fondamentale de la structure,  $T_c$ : la période caractéristique de séisme.

**III-3-1-5 Méthode de Priestley:**

Pour la méthode de Priestley, le facteur de ductilité est calculé à partir des expressions approchées exprimées en fonction de la période de la structure et de la ductilité. En fonction de la ductilité, on distingue deux cas :

$$\begin{aligned} R\mu &= 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} & \text{si} & \quad T \geq T_c & \quad \text{(III-8)} \\ R\mu &= 1 + 2(R\mu_0 - 1) \frac{T}{T_c} \left(1 - 0.5 \frac{T}{T_c}\right) & \text{si} & \quad T \leq T_c \end{aligned}$$

Où  $\mu$  est la ductilité globale de la structure,  $T$ : la période fondamentale de la structure,  $T_c$ : la période caractéristique de séisme.  $R\mu_0$  est la valeur de  $R\mu$  quand on remplace  $T$  par  $T_c$  dans la première formule.

**III-3-2 Facteur de réserve de résistance  $R_s$ :**

La capacité de résistance latérale  $V_u$  d'une structure dépasse généralement sa demande de résistance  $V$  calcul car ses éléments constitutifs sont dimensionnés de telle façon qu'ils eussent des capacités substantiellement plus grandes que les efforts résultants.

Il a été aussi mis en évidence [40] que la sur-résistance dépend de la flexibilité de la structure, elle est donc plus grande pour des bâtiments faiblement élevés que pour ceux moyennement élevés (4 à 5 niveaux) [41] :

$$\begin{cases} q_s = 2,7 & T \leq 0,3s \\ q_s = 1,5 & T > 0,3s \end{cases} \quad \text{(III-9)}$$

### III-3-3 Facteur de redondance $R_R$ :

Malgré que la redondance structurelle soit fortement recommandée dans la conception parasismique, les structures couramment utilisées se composent généralement d'un nombre réduit de portiques. Il devient donc possible de pénaliser les structures moins redondantes avec des forces latérales plus grandes (tableau ci-dessous) [42].

**Tableau III-1:** quelques valeurs de facteur de redondance [42].

Nombre de lignes	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1.0

### III-3-3 Paramètres caractérisant le coefficient de comportement « R » :

Le coefficient de comportement R est aussi en fonction de plusieurs paramètres caractérisant la structure, qui sont :

- **Type de matériaux** : les matériaux n'ont pas tous la même capacité à dissiper l'énergie sismique, le taux d'amortissement des matériaux est lui aussi différent (2% pour l'acier et 5% pour le béton armé et jusqu'à 7% dans certains cas).
- **Ductilité globale de la structure.**
- **Régularité** : la forme du bâtiment doit être aussi simple que possible. Les formes en plan convexe seront plus favorables que les formes en plan concaves, le coefficient de comportement est abaissé lorsque la structure n'est pas régulière. Il est aussi nécessaire de respecter une certaine symétrie en évitant toute excentricité importante entre  $C_m$  (centre de gravité des masses) et  $C_r$  (centre de gravité des rigidités).
- **Conception de la structure** : le type de structure influence fortement la valeur du coefficient de comportement.
- **Amortissement** : sous une action sismique l'absorption de l'énergie est due principalement à l'amortissement surtout si la structure reste dans son comportement dans le domaine élastique.

- **Dégradation de la structure** : le coefficient de comportement rend compte de la dégradation des rigidités, celle des résistances aux états limites ultimes ce qui provoque des incidences sur la réponse dynamique de la structure.
- **Interaction sol-structure** : Dans le cas de sol peu rigide l'interaction sol structure provoque une modification de la réponse.
- **Type de sol** : la nature du sol influe sur la propagation des ondes sismiques (vitesse et magnitude), et alors, elle influe sur le comportement des structures sous l'action sismique.

### III-4 Valeurs du coefficient de comportement pour les structures en B.A selon les règlements internationaux:

#### III-4-1 Règlement européen Eurocode8:

L'EC 8 définit les valeurs du coefficient de comportement comme le produit de cinq facteurs. Ce produit doit être supérieur à 1.5 :

$$q = q_0 k_D k_W k_R k_\eta \geq 1.5 \quad \text{(III-10)}$$

$q_0$  : valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure. Les valeurs de  $q_0$  sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau III-2-** Valeurs de  $q_0$  pour les structures en B.A [43].

Type de structure		$q_0$
Système à portiques		5,0
Système à contre-ventement mixte	équivalent à une ossature	5,0
	équivalent à un système à murs couplés	5,0
	équivalent à un système à murs non couplés	4,5
Système à murs	avec murs couplés	5,0
	avec murs non couplés	4,0
Système à noyau		3,5
Système en pendule inversé		2,0

$k_D$  : coefficient dépendant de la classe de ductilité. Il doit prendre l'une des valeurs suivantes:

$$k_D = \begin{cases} 1,0 & \text{pour DCL} \\ 0,75 & \text{pour DCM} \\ 0,5 & \text{pour DCH} \end{cases} \quad \text{(III-11)}$$

$k_R$  : coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure. Il est donné par les équations qui suivent :

$$\begin{cases} 1,0 & \text{pour les structures régulières} \\ 0,8 & \text{pour les structures irrégulières} \end{cases} \quad \text{(III-12)}$$

$k_W$  : coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs. Il doit prendre l'une des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 1,0 & \text{pour les ossatures et les systèmes à} \\ & \text{contreventement mixte équivalant à des ossatures.} \\ 1/(2,5 - 0,5\alpha_0) \leq 1 & \text{pour les systèmes à mur,} \\ & \text{les systèmes équivalant aux murs et les systèmes noyau.} \end{cases} \quad \text{(III-13)}$$

Avec :

$\alpha_0$  : le rapport de forme prédominant sur l'ensemble des murs de la structure ( $\alpha_0 = (H_w/l_w)$  prédominant.)

Pour les systèmes à murs, les systèmes équivalents aux murs et les systèmes à noyau :

$$0,5 \leq k_w \leq 1/(3-\alpha_0) \leq 1 \quad \text{(III-14)}$$

Si les rapports de forme ( $H_{wi}/l_{wi}$ ) de tous les murs d'une structure ne diffèrent pas sensiblement, le rapport de forme prédominant  $\alpha_0$  peut être déterminé comme suit :

$$\alpha_0 = \sum H_{wi} / \sum l_{wi} \quad \text{(III-15)}$$

Avec :

$H_{wi}$  : Hauteur du mur  $i$ .

$l_{wi}$  : Longueur de la section du mur  $i$ .

$K_\eta$  : coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie. Il est pris égal à :

$k_\eta = 1.0$  pour les bâtiments courants comportant une densité normale de cloisons.

$k_{\eta} = 0.9$  pour les bâtiments faiblement cloisonnés (ex : halles industrielles, halles de gare, planchers paysagers, etc.).

### III-4-2 Règlement parasismique algérien (RPA):

Sa valeur unique est donnée par le tableau ci- après en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite [8].

**Tableau III-3-** Valeurs du coefficient de comportement dans le RPA [8].

Categories	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

### III-4-3 Règlement américain UBC-97 :

L'UBC ou bien (Uniform buildings Code) introduit des valeurs de coefficient de comportement pour système construits en B.A qui sont regroupées dans le tableau ci après:

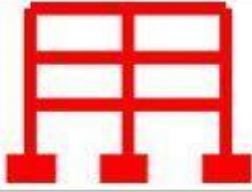
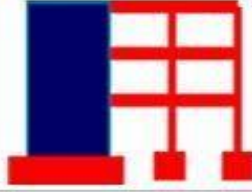


**Tableau III-4** : Valeurs du coefficient de comportement des structures en B.A dans l'UBC [44].

Système structurel	Description du système de contreventement	Valeur de R
Systèmes à voiles	voiles	4,5
porteurs	Portiques contreventés où les voiles reprennent la totalité des charges verticales	2,8
Système de portiques	voiles	5,5
	Portiques à contreventement ordinaire	5,6
Système de portique résistant au moment	Portique spécial	8,5
	Portique intermédiaire en béton	5,5
	Portique ordinaire	3,5
Système portique-voile avec interaction	béton	5,5
Système à contreventement	voiles (Concrete with SMRF)	8,5
	voiles (Concrete with steel OMRF)	4,2
	Voiles (Concrete with concrete IMRF)	6,5
	Portique à contreventement ordinaire (Concrete with concrete SMRF)	6,5
	Portique à contreventement ordinaire (Concrete with concrete IMRF)	4,2

**III-4-4 Règlement marocain RPS-2011 :**

Le règlement marocain donne des valeurs de coefficient de comportement en fonction de trois niveaux de ductilité et du système de contreventement choisis. Il doit être l'une des valeurs spécifiées dans le tableau IV-5:

**Tableau III-5** : Valeurs du coefficient de comportement dans le RPS 2011[45].

Niveau de ductilité	Schéma	ND1	ND2	ND3
<i>Portiques en béton armé</i>		2.0	3.5	5.0
<i>Voiles et Portiques en béton armé</i>		2.0	3.0	4.0
<i>Voiles</i>		1.4	2.1	2.8
<i>Voiles couplés</i>		1.8	2.5	3.5

### III-4-5 Règlement égyptien :

Dans le chapitre 8 du code égyptien, les valeurs du coefficient de comportement qui sont données sont comprises entre 5 et 7, et ils sont en fonction du système de contreventement et de la ductilité. Cette dernière est qualifiée soit suffisante ou non [46]. Le tableau IV-6 présente les valeurs du coefficient de comportement dans le règlement égyptien :

**Tableau III-6** : Valeurs du coefficient de comportement dans le règlement égyptien [46].

Coefficient de comportement dans le code égyptien		
Système structural	Ductilité	Valeur de R
Système de portique en B.A	suffisante	7
	Non suffisante	5

### III-4-6 Comparaison entre l'eurocode8 - Code japonais et le Code mexicain :

Cette partie est consacré pour une petite comparaison entres les trois codes dans une plage de périodes bien déterminée. Le tableau ci-après montre clairement que les valeurs du coefficient de comportement maximales sont moins importantes dans le code japonais et le

code mexicain (R=5) que dans l'eurocode8 (R=4). Ceci est peut-être dû à la forte sismicité dans le Japon et le Mexique.

**Tableau III-7** : Valeurs du coefficient de comportement dans différents codes internationaux [46].

<b>Comparaison des coefficients de comportement</b>				
<b>Système structurel</b>	<b>Période</b>	<b>Europe</b>	<b>Japon</b>	<b>Mexique</b>
Système de portique en B.A	T = 0.1s	2.3	3.3	2.5
	T = 1.0s	5	4	4

### **III-5 Conclusion :**

Dans ce chapitre, traitant le coefficient de comportement, nous avons commencé par définir le coefficient de comportement, ensuite, nous avons mis l'accent sur les paramètres clés pour son évaluation et nous avons terminé par citer ses valeurs dans quelques règlements internationaux. A la fin du chapitre nous avons pu conclure que :

- Le coefficient de comportement dépend fortement de la ductilité et la Période de la structure ainsi que la sollicitation sismique et les caractéristiques du sol.
- L'arrondissement des dimensions des éléments de la structure offre à la structure une réserve de résistance supplémentaire.



*Chapitre –IV–*

---

*Etude de cas : Application aux portiques en béton armé.*

**IV.1. Introduction:**

Dans ce chapitre, des nous avons procédé à des applications afin de déterminer les coefficients de comportement pour des portiques en béton armé à l'échelle semi-globale et la comparaison avec les règlements algérien (RPA) et européen (EC8). Une analyse non linéaire (Pushover) a été faite pour dix portiques en béton armé sans remplissage qui présentent des géométries différentes (Six portiques réguliers, et quatre portiques irréguliers).

Les portiques ont subis une analyse modale spectrale dont le spectre de réponses utilisé est présenté ultérieurement. Des courbes PUSHOVER ont été élaborées, ensuite, elles étaient idéalisées selon les règles du FEMA356. En outre, les principaux paramètres nécessaires pour l'évaluation des coefficients de comportements ont été calculés. Tout ça nous a permis d'évaluer les coefficients de comportement. A la fin de ce chapitre, des comparaisons avec les règlements sont faites.

