

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET REPUBLIQUE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET  
DE LA RECHERCHE SIENTIFIQUE  
جامعة سعد دحلب – البليدة 1  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA 1



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج  
**MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : structures

**Thème :**

---

**OPTIMISATION DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN BETON  
ARME EN TERME DE RIGIDITE ET DE DUCTILITE**

---

Présenté par :

**BOUCEBHA Manel**

Devant les membres de jury :

Mme BELHAOUENE Imene	U. Saad Dahleb – Blida 1	Présidente
M. AMELLAL Omar	U. Saad Dahleb – Blida 1	Examineur
M. DERBAL Ismail	U. Saad Dahleb – Blida 1	Encadrant
Mme CHERFA Cherifa	U. Saad Dahleb – Blida 1	Co-encadrante

Blida, Juin 2024



## RESUME

Ce mémoire se concentre sur l'optimisation du comportement des structures en béton armé en termes de rigidité et de ductilité, en particulier celles contreventées par portiques autostables. L'objectif principal est de déterminer les critères de déplacement inter-étages qui assurent une ductilité suffisante, définie par le coefficient de comportement « R », afin de minimiser les risques de dommages en cas de séisme.

Nous avons commencé par une analyse approfondie des principes de conception parasismique, en mettant l'accent sur la ductilité et le dimensionnement en capacité. La méthodologie inclut une combinaison d'études théoriques et d'analyses numériques, principalement à travers des simulations utilisant le logiciel SAP2000. Une étude linéaire élastique des structures a été réalisée pour déterminer les déplacements inter-étages, suivie d'une analyse statique non linéaire (Pushover) pour évaluer le comportement réel des structures sous charges croissantes.

Les résultats des analyses linéaires et non linéaires ont permis de mieux comprendre la relation entre les déplacements inter-étages et la ductilité. Nous avons observé que la diminution des déplacements inter-étages, associée à une augmentation de la rigidité, entraîne une réduction de la ductilité des structures, affectant ainsi leur capacité à dissiper l'énergie sismique.

Ces observations soulignent l'importance de considérer les déplacements inter-étages dans la conception parasismique pour garantir une ductilité adéquate et une meilleure résistance aux séismes des bâtiments. Elles mettent également en évidence la nécessité de proposer une limite inférieure pour les déplacements inter-étages afin de maintenir des niveaux de ductilité acceptables dans la conception des structures en béton armé.

**Mots clés :** Ductilité, Rigidité, Dimensionnement en capacité, Coefficient de comportement, Déplacements inter-étages, Analyse linéaire élastique, Analyse statique non linéaire, Structures en portique en béton armé.

## ABSTRACT

This thesis focuses on optimizing the behavior of reinforced concrete structures in terms of stiffness and ductility, particularly those braced by self-stable frames. The main objective is to identify inter-story displacement criteria that ensure sufficient ductility, defined by the behavior factor « R », to minimize the risk of damage in the event of an earthquake.

We started with an in-depth analysis of seismic design principles, emphasizing ductility and capacity design. The methodology includes a combination of theoretical studies and numerical analyses, primarily through simulations using SAP2000 software. A linear elastic analysis of the structures was conducted to determine inter-story displacements, followed by a nonlinear static (Pushover) analysis to evaluate the actual behavior of structures under increasing loads.

The results of linear and nonlinear analyses provided a better understanding of the relationship between inter-story displacements and ductility. We observed that a decrease in inter-story displacements, associated with an increase in stiffness, leads to a reduction in the ductility of structures, thus affecting their ability to dissipate seismic energy.

These observations highlight the importance of considering inter-story displacements in seismic design to ensure adequate ductility and better earthquake resistance of buildings. They also emphasize the need to propose a lower limit for inter-story displacements to maintain acceptable levels of ductility in the design of reinforced concrete structures.

**Keywords:** Ductility, Stiffness, Capacity Design, Behavior Factor, Inter-Story Drifts, Elastic Linear Analysis, Nonlinear Static Analysis, Reinforced Concrete Frame Structures.

## ملخص

تركز هذه المذكرة على تحسين التصميم الزلزالي للهياكل المصنوعة من الخرسانة المسلحة، وتحديدًا تلك التي تتمتع بالاستقرار الذاتي. الهدف الرئيسي هو تحديد معايير الانحراف بين الطوابق التي تضمن مرونة كافية، كما هو محدد بمعامل السلوك R، للحد من مخاطر الضرر في حالة وقوع زلزال.