**IV.2. Présentation des portiques:**

Les portiques considérés sont classés dans la catégorie des structures auto-stables sans remplissage. Bien qu'ils présentent une géométrie différente en élévation, la hauteur des étages est similaire pour tous les portiques qui est de 3m, en gardant une longueur des travées constante qui vaut 4m. Le nombre des étages ainsi que des travées varient d'un portique à un autre. A cet effet, nous avons des portiques type Régulier tandis que d'autres type IRRéguliers. Les portiques considérés sont présentés dans la figure (figure IV.1).

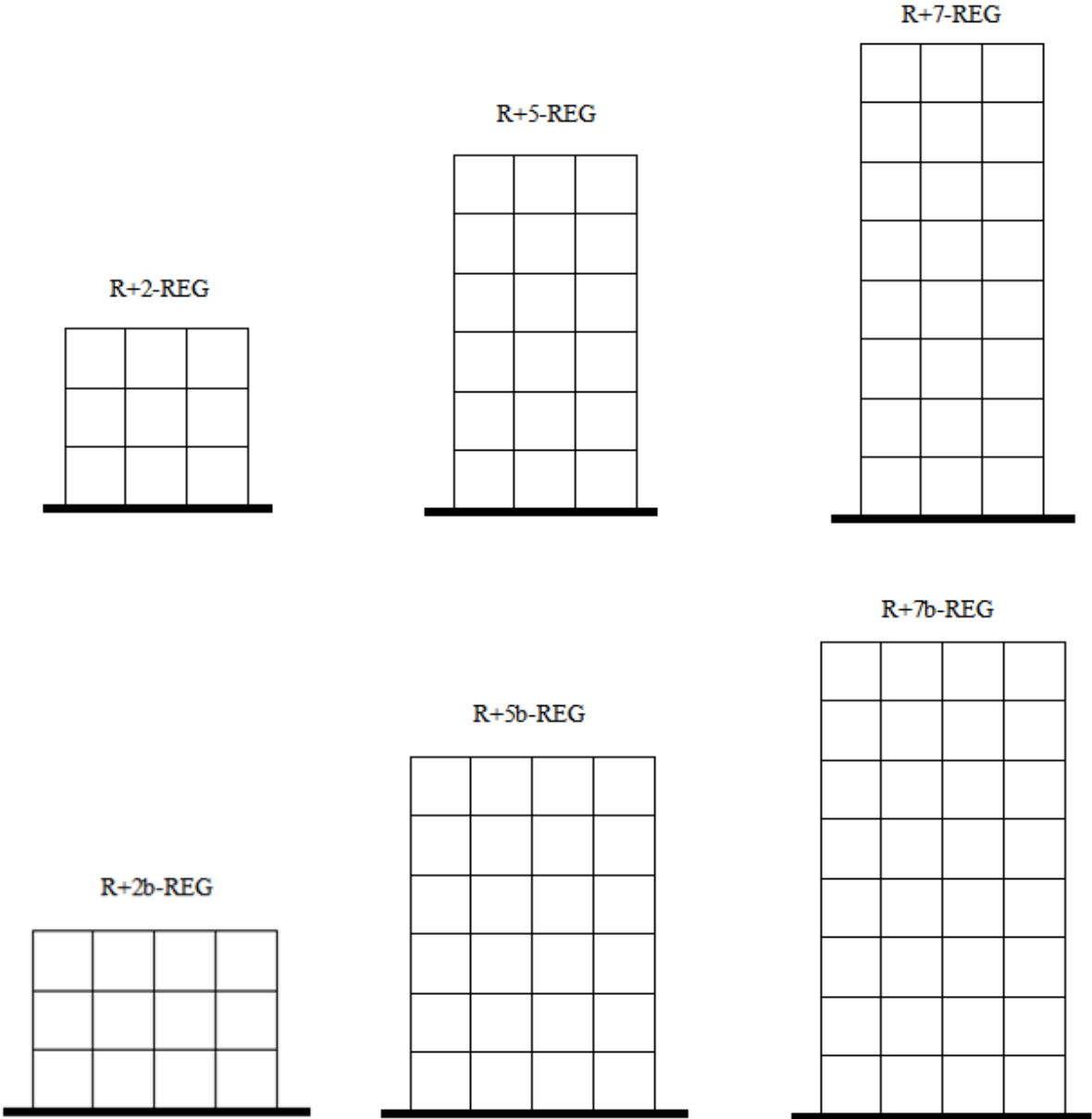
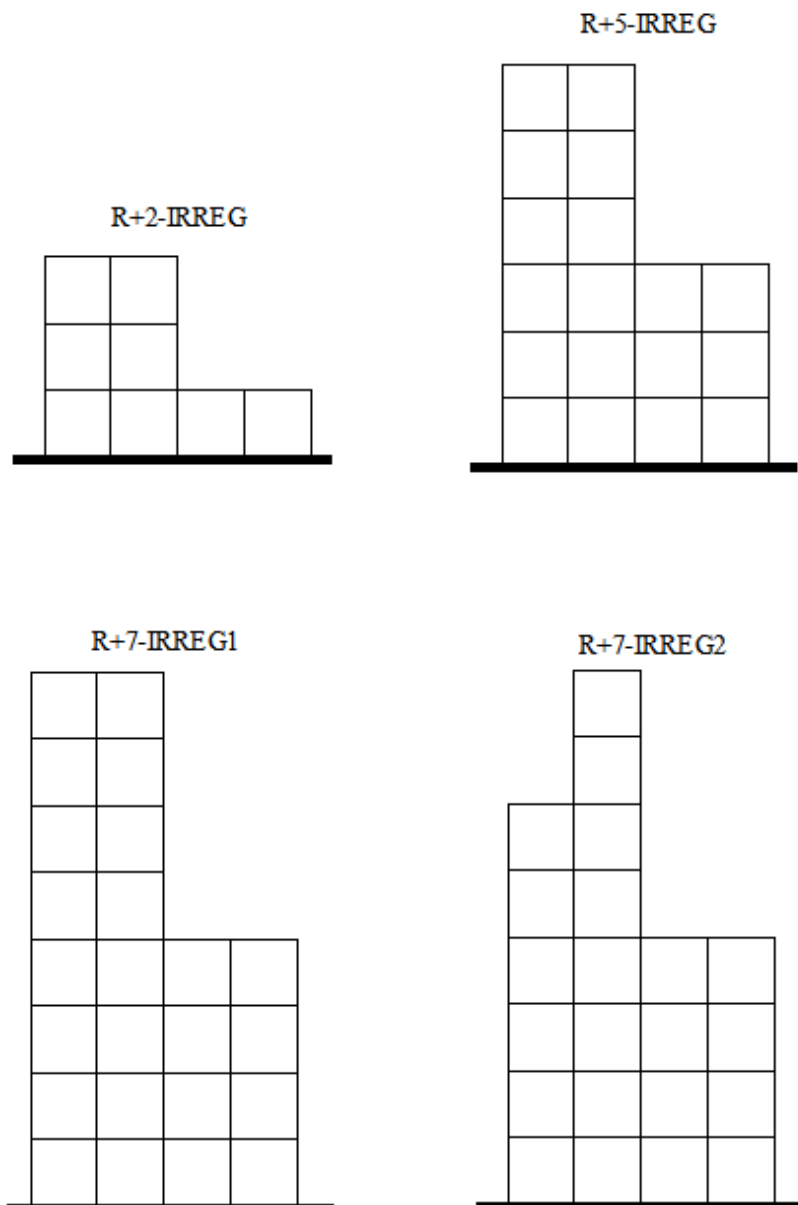


Figure IV.1: Les portiques type Régulier.



**Figure IV.2:** Les portiques type IRRégulier.

#### IV.2.1. Spectres de réponse:

Pour l'analyse par la méthode spectrale ainsi que pour l'analyse non linéaire, les principaux paramètres utilisés sont présentés ci-après :

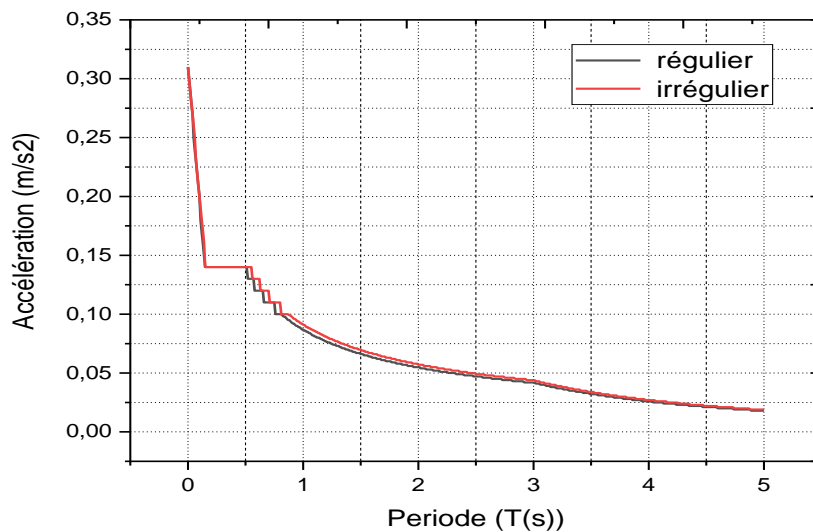
- La zone est classée par le RPA99v2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme Meuble (S3).

Les principaux paramètres utilisés sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau IV.1:** Les paramètres de spectre de réponses.

Zone sismique	Groupe d'usage	Facteur de qualité		Amortissement	Site
III	2	1.00	1.05	6%	S3

A l'aide de ces paramètres le spectre de réponse représentés dans la figure IV.3 sont générés. Ces derniers représentent la sollicitation sismique qui excite les structures.

**Figure IV.3:** le spectre de réponse

### IV.3. Etude de portiques:

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 d'effondrement commencent à apparaître dans la structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Dans une analyse pushover, un modèle inélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul.

L'analyse pushover n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse.

- **Modélisation par éléments finis (SAP2000v18):**

Pour la modélisation, nous avons utilisé le logiciel SAP2000v18. SAP2000 est un logiciel développé par la compagnie " Computers and Structures, Inc" pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers des structures. SAP2000 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, tours, usines industrielles, structures en mer, bâtiments, barrages, sols, pièces de mécanique, etc. Pour analyser et concevoir une structure en passe par les étapes suivantes :

1. Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement les paramètres de géométrie, de propriétés, de chargement et d'analyse pour la structure.
2. Exécuter une analyse du modèle.
3. Passer en revue les résultats de l'analyse.
4. Vérifier et optimiser la conception de la structure.

C'est un processus généralement itératif qui peut impliquer plusieurs cycles de l'ordre des étapes ci-dessus. Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000. Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont les éléments linéaires, surfaciques et solides. Le logiciel SAP2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

#### ▪ **Analyse Pushover:**

Pour notre analyse, la courbe de capacité de la structure ( $V_{base} - d_{sommets}$ ) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

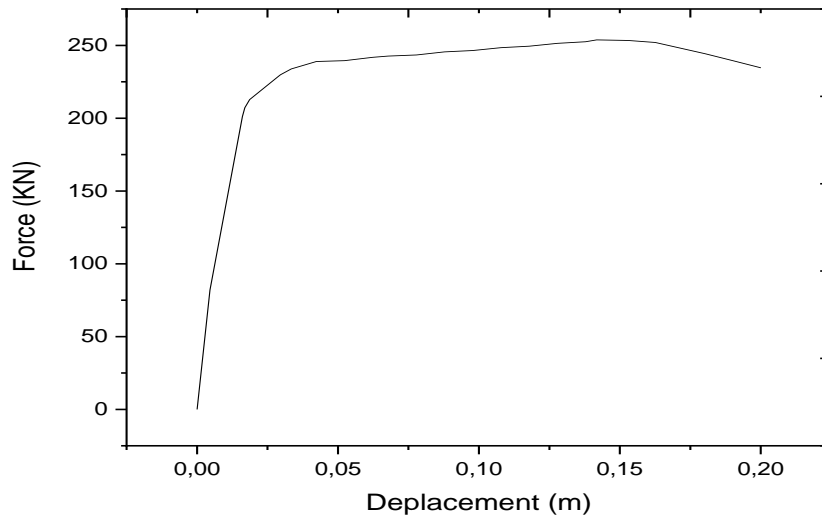
- Etape 1: Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 2: Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
- Etape 3: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.
- Etape 4: Idéalisations de la courbe de capacité.

#### **IV.3.1. Portique Type 1: R+2-REG :**

Ce portique à une hauteur totale de 9m divisée par 3niveaux, où chaque niveau a une hauteur de 3m. Les dimensions des poteaux à tous les étages font (35\*35) cm<sup>2</sup>. Le ferrailage minimum préconisé dans le RPA en zone 3 nous a donné une section de 8T14. Les poutres ont une section constante en béton armé qui fait (30\*40) cm<sup>2</sup> et qui est ferrillée par 8T14. Ce portique a une période fondamentale égale à 0.425s. L'effort tranchant à la base du portique est  $V_d = 113.84$  KN.

- **Courbe de capacité Pushover:**

La courbe force – déplacement déterminé par le logiciel SAP2000 est présentée dans la figure suivante:



**Figure IV.4:** courbe force –déplacement (pushover)

- **Idéalisation Courbe de capacité**

L'étape suivante consiste à idéaliser la courbe de capacité. Après une idéalisation de la courbe, il est clair que le déplacement cible calculé par la formule est de l'ordre de 4.06cm. L'idéalisation nous a permis aussi de trouver que la partie plastique commence à partir d'un déplacement égal à 1.47cm. Les principaux paramètres tirés de cette courbe ainsi que ceux obtenus à partir de la méthode spectrale sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau IV.2:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 3 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.425	1.47	4.06	17948.52	14248.79	0.395	0.443	236.22	113.84	2.75

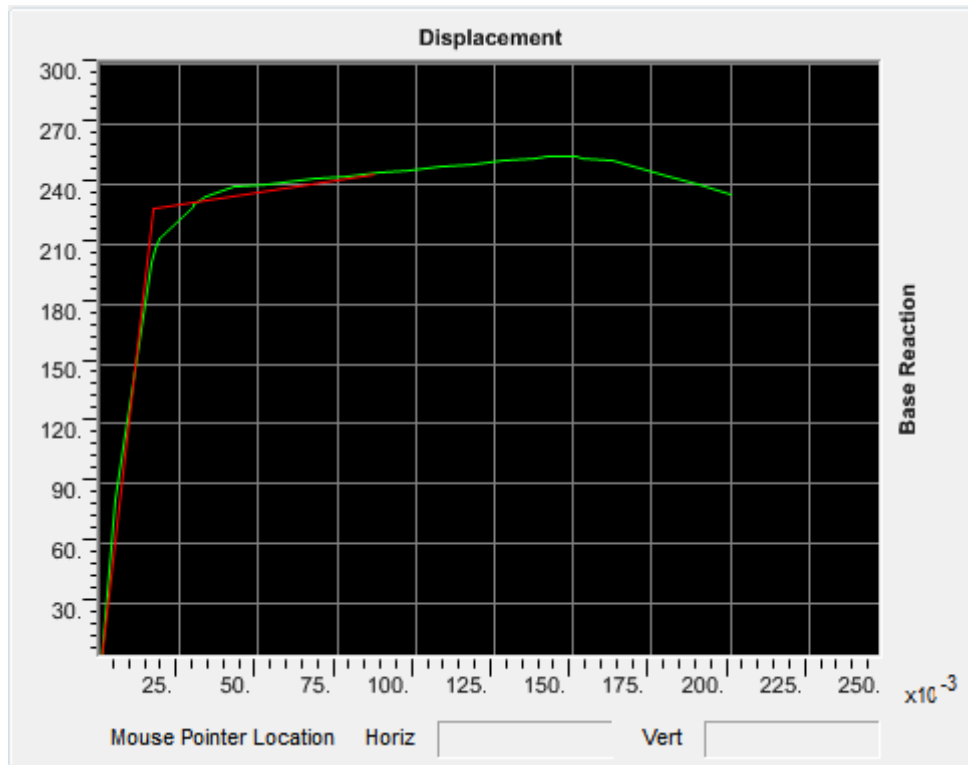


Figure IV.5: Idéalisation de la courbe de capacité.

▪ **Détermination du coefficient de comportement:**

Après l'idéalisation de la courbe de capacité et le calcul de la ductilité, nous avons calculé le facteur de ductilité en utilisant les différentes méthodes, puis le facteur de sur-résistance, et finalement le coefficient de comportement moyen. Toutes les valeurs sont regroupées dans le tableau suivant:

**Tableau IV.3:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 3 niveaux).

Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.12	2.07	1.00	4.38	4.90
Krawinkler et Nassar	2.68			5.54	
Giuffre et Giannini	2.57			5.31	
Fajfar et Vidiç	2.49			5.15	
Priestley	1.99			4.12	

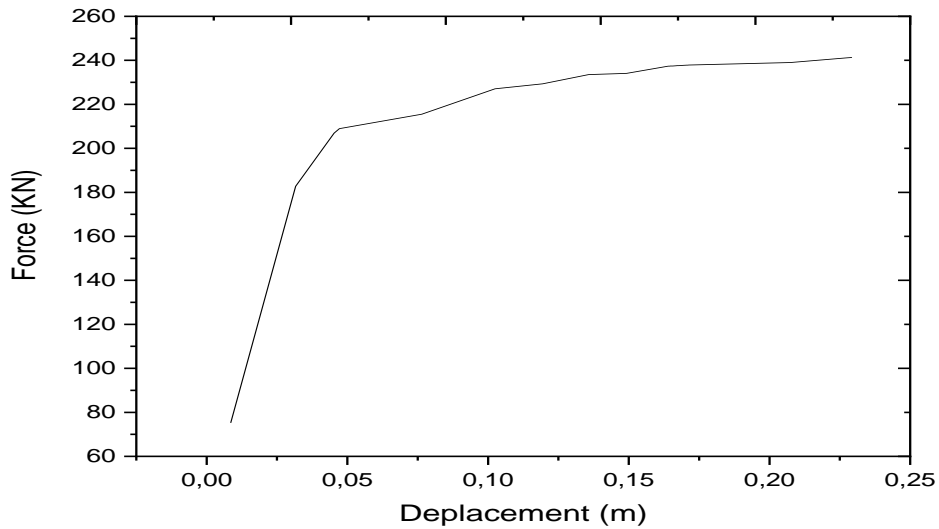
**Commentaire:**

D'après les résultats du tableau précédant, on remarque que la valeur du facteur de ductilité varie entre 1.99 et 2.68 tandis que la valeur de sur-résistance est de 2.07. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement R qui varient entre 4.12 comme valeur minimale et 5.54 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=4.90$ .



**IV.3.2. Portique Type 2: R+5-REG :**

- **Courbe de capacité Pushover:**

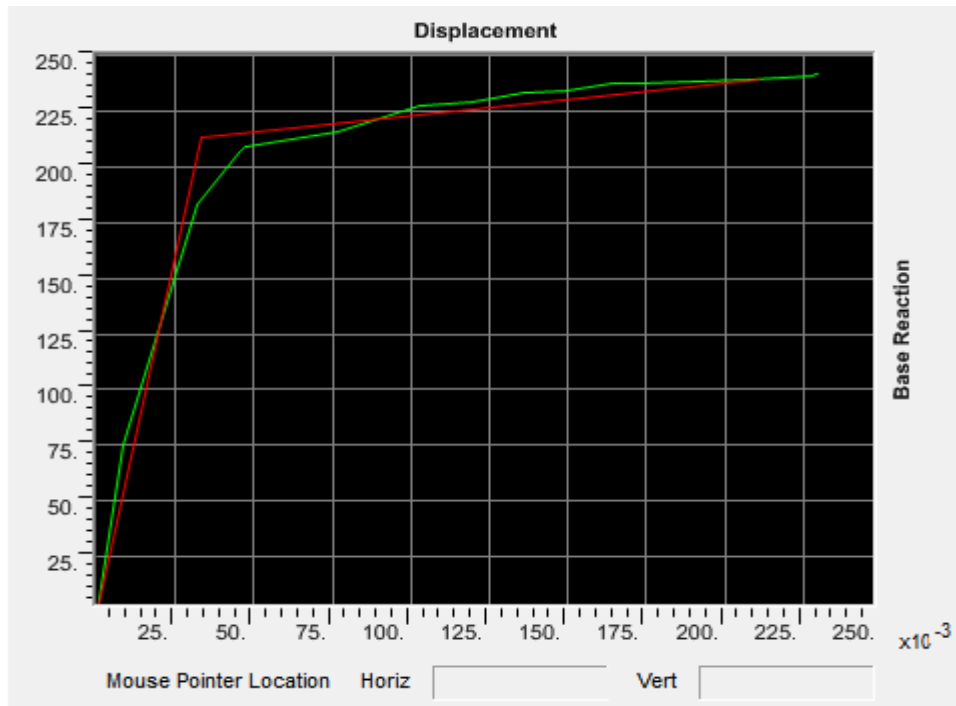


**Figure courbe IV.6:** force –déplacement (pushover)

- **Idéalisation Courbe de capacité**

**Tableau IV.4:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 6 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
<b>Valeur</b>	0.848	2.83	8.09	8864.97	6785.31	0.776	0.887	224.19	159.97	2.86



**Figure IV.7:** Idéalisation de la courbe de capacité.

- **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.5:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 6 niveaux).

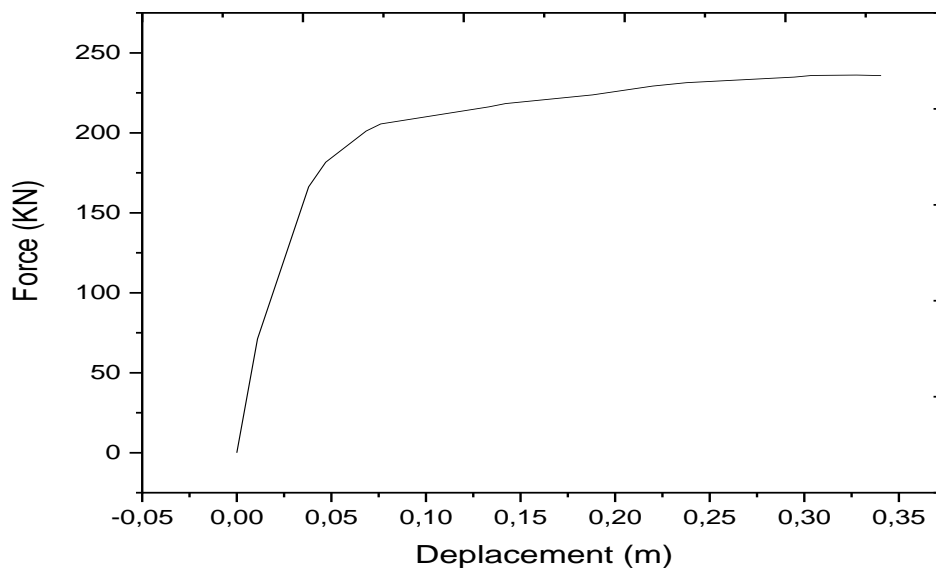
Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.86	1.40	1.00	4.00	4.01
Krawinkler et Nassar	3.09			4.32	
Giuffre et Giannini	2.67			3.73	
Fajfar et Vidiç	2.86			4.00	
Priestley	2.86			4.00	

**Commentaire:**

Selon les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité varie entre 2.67 et 3.09 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.40. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement  $R$  qui varient entre 3.73 comme valeur minimale et 4.32 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=4.01$ .