بدأنا بتحليل عميق لمبادئ التصميم الزلزالي، مع التركيز على المرونة وتصميم السعة. تشمل المنهجية مزيجًا من الدراسات النظرية والتحليلات العددية، في الغالب من خلال المحاكاة باستخدام برنامج SAP2000.

تم إجراء دراسة مستقرة مطاطية للهياكل لتحديد انحرافات بين الطوابق، تلتها تحليل غير خطي لتقييم السلوك الفعلي للهياكل تحت أحمال متزايدة.

سمحت نتائج التحليلات الخطية وغير الخطية بفهم أفضل للعلاقة بين الإزاحات بين الطوابق والمرونة. لاحظنا أن انخفاض الإزاحات بين الطوابق، المرتبط بزيادة الصلابة، يؤدي إلى تقليل مرونة الهياكل، مما يؤثر على قدرتها على تشتيت الطاقة الزلزالية.

تؤكد هذه الملاحظات على أهمية النظر في الإزاحات بين الطوابق في التصميم المقاوم للزلازل لضمان مرونة كافية ومقاومة أفضل للهياكل ضد الزلازل. كما تُبرز ضرورة اقتراح حد أدنى للإزاحات بين الطوابق للحفاظ على مستويات مقبولة من المرونة في تصميم الهياكل الخرسانية المسلحة.

الكلمات المفتاحية: مرونة، الصلابة، تصميم السعة، معامل السلوك، انحرافات بين الطوابق، تحليل مطاطي مستقر، تحليل غير خطي، هياكل إطارية من الخرسانة المسلحة.

## REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mes encadrants, **Monsieur Derbal Ismail** et **Madame Cherfa Cherifa**, pour leur soutien continu et leurs conseils précieux tout au long de ce travail. Leur expertise et leur disponibilité ont été essentielles pour la réalisation de ce mémoire. Leur encadrement a non seulement enrichi mes connaissances, mais aussi renforcé ma motivation et mon engagement envers ce projet.

Je remercie également les membres du jury pour l'honneur de leur présence lors de ma soutenance et pour leur engagement dans l'évaluation de mon mémoire. Le temps et l'attention qu'ils accordent à mon travail ainsi que leurs remarques critiques sont précieuses pour la qualité et l'amélioration de ce projet.

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1</b>	Critère de conception de la rigidité
<b>Tableau I.2</b>	Classification de la ductilité de déplacement selon FEMA 306
<b>Tableau I.3</b>	Valeurs de $q_0$ pour les structures en béton armé
<b>Tableau I.4</b>	Valeurs du coefficient de comportement dans le RPA
<b>Tableau II.1</b>	Présentation des structures
<b>Tableau II.2</b>	Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux.
<b>Tableau II.3</b>	Caractéristiques du béton et de l'acier.
<b>Tableau II.4</b>	Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible (corps creux).
<b>Tableau II.5</b>	Évaluation des charges et surcharges de plancher étage courant (corps creux)
<b>Tableau II.6</b>	Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs
<b>Tableau II.7</b>	Le coefficient d'accélération de la zone A selon le RPA99/version 2003 des structures.
<b>Tableau II.8</b>	valeurs du coefficient $C_T$
<b>Tableau II.9</b>	Détermination de la valeur du facteur d'amplification dynamique
<b>Tableau II.10</b>	Valeurs des pénalités $P_q$
<b>Tableau II.11</b>	Périodes et facteurs de participation massique des structures.
<b>Tableau II.12</b>	Résultante des forces sismiques des structures.
<b>Tableau II.13</b>	Déplacements inter étages des structures
<b>Tableau II.14</b>	Vérification de l'effort normal réduit des structures
<b>Tableau II.15</b>	ferraillage des poteaux et des poutres des structures étudiées
<b>Tableau IV.1</b>	Facteur de ductilité, $R\mu$ , des structures étudiées
<b>Tableau IV.2</b>	Facteur de sur-résistance, $\Omega$ , des structures étudiées
<b>Tableau IV.3</b>	Coefficient de comportement, $R$ , des structures étudiées
<b>Tableau IV.4</b>	Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens x-x.
<b>Tableau IV.5</b>	Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens y-y.