**IV.3.3. Portique Type 3: R+7-REG :**

- **Courbe de capacité Pushover:**

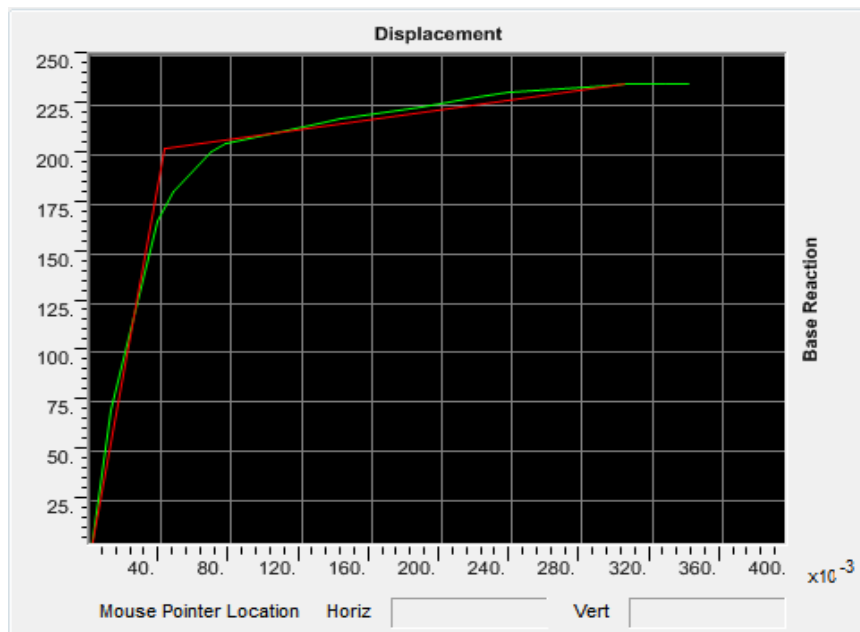


**Figure IV.8:** Courbe force –déplacement (pushover)

- **Idéalisation Courbe de capacité:**

**Tableau IV.6:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 8 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	1.138	3.63	10.67	6545.81	5040.65	1.036	1.181	211.91	175.35	2.93



**Figure IV.9:** Idéalisation de la courbe de capacité.

- **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.7:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 8 niveaux).

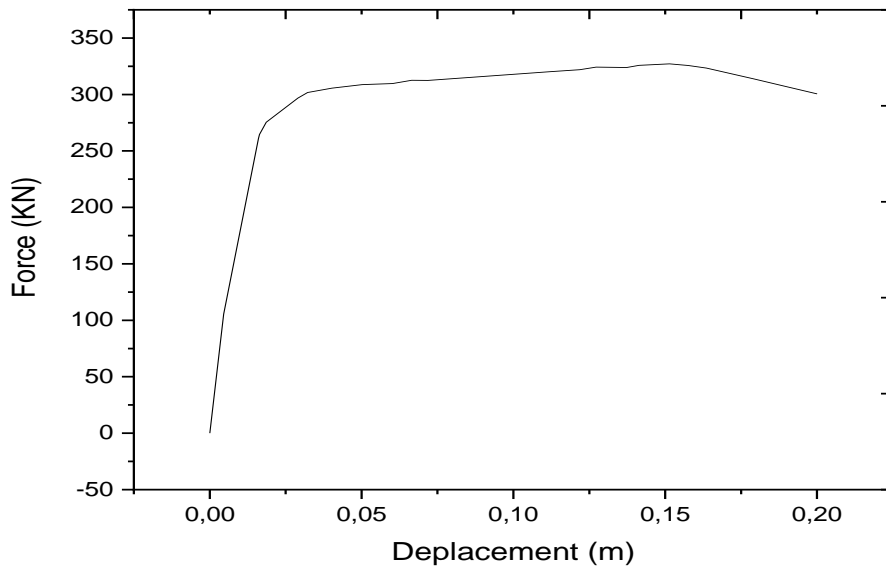
Méthode	$R_\mu$	$R_s$	$R_\xi$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.94	1.20	1.00	3.52	3.53
Krawinkler et Nassar	3.23			3.87	
Giuffre et Giannini	2.71			3.25	
Fajfar et Vidiç	2.94			3.52	
Priestley	2.94			3.52	

**Commentaire:**

D'après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité varie entre 2.71 et 3.23 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.20. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement R qui varient entre 3.25 comme valeur minimale et 3.87 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=4.53$ .

**IV.3.4. Portique Type 4: R+2b-REG :**

- Courbe de capacité Pushover:

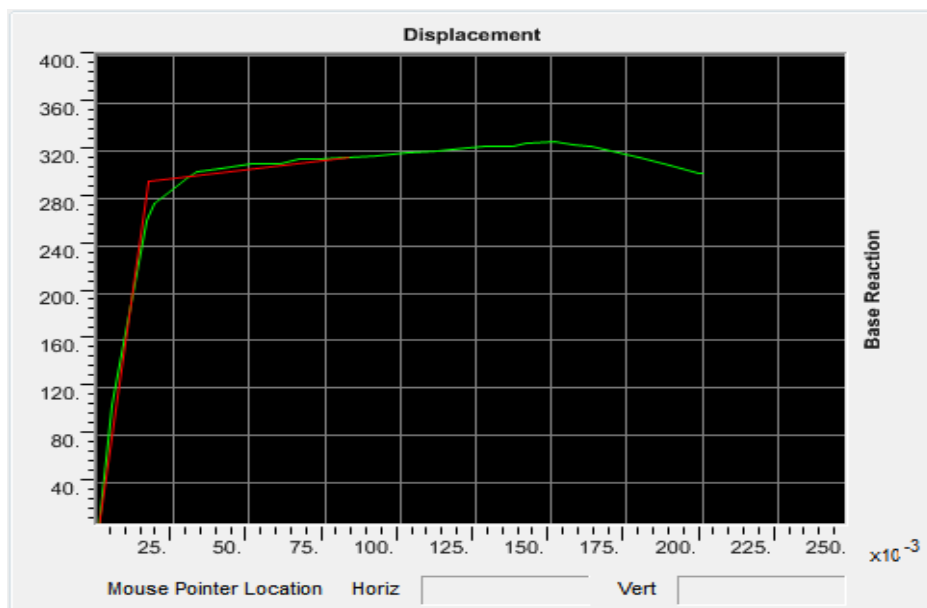


**Figure IV.10:** Courbe force –déplacement (pushover)

- Idéalisation Courbe de capacité

**Tableau IV.8:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 3 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.431	1.45	4.07	23199.88	18648.86	0.401	0.447	305.14	150.73	2.79



**Figure IV.11:** Idéalisation de la courbe de capacité.

- **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.9:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 3 niveaux).

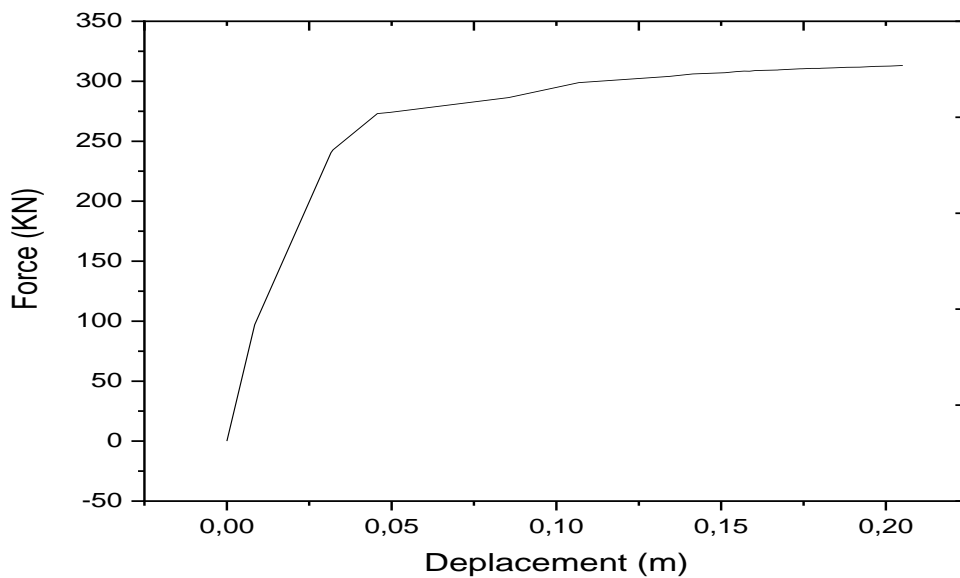
Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.14	2.02	1.00	4.32	4.86
Krawinkler et Nassar	2.72			5.49	
Giuffre et Giannini	2.61			5.27	
Fajfar et Vidiç	2.54			5.13	
Priestley	2.03			4.10	

**Commentaire:**

D'après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité varie entre 2.03 et 2.72 tandis que la valeur de sur-résistance est de 2.02. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement  $R$  qui varient entre 4.10 comme valeur minimale et 5.49 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=4.86$ .

#### IV.3.5. Portique Type 5: R+5b-REG :

- **Courbe de capacité Pushover:**



**Figure IV.12:** courbe force –déplacement (pushover).

▪ **Idéalisation Courbe de capacité**

**Tableau IV.10:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 6 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_r(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.856	2.86	8.17	11575.87	8841.08	0.784	0.897	294.96	210.50	2.85



**Figure IV.13:** Idéalisation de la courbe de capacité.

▪ **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.11:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 6 niveaux).

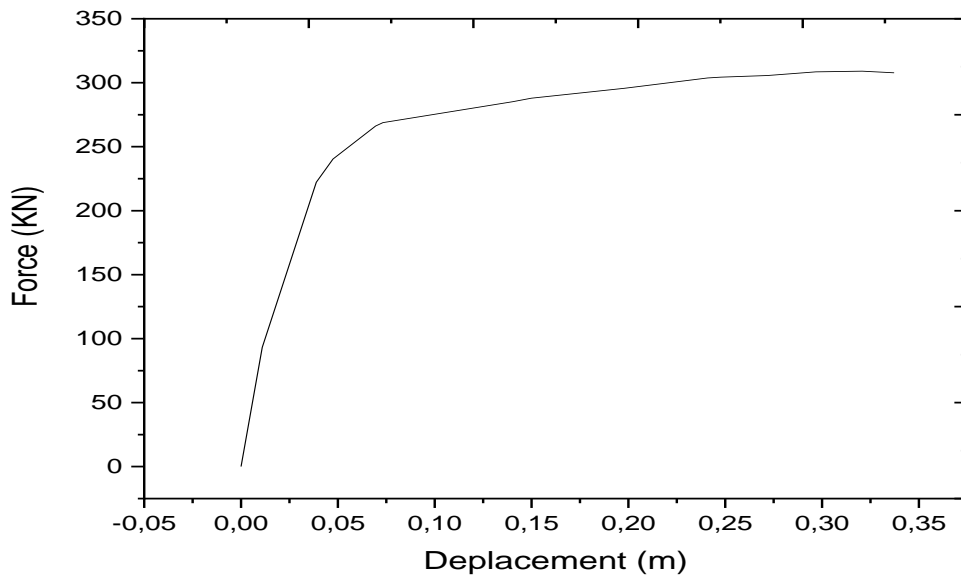
Méthode	$R_\mu$	$R_s$	$R_\xi$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.85	1.40	1.00	3.99	4.00
Krawinkler et Nassar	3.08			4.31	
Giuffre et Giannini	2.66			3.72	
Fajfar et Vidiç	2.85			3.99	
Priestley	2.85			3.99	

**Commentaire:**

D’après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité varie entre 2.66 et 3.08 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.40. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement R qui varient entre 3.72 comme valeur minimale et 4.31 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de R=4.00.

**IV.3.6. Portique Type 6: R+7b-REG :**

- Courbe de capacité Pushover:

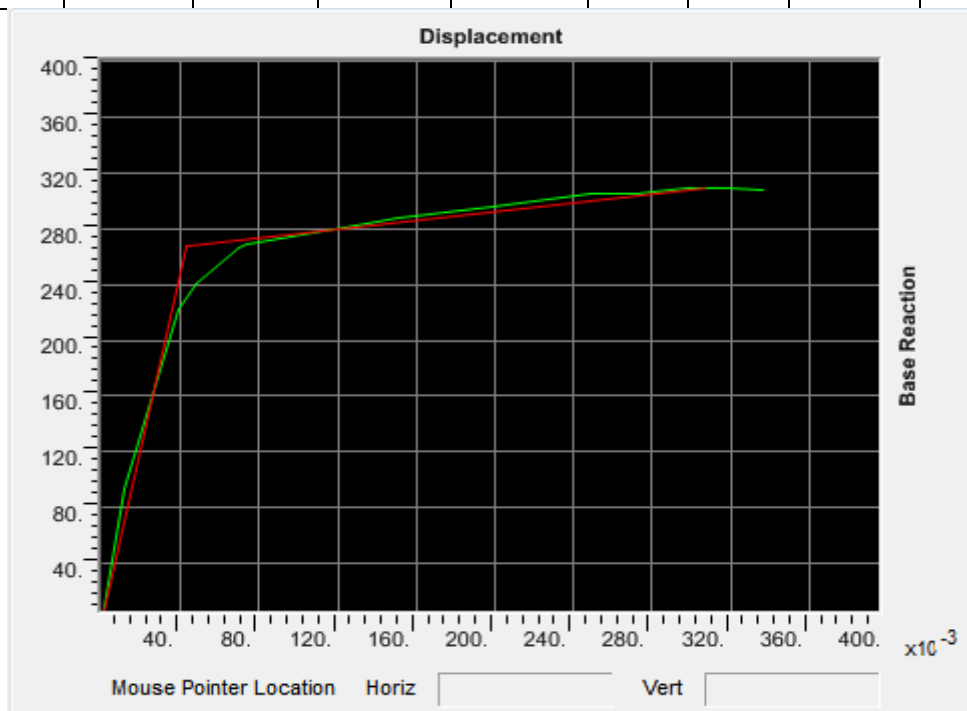


**Figure IV.14:** courbe force –déplacement (pushover)

- Idéalisation Courbe de capacité

**Tableau IV.12:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe de capacité (Portique régulier à 8 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	1.144	3.67	10.75	8600.45	6591.63	1.043	1.192	278.90	230.42	2.92



**Figure IV.15:** Idéalisation de la courbe de capacité.

- **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.13:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique régulier à 8 niveaux).

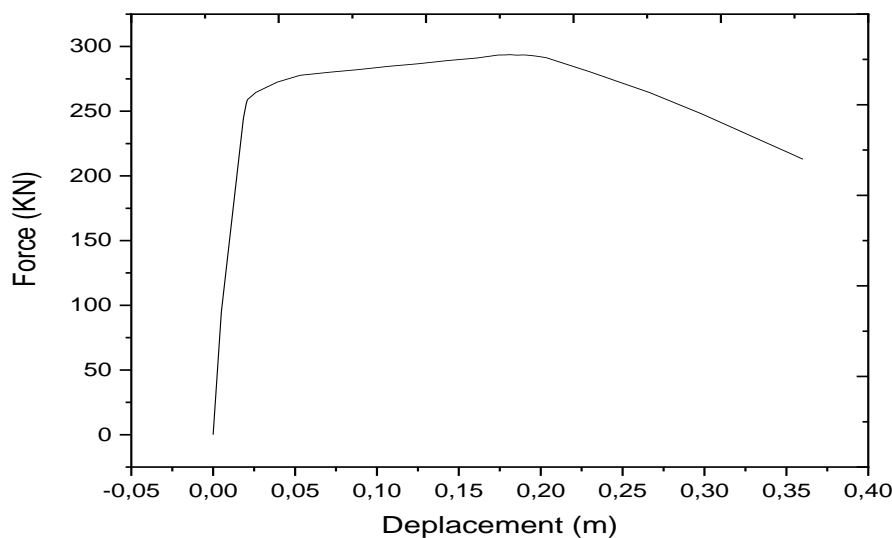
Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.92	1.21	1.00	3.53	3.54
Krawinkler et Nassar	3.20			3.87	
Giuffre et Giannini	2.70			3.26	
Fajfar et Vidiç	2.92			3.53	
Priestley	2.92			3.53	

**Commentaire:**

D'après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité varie entre 2.70 et 3.20 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.21. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement  $R$  qui varient entre 3.26 comme valeur minimale et 3.87 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=3.54$ .

#### IV.3.7. Portique Type 7: R+2-IRREG :

- **Courbe de capacité Pushover:**



**Figure IV.16:** courbe force –déplacement (pushover)

- **Idéalisation Courbe de capacité**

**Tableau IV.14:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 3 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.370	1.39	3.64	20174.66	16780.80	0.323	0.354	207.16	101.55	2.60



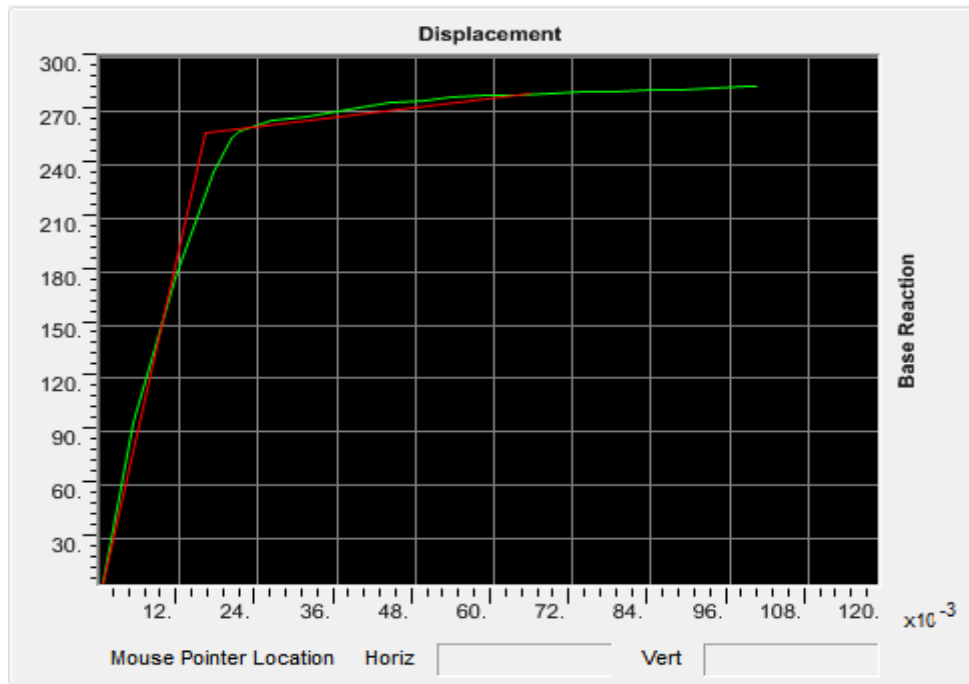


Figure IV.17: Idéalisation de la courbe de capacité.

- **Détermination du coefficient de comportement:**

Tableau IV.15: Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 3 niveaux).

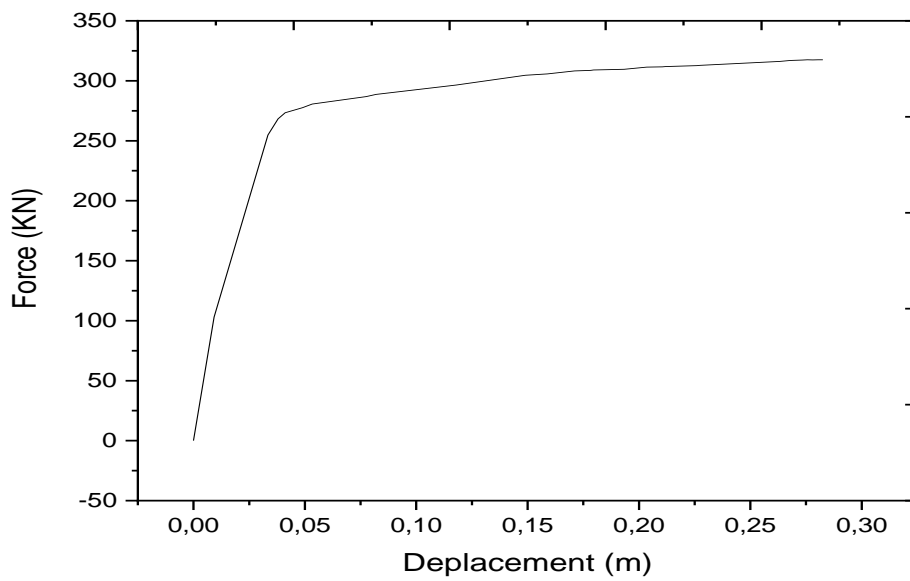
Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.05	2.04	1.00	4.18	4.45
Krawinkler et Nassar	2.51			5.12	
Giuffre et Giannini	2.39			4.87	
Fajfar et Vidić	2.18			4.44	
Priestley	1.79			3.65	

**Commentaire:**

D'après les résultats du tableau précédent, on observe que la valeur du facteur de ductilité (irrégulier) varie entre 1.79 et 2.51 tandis que la valeur de sur-résistance est de 2.04. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement  $R$  qui varient entre 3.65 comme valeur minimale et 5.12 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=4.45$ .

**IV.3.8. Portique Type 8: R+5-IRREG :**

- Courbe de capacité Pushover:

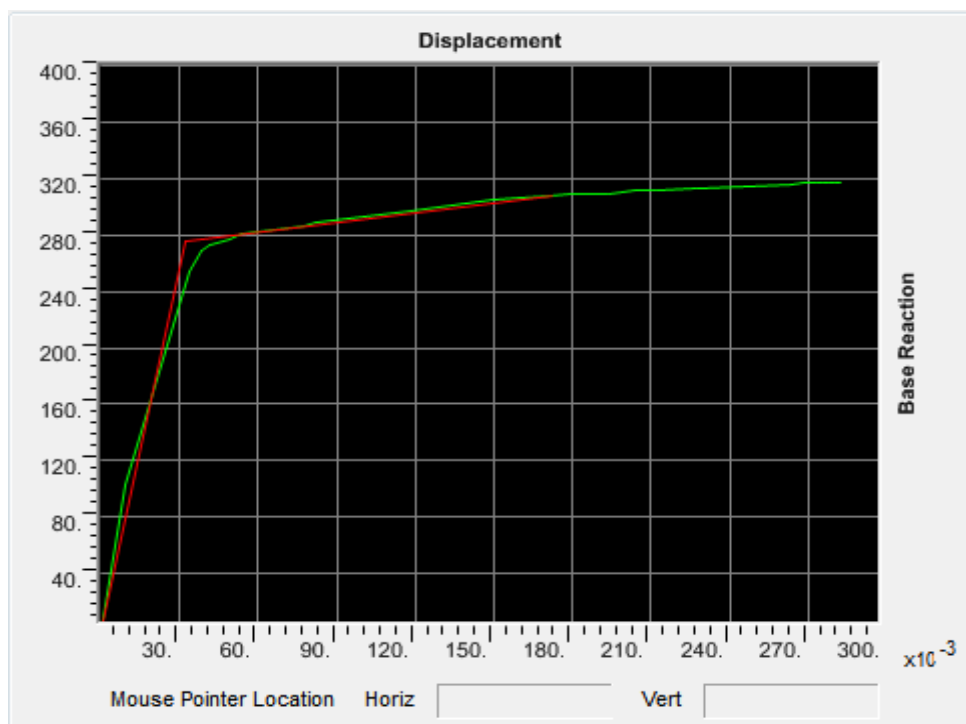


**Figure IV.18:** courbe force –déplacement (pushover).

- Idéalisation Courbe de capacité

**Tableau IV.16:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 6 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.710	3.00	7.35	11781.66	8790.42	0.629	0.728	289.96	180.58	2.44



**Figure IV.19:** Idéalisation de la courbe de capacité.

- **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.17:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 6 niveaux).