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b>	Comportement des structures
<b>Figure I.2</b>	Courbe de capacité (Pushover) d'une structure
<b>Figure I.3</b>	Comportement linéaire et non linéaire des structures
<b>Figure I.4</b>	Réponse d'un oscillateur simple
<b>Figure I.5</b>	Modèle élastique linéaire
<b>Figure I.6</b>	Modèle Elasto-Plastique parfait
<b>Figure I.7</b>	Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage
<b>Figure I.8</b>	Courbe primaire du modèle de TAKEDA
<b>Figure I.9</b>	Modèle « Q »
<b>Figure I.10</b>	Disposition des différents matériaux dans un élément de section carrée
<b>Figure I.11</b>	Diagramme contrainte- déformation du béton non confiné
<b>Figure I.12</b>	Diagramme contrainte-déformation
<b>Figure I.13</b>	Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction
<b>Figure I.14</b>	Diagramme contrainte- déformation de l'acier pour la loi de Park
<b>Figure I.15</b>	Modèle de Menegotto et al
<b>Figure I.16</b>	Représentation schématique des implications du choix entre comportement non-ductile et comportement ductile lors du dimensionnement parasismique
<b>Figure I.17</b>	Méthodes de dimensionnement parasismique
<b>Figure I.18</b>	La définition de Paulay du principe de dimensionnement en capacité
<b>Figure I.19</b>	Exemple de dommages d'un bâtiment après le tremblement de terre de Boumerdes 2003
<b>Figure I.20</b>	Mécanisme plastique approprié (à gauche) et inapproprié (à droite)
<b>Figure I.21</b>	Comportement ductile dominé par la flexion (à gauche) et fragile dominé par l'effort tranchant (à droite) de refends en béton armé
<b>Figure I.22</b>	Les rotules plastiques doivent être disposées de préférence dans les poutres
<b>Figure I.23</b>	Dispositions constructives des étriers et l'inefficacité des crochets à 90° pour éviter l'ouverture des étriers
<b>Figure I.24</b>	Recouvrements dans les zones plastiques : solution à bannir
<b>Figure I.25</b>	Recouvrement en dehors de la zone plastique (gauche) ou, à défaut, dans le tiers supérieur (droite)
<b>Figure I.26</b>	Relation charge – déplacement pour un élément en béton armé
<b>Figure I.27</b>	Déformation d'une tour de grande hauteur. (a) Vue en perspective. (b) Vue en coupe au droit du voile central

<b>Figure I.28</b>	Notion de ductilité. Idéalisations de la courbe force–déplacement
<b>Figure I.29</b>	Courbe charge–déformation (Relation déformabilité – ductilité)
<b>Figure I.30</b>	Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé
<b>Figures I.31</b>	Ductilité et fragilité
<b>Figures I.32</b>	Comportement « ductile et fragile »
<b>Figure I.33</b>	Quatre niveaux de définition de la ductilité
<b>Figure I.34</b>	Relation entre ductilité globale ( $\mu_{\Delta}$ ) et ductilité locale ( $\mu_{\phi}$ ) pour une poutre console
<b>Figure I.35</b>	classe de comportement des éléments
<b>Figure I.36</b>	Ossature contreventée par portique auto stable
<b>Figure I.37</b>	Ossature contreventée par voiles en béton armé
<b>Figure I.38</b>	Evaluation du coefficient de comportement par la méthode de Newmark et Hall
<b>Figure I.39</b>	Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération constante, $T_C$
<b>Figure I.40</b>	Etablissement du coefficient de comportement par la méthode de BALLIO-SETTI
<b>Figure I.41</b>	définition du facteur de sur-résistance ( $\Omega$ )
<b>Figure II.1</b>	vue en élévation des structures étudiées
<b>Figure II.2</b>	Vue en plan des bâtiments R+2, R+3 et R+4.
<b>Figure II.3</b>	Dimensions de l'acrotère.
<b>Figure II.4</b>	Spectre de réponse pour les structures $SA_{R+4,I}$ .
<b>Figure III.1</b>	Courbe de capacité statique de la structure
<b>Figure III.2</b>	Hypothèse de l'analyse Pushover
<b>Figure III.3</b>	Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales
<b>Figure III.4</b>	les 4 phases d'endommagement selon la courbe de capacité
<b>Figure III.5</b>	Présentation du point de performance
<b>Figure III.6</b>	Conversion du diagramme de capacité en format (A-D)
<b>Figure III.7</b>	(a) Spectre de demande élastique (Sae-T), (b) spectre élastique (Sae- Sde) et (c) spectre inélastique (Sa- Sd)
<b>Figure III.8</b>	Emplacement des rotules plastiques dans un modèle structural [
<b>Figure III.9</b>	Courbe (moment- rotation)
<b>Figure III.10</b>	Quatre cas d'instabilité structurale
<b>Figure III.11</b>	Le choix du modèle d'endommagement du béton
<b>Figure III.12</b>	Définitions des lois de comportement du béton non confiné