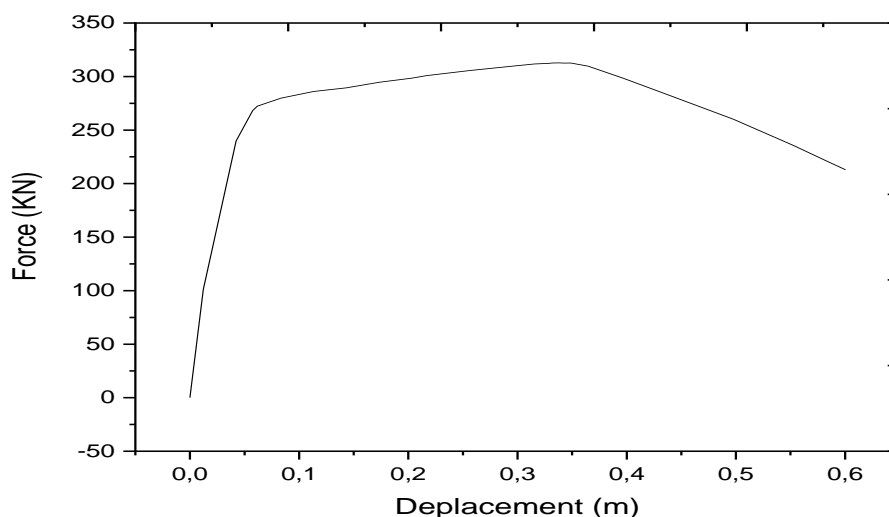
Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.45	1.60	1.00	3.92	3.89
Krawinkler et Nassar	2.55			4.08	
Giuffre et Giannini	2.36			3.77	
Fajfar et Vidiç	2.45			3.92	
Priestley	2.37			3.79	

**Commentaire:**

D'après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité (irrégulier) varie entre 2.36 et 2.55 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.60. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement  $R$  qui varient entre 3.77 comme valeur minimale et 4.08 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=3.89$ .

#### IV.3.9. Portique Type 9: R+7-IRREG1:

- **Courbe de capacité Pushover:**



**Figure IV.20:** courbe force –déplacement (pushover)

- **Idéalisation Courbe de capacité**

**Tableau IV.18:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 8 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.948	3.78	9.52	8776.79	6614.16	0.834	0.961	285.12	197.59	2.51

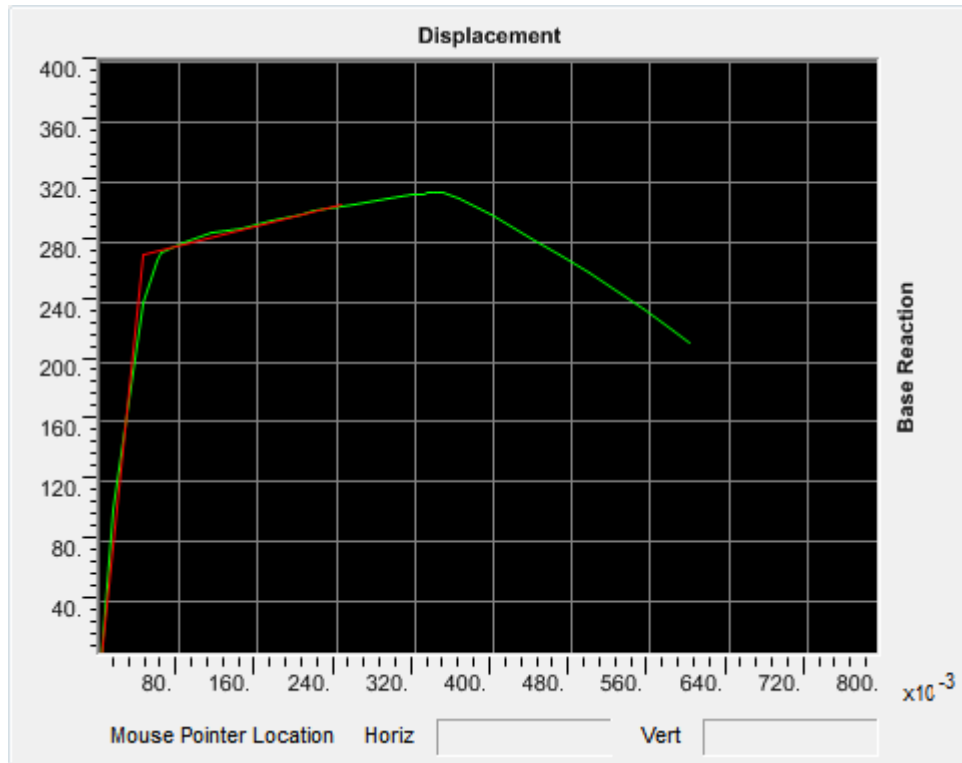


Figure IV.21: Idéalisation de la courbe de capacité.

▪ **Détermination du coefficient de comportement:**

Tableau IV.19: Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 8 niveaux).

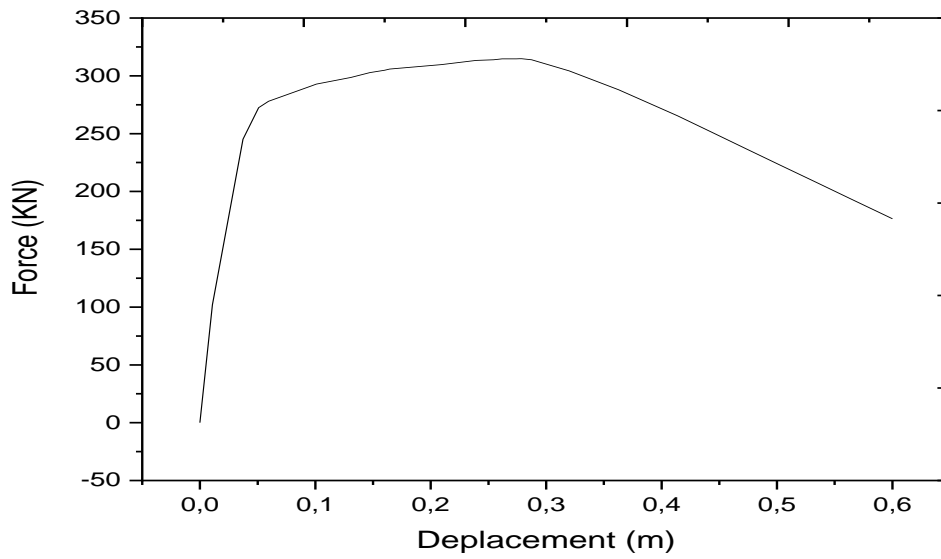
Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.51	1.44	1.00	3.61	3.63
Krawinkler et Nassar	2.69			3.87	
Giuffre et Giannini	2.40			3.45	
Fajfar et Vidiç	2.51			3.61	
Priestley	2.51			3.61	

**Commentaire:**

D’après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité (irrégulier type1) varie entre 2.40 et 2.69 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.44. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement R qui varient entre 3.45 comme valeur minimale et 3.87 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de R=3.63.

**IV.3.10. Portique Type 10: R+7-IRREG2 :**

- Courbe de capacité Pushover:

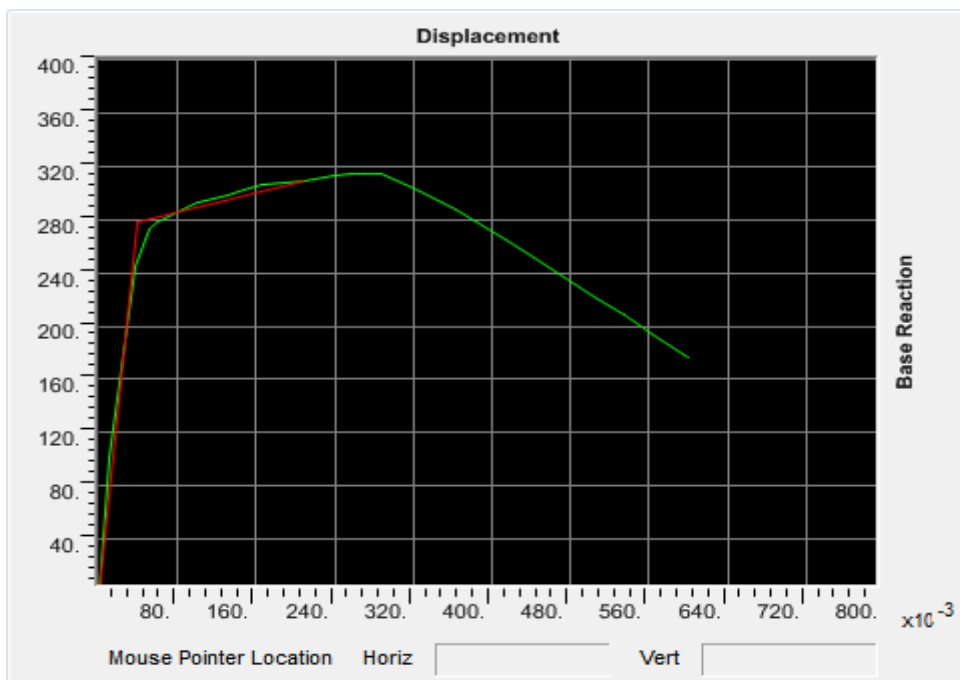


**Figure IV.22:** courbe force –déplacement (pushover)

- Idéalisation Courbe de capacité

**Tableau IV.20:** Paramètres d'une idéalisation de la courbe (Portique irrégulier à 8 niveaux).

Paramètre	$T(s)$	$\delta_e(cm)$	$\delta_t(cm)$	$K_i(KN)$	$K_e(KN)$	$T_i(s)$	$T_e(s)$	$V_u(KN)$	$V_d(KN)$	Ductilité $\mu$
Valeur	0.846	3.50	8.55	9422.02	7345.25	0.753	0.853	287.86	196.02	2.44



**Figure IV.23:** Idéalisation de la courbe de capacité.

▪ **Détermination du coefficient de comportement:**

**Tableau IV.21:** Valeurs du coefficient de comportement (Portique irrégulier à 8 niveaux).

Méthode	$R_{\mu}$	$R_s$	$R_{\xi}$	$R$	$R_{moy}$
Newmark et Hall	2.44	1.46	1.00	3.56	3.57
Krawinkler et Nassar	2.58			3.76	
Giuffre et Giannini	2.35			3.43	
Fajfar et Vidiç	2.44			3.56	
Priestley	2.44			3.56	

**Commentaire:**

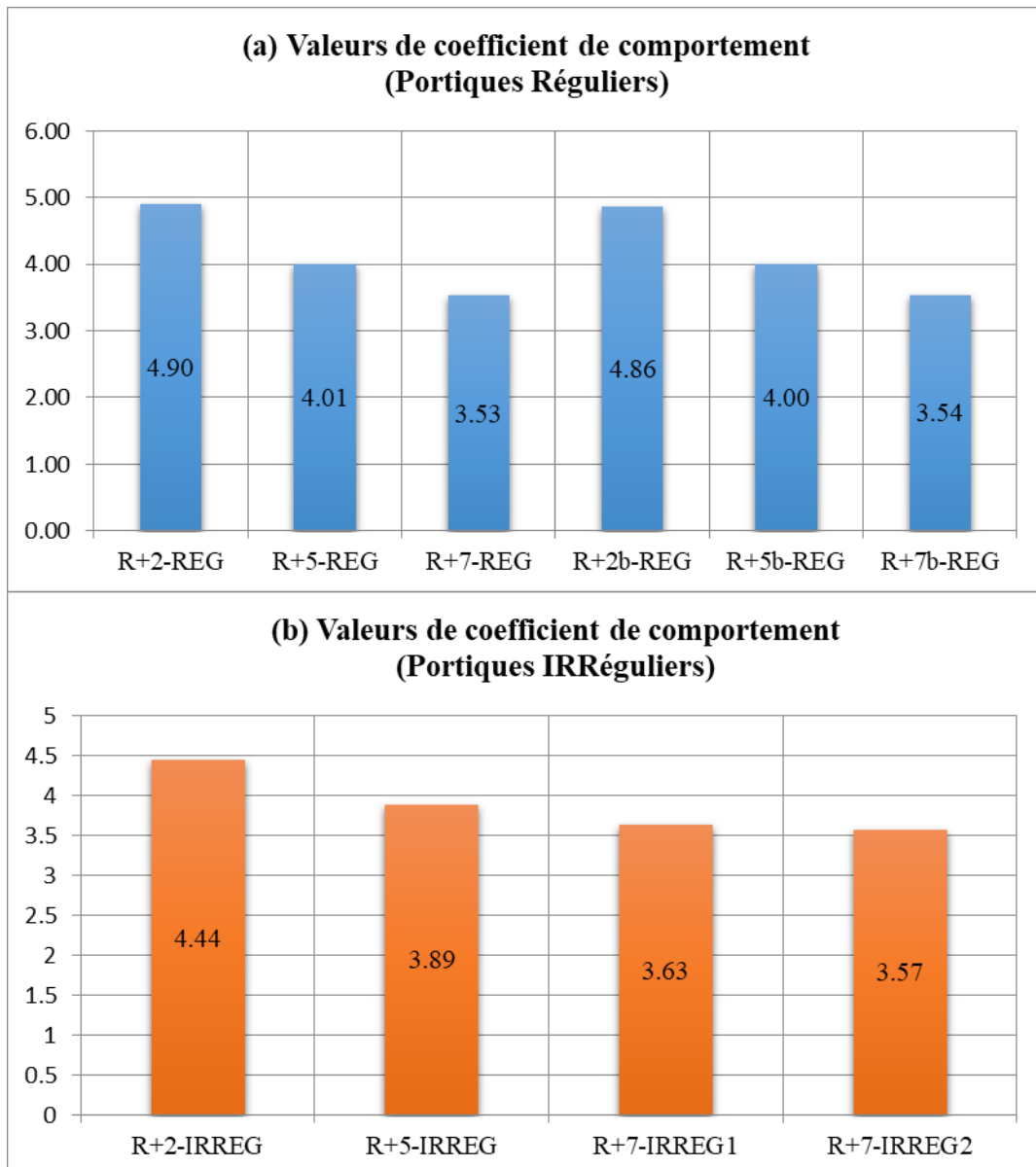
D'après les résultats du tableau précédant, on observe que la valeur du facteur de ductilité (irrégulier type2) varie entre 2.35 et 2.58 tandis que la valeur de sur-résistance est de 1.46. Ce qui nous donne des valeurs du coefficient de comportement  $R$  qui varient entre 3.43 comme valeur minimale et 3.76 comme valeur maximale. La valeur moyenne de coefficient de comportement est de  $R=3.57$ .

**IV.4. Interprétation des résultats:**

L'analyse et l'étude de différents portiques en variant la hauteur du portique ainsi que sa largeur, en testant l'influence de l'irrégularité des portiques sur les valeurs du coefficient de comportement nous a permis de constater ce qui suit :

**Tableau IV.22:** Récapitulation des valeurs de  $R_{\mu}$ ,  $R_s$  et  $R$  pour les différents portiques.

Type de portique		$R_{\mu}$	$R_s$	$R$	$R_{moy}$
Réguliers	<b>R+2-REG</b>	2.37	2.07	4.90	4.14
	<b>R+5-REG</b>	2.87	1.40	4.01	
	<b>R+7-REG</b>	2.95	1.20	3.53	
	<b>R+2b-REG</b>	2.41	2.02	4.86	
	<b>R+5b-REG</b>	2.86	1.40	4.00	
	<b>R+7b-REG</b>	2.93	1.21	3.54	
Irréguliers	<b>R+2-IRREG</b>	2.18	2.04	4.44	3.88
	<b>R+5-IRREG</b>	2.44	1.60	3.89	
	<b>R+7-IRREG1</b>	2.52	1.44	3.63	
	<b>R+7-IRREG2</b>	2.45	1.46	3.57	



**Figure IV.24:** Histogrammes de coefficient de comportement global:  
(a) portiques réguliers, (b) portiques irréguliers

- **Réguliers:** La valeur maximale du facteur de ductilité augmente avec l'augmentation du nombre de niveau, elle est égale à 2.33 pour le portique R+2REG et 2.95 pour le portique R+7 REG. Cette augmentation est due principalement à l'augmentation de la ductilité qui est directement liée au déplacement maximum qui augmente automatiquement avec l'augmentation du nombre de niveau. Contrairement aux valeurs de facteur de ductilité, le facteur de sur-résistance diminue avec l'augmentation du nombre de niveau.

Pour le coefficient de comportement global diminue avec l'augmentation du nombre de niveau, il est égale à 4.90 et 4.86 pour les portiques R+2-REG et R+2b-REG (valeurs proches), puis 4.00 et 4.01 pour les portiques R+5-REG et R+5b-REG c.-à-

d. une diminution de 18.36 % par rapport au portique régulier R+2-REG, et finalement 3.53 et 3.54 pour les portiques R+7-REG et R+7b-REG c.-à-d. une diminution de 27.95% par rapport au portique régulier R+2-REG.

- **Irréguliers:** Dans le cas des portiques irréguliers, la valeur de  $R_{\mu}$  a discrètement diminuée par rapport au portique régulier, elle est plus grande dans le portique irrégulier type1 ( $R_{\mu}=2.52$ ) que dans le portique irrégulier type2 ( $R_{\mu}=2.45$ ). Cette différence peut être associée à la rupture prématurée dans le portique irrégulier type 2. Pour les portiques irréguliers, la valeur du facteur de sur-résistance a aussi diminués par rapport au portique régulier R+7. Elle est égale à 1.44 pour l'irrégulier type 1 et à 1.46 pour l'irrégulier type 2 c'est-à-dire une diminution par rapport au portique régulier.

La même chose pour les portiques réguliers, les valeurs de comportement global diminue avec l'augmentation du nombre de niveau pour les portiques irréguliers. Sa valeur diminue de 4.44 pour le type R+2-IRREG à 3.63 pour le type R+7-IRREG1. Comparant ces valeurs par rapports aux valeurs des portiques réguliers, les valeurs de ce coefficient sont toujours moins. Comme exemple, la valeur de R est de 4.90 pour le type R+2-REG tandis que cette valeur devient 4.44 dans le cas de R+2-IRREG c.-à-d. une diminution de 9.38%. Cette réduction est due essentiellement à la diminution de la ductilité.

#### IV.5. Comparaison avec les règlements:

Le tableau IV.23 ainsi que la figure IV.25 présentent une comparaison entre les valeurs du coefficient de comportement R déterminées dans cette étude et les valeurs indiquées dans les Règlements Parasismique Algérien (RPA) et aussi le code parasismique européen (EC8). A partir de ces résultats, on peut conclure ce qui suit:

- **Réguliers:**

La figure V.25(a) montre une comparaison entre les valeurs du coefficient de comportement R trouvées dans cette étude et les valeurs précisées dans les règlements parasismique algérien (RPA) et le code parasismique européen (EC8). On observe que pour le portique régulier R+2-REG, la valeur calculée est pratiquement la même que la valeur précisée dans les règlements (RPA et EC8) avec une légère différence de 2%. Pour le portique R+7- REG, cette différence a augmentée et est devenue 29.40%, ce qui montre l'influence de la hauteur sur le coefficient de comportement. Cette



remarque reste valable dans le cas des autres portiques (R+5-REG, R+5b-REG, R+7b-REG)

▪ **Irréguliers**

Pour les structures irrégulières (la figure IV.25(b)), (l'EC8) donne une valeur de  $R=4$  Contrairement à l'EUROCODE 8, le RPA ne propose aucun changement par rapport aux structures régulières. Les valeurs trouvées pour les deux types sont très proches (3.63 pour R+7-IRREG1 et 3.57 pour R+7-IRREG2 et elles présentent une légère différence de 10% par rapport à la valeur spécifiée dans l'EC8. On peut dire que ces valeurs sont plus proches aux valeurs indiquées dans l'EC8 avec une légère différence qui varie entre +11.00% et -10.75. On constate aussi que le règlement RPA surestime les valeurs de coefficient de comportement pour ce type de structures.

**Tableau IV.23:** Comparaison des valeurs de  $R$  pour les différents portiques.

		<i>Méthode de ductilité</i>	<i>Valeur de RPA</i>	<i>Différence/RPA</i>	<i>Valeur d'EC8</i>	<i>Différence/EC8</i>
<i>Type de portique</i>		<i>R</i>	<i>R</i>	$\Delta_1\%$	<i>R</i>	$\Delta_2\%$
<b>Réguliers</b>	<b>R+2-REG</b>	4.90	5.00	-2.00	5.00	-2.00
	<b>R+5-REG</b>	4.01	5.00	-19.80	5.00	-19.80
	<b>R+7-REG</b>	3.53	5.00	-29.40	5.00	-29.40
	<b>R+2b-REG</b>	4.86	5.00	-2.80	5.00	-2.80
	<b>R+5b-REG</b>	4.00	5.00	-20.00	5.00	-20.00
	<b>R+7b-REG</b>	3.54	5.00	-29.20	5.00	-29.20
<b>Irréguliers</b>	<b>R+2-IRREG</b>	4.44	5.00	-11.20	4.00	+11.00
	<b>R+5-IRREG</b>	3.89	5.00	-22.20	4.00	-2.75
	<b>R+7-IRREG1</b>	3.63	5.00	-27.40	4.00	-9.25
	<b>R+7-IRREG2</b>	3.57	5.00	-28.60	4.00	-10.75

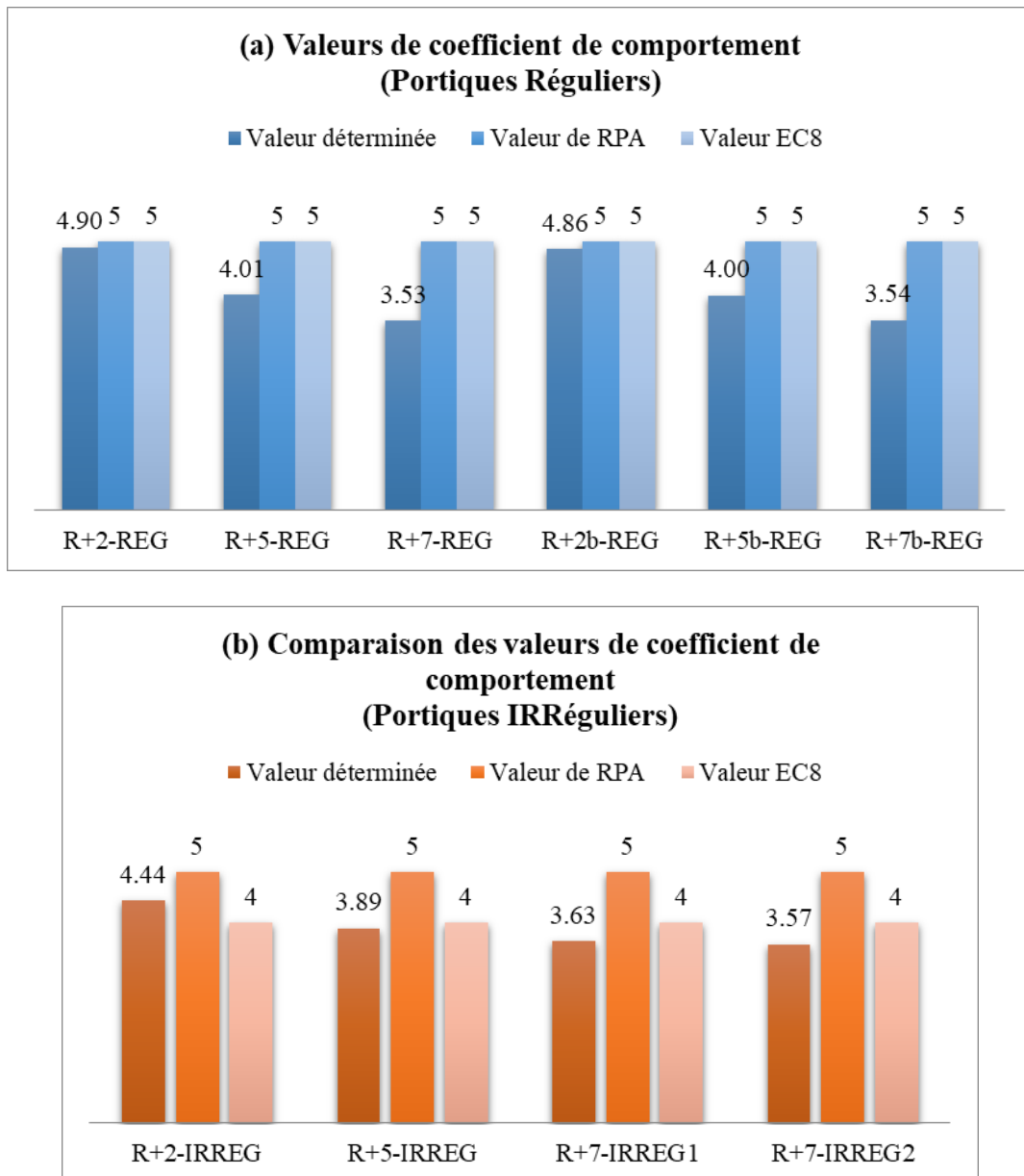


Figure IV.25: Histogrammes de comparaison des valeurs de  $R$  avec RPA et EC8(a) portiques réguliers, (b) portiques irréguliers

Tableau IV.24: Les valeurs de  $R$  pour chaque type portique (Méthode

	Méthode de ductilité	Valeur de RPA	Différence/ RPA	Valeur d'EC8	Différence/ EC8
Type de portique	$R_{moy}$	$R$	$\Delta_1\%$	$R$	$\Delta_2\%$
Réguliers	4.14	5.00	-17.20	5.00	-17.20
Irréguliers	3.88	5.00	-22.40	4.00	-3.00

ductilité+RPA+EC8)

Comme valeur moyenne, la valeur de  $R$  indiquée dans le Tableau IV.24 reste toujours inférieures que se soit dans le cas régulier ou irrégulier par rapport aux valeurs mentionnées

dans les deux règlements RPA et EC8. La différence atteint les 17.20% par rapport aux valeurs de RPA et EC8 (cas réguliers) et 22.40 par rapport à la valeur de RPA et 3.00% par rapport à la valeur de l'EC8 (cas irréguliers).

#### **IV.6. Conclusion:**

Dans ce chapitre, Nous avons utilisé une analyse par la méthode de Pushover pour dix portiques en béton armé. Cette méthode non linéaire nous a permis d'évaluer la ductilité globale de ces dix portiques qui sont groupés en deux catégories: réguliers et irréguliers. Cette ductilité est le paramètre clef pour la détermination des coefficients de comportements des structures.

L'analyse des résultats obtenus a montrée l'influence de l'élancement ou la hauteur et de l'irrégularité sur la valeur du coefficient de comportement. Cette valeur tend à diminuer en augmentant la hauteur de la structure, alors que ni le RPA ni l'EC8 ne prennent en considération l'influence de ce paramètre.

Pour des portiques irréguliers, la valeur du coefficient de comportement a fortement diminuée si on la compare avec celle calculée pour des portiques réguliers. En revenant à la réglementation, l'EC8 donne une valeur très raisonnable pour ce type de structures. De l'autre côté, le RPA reste encore très pauvre en ne précisant aucune recommandation.

---

*Conclusion générale & perspectives*

## 1- Conclusion générale :

L'objectif principal de notre travail est la détermination des coefficients de comportement pour des portiques en béton armé qui présentent des configurations différentes. Afin d'apprécier l'influence de la hauteur et de l'irrégularité de la structure sur les valeurs du coefficient de comportement, dix portiques de différentes formes ont été considérés. Ces portiques ont subi une analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover) en utilisant le logiciel ETABS, dont le but est d'évaluer la ductilité globale de chaque portique. Cette ductilité nous a permis d'avoir les valeurs recherchées de coefficients de comportement.

Les valeurs déterminées font l'objet d'une comparaison avec les valeurs préconisées dans les règlements parasismiques à savoir le Règlement Parasismique Algérien RPA ainsi que l'Eurocode 8. Les principales conclusions constatées à la fin de ce travail sont les suivantes :

- La valeur du coefficient de comportement diminue avec l'augmentation de la hauteur de la structure. Cela nous mène à conclure que ce coefficient dépend absolument de l'élançement de la structure.
- L'augmentation du coefficient de comportement est due principalement à l'augmentation de la ductilité qui est directement liée au déplacement maximum qui augmente automatiquement avec l'augmentation du nombre de niveau.
- Les codes de calculs sismiques particulièrement le Règlement Parasismique Algérien RPA ainsi que l'Eurocode 8 ne prennent pas en considération l'influence de la hauteur de la structure sur le coefficient de comportement.
- La configuration et la régularité des structures influent sur la valeur coefficient de comportement. Cependant, Les valeurs du coefficient de comportement pour des structures irrégulières sont inférieures à celle des portiques réguliers.
- Contrairement au RPA qui ne tient pas en compte la régularité des structures en considération, l'EC8 recommande des valeurs corrigées pour les structures irrégulières.
- Quand la valeur de coefficient de comportement augmente, la structure est devenue plus dissipative. Une valeur de 8 veut dire que la structure est totalement dissipative, par contre une valeur de 1 exprime que la structure n'est pas dissipative.

## **2- Perspectives :**

Dans notre étude, nous avons tenté de traiter l'influence de la hauteur et de la configuration des structures sur la valeur de coefficient de comportement ainsi que sur la justification des valeurs préconisées et recommandées dans les règlements existants. Néanmoins, d'autres travaux postérieurs de recherche peuvent avoir lieu à savoir:

- Etude de l'influence de d'autres paramètres (la rigidité) sur le coefficient de comportement;
- En variant les configurations (régulières, irrégulières), l'influence de la rigidité peut être effectuée;
- Etude de l'effet de la catégorie de sol sur la valeur de coefficient de comportement;
- La zone sismique (L'intensité sismique) et par la suite la sollicitation sismique et son effet peuvent être traités.

---

*Références Bibliographiques*

**Références Bibliographiques**

- [1] Lenguyen, K. Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes. Thèse pour l'obtention du grade de docteur en génie civil. Soutenue en 2015, Lyon, France, 234p.
- [2] Kahil, A. Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes. Thèse pour l'obtention d'un doctorat en génie civil. Tiziouzou, Algérie, 160p.
- [3] Wang, J., Su, J., Wang, W., Peng, Y. Influence of transverse reinforcement strength on seismic behavior of reinforced concrete columns. Publié dans Advances in civil, environmental and materials research, Korea, 2004.
- [4] H. BACHMAN, principe de base pour la conception parasismique des bâtiments.
- [5] R.H. BROWN AND J.O. JIRSA "Reinforced concrete beams under load reversals. Structural Journal of the ACI. Vol 68, May 1971.
- [6] .KWIGHT AND M.A. SOZEN "Shear Strength decay in reinforced concrete columns subjected to large the flexion reversals Civil Engineering Studies" Structures Research Studies" Structures Research Series, n°403, Univer of Illinois, 1973.
- [7] H. BACHMAN, principe de base pour la conception parasismique des bâtiments.
- [8] RPA 99 V2003, "Règles parasismiques Algériennes", Document technique réglementaire, DTR B C 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, Algérie, 2003.
- [9] EUROCODE\_8 2006, Calcul des structures pour leurs résistances au séisme.
- [10] ACI 318-89, American Concrete Institute BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE, (ACI 318-89), (REVISED 1992).
- [11] National building code of Canada 1990, NBCC 1990.
- [12] R. Park, Capacity Design of RC Building Structures for Earthquake Resistance, The structural Engineer, Aug. 1992
- [13] V. Gioncu, Framed structures. Ductility and seismic response. General Report, Journal of Constructional Steel Research, vol 55, pp.125-154, 2000.
- [14] CHERTOUT. ABLA, Évaluation du rapport des moments aboutissants aux nœuds poteaux-poutres des portiques auto-stables en béton armé, Mémoire de magister proposé et encadré par Djebbar Nabil, Département De Génie Civil, Université Mentouri, Constantine, (2010).



- [15] M.Badoux, P.Lestuzzi, introduction à la norme SIA 262, dimensionnement parasismique. Extrait de la documentation D0182, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 2003.
- [16] Sheikh S.A. and Uzemri S.M, Strength and ductility of tied concrete columns. Journal of the structural division, vol 108, pp.1079-1102, May-1980.
- [17] Park.R, Priestly MNJ, and Gill W.D, Ductility of square confined concrete columns, Journal of the structural division, vol 106, pp.929-954, Apr-1982.
- [18] Priestly MNJ, and Park R, Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading. ACI structural Journal, No 84, pp.61-76, Jan 1987.
- [19] Mander J.B, Priestly MNJ. and Park.R, Theoretical stress – strain model for confined concrete. Journal of the structural division, vol 114, pp.332-351, Feb-1988.
- [20] Kachanov, L.M, « Time of rupture process under creep condition » TVZ Akad Nauk. SSR otd tech Vol 8. pp 26-31, 1958.
- [21] P. Bažant, “ instability, ductility and size effect in strain-softening concrete “. Journal of engineering mechanics, 105:331–344, 1976.
- [22] Mazars J., “application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et a la rupture du béton de structure ”, these de doctorat, universite pierre et marie curie, paris 6, 1984.
- [23] Chaboche J.L et Lemaitre J., “mécanique des matériaux solides ”, édition dunod,1985.
- [24] C.Saouridis,“ identification et numérisation objective des comportements adoucissants : une approche multi échelle de l'endommagement du béton” thèse de doctorat de l'université de paris 6. 1988.
- [25] Rabotnov Y.N., creep rupture of (proc.XII Int.cong.Appl.Mech., 1968, Stanfor-Springer, 1969).
- [26] Mariage, J. F. Simulation numérique de l’endommagement ductile en fromage de pièces massives. Thèse en vue de l’obtention du titre de docteur en science mécanique pour l’ingénieur. Université de technologie de Troyes, 2003, France, 185p.
- [27] Zebji. S et Ben Bouzid. M, "Analyse statique non linéaire par poussée progressive «pushover d’un bâtiment renforce", mémoire de fin d’étude, École National supérieur des travaux publics, Alger, 2008.
- [28] Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes- Partie1: règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments » ENV 1998, Décembre 2004
- [29] IBC,<http://publicecodes.cyberregs.com/icod/ibc/2012/index.htm>,International Building code, 2012.

- [30] Locroix. S, "Research of behavior coefficient for reinforced concrete buildings", thesis defended to graduate as an engineer, société JACOBS, 2007.
- [31] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", vol 1.Redwood City, California, 1996.
- [32] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [33] Fajfar P., Fischinger M. "N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings". Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering. pp. 111-116. Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.
- [34] J. L. Batoz & G. Dhatt, «Modélisation des structures par éléments finis », Volume 2, Poutre et plaque, ©Hermès, Paris, 1990.
- [35] International Conference of Building Officials. «Uniform Building Code (UBC) », Whittier, California, USA, 1997.
- [36] J.Wolfgang, « Règle de construction parasismique : Règles PS applicables aux bâtiments-PS92 », Edition EYROLLES.
- [37] Mouzzoun, M., Moustachi, O., Taleb, A., "Évaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé", École Mohammedia d'ingénieurs, Rabat, Maroc, 2012.
- [38] Applied Technology Council, ATC-19, "Structural Response Modification Factors", Redwood City, California, 1995.
- [39] Louzai, A., Abed, A., "Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses", Bull Earthquake Eng, 13:1773–1793, 2015.
- [40] Kappos, A.J, "Evaluation of behavior Factors on the basis of ductility and overstrength Studies, Engineering Structures, 21, 823-835, 1999.
- [41] Saez, E. "conception des bâtiments basse sur la notion de performance", Rapport de École Centrale de Paris, 2006.
- [42] Djebbar, N., Djebbar, A., Chair, A., Athmani, A.,"Évaluation du facteur de comportement préconisé par le code RPA99", 1st international conférence on sustainable built Environment infrastructures in developing countries, ENSET, Oran, Algérie, 2009.
- [43] EUROCODE8 : Conception et dimensionnement des structures pour leurs résistances aux séismes et document d'application national. EUROCODE, 2000.
- [44] Uniform building code (UBC 1997).
- [45] <http://www.structureparasismic.com/Reglement.html> Consulté le 21/04/2017.

[46] Zafar, A. Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries. Thesis for obtaining degree of master of science in civil engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2009, Pakistan, 102p.