<b>Figure III.13</b>	Le choix du modèle d'endommagement d'acier.
<b>Figure III.14</b>	La courbe de contrainte déformation ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) de l'acier (modèle élasto-plastique simplifié)
<b>Figure III.15</b>	La boîte de dialogue SD (Section Designer)
<b>Figure III.16</b>	Le dessein de ferrailage des sections
<b>Figure III.17</b>	Introduction des rotules plastiques des poteaux
<b>Figure III.18</b>	Paramètres des rotules plastiques des poteaux
<b>Figure III.19</b>	Les propriétés de la rotule plastique P-M2-M3
<b>Figure III.20</b>	Introduction des rotules plastiques des poutres
<b>Figure III.21</b>	Paramètres des rotules plastiques des poutres
<b>Figure III.22</b>	Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion)
<b>Figure III.23</b>	Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Pushover
<b>Figure III.24</b>	Définition du chargement de l'analyse Pushover (Sens x-x)
<b>Figure III.25</b>	Définition de la magnitude du déplacement du point de contrôle et nombre des steps (Sens x-x)
<b>Figure III.26</b>	Définition du chargement de l'analyse Pushover (Sens y-y)
<b>Figure III.27</b>	Définition de la magnitude du déplacement du point de contrôle et nombre des steps (Sens y-y)
<b>Figure III.28</b>	Définir les cas de charge à exécuter
<b>Figure IV.1</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.2</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$ sens (y-y)
<b>Figure IV.3</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.4</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$ sens (y-y)
<b>Figure IV.5</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.6</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$ sens (y-y)
<b>Figure IV.7</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.8</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$ sens (y-y)
<b>Figure IV.9</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.10</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$ sens (y-y)
<b>Figure IV.11</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.12</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$ sens (y-y)
<b>Figure IV.13</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$ sens (x-x)
<b>Figure IV.14</b>	Courbe de capacité $SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$ sens (y-y)

- Figure IV.15** Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.16** Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.17** Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.18** Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.19** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.20** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.21** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.22** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.23** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.24** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.25** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.26** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.27** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.28** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.29** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x)
- Figure IV.30** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y)
- Figure IV.31** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures  $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$
- Figure IV.32** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures  $SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$
- Figure IV.33** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures  $SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$
- Figure IV.34** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures  $SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$
- Figure IV.35** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des structures  $SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$
- Figure IV.37** Classification de la ductilité de déplacement des structures étudiées selon FEMA 306 selon la direction x-x
- Figure IV.38** Classification de la ductilité de déplacement des structures étudiées selon FEMA 306 selon la direction y-y
- Figure IV.39** Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens x-x
- Figure IV.40** Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens y-y

**Figure IV.41** Comparaison des coefficients de comportement des structures étudiées et celui de RPA 99/version 2003 suivant (x-x)

**Figure IV.42** Comparaison des coefficients de comportement des structures étudiées et celui de RPA 99/version 2003 suivant (y-y)

## LISTE DES SYMBOLES

$F_s$  : L'effort du comportement linéaire (kN)

$K$  : La rigidité du système

$u(t)$  : Le déplacement du comportement linéaire (m)

$f$  : Contrainte du béton a la compression.

$\varepsilon_c$  : Déformation du béton a la compression.

$f'_c$  : Résistance du béton non confine à la compression.

$E_c$  : Module d'élasticité initial du béton.

$\varepsilon_y$  : Déformation limité élastique de l'acier.

$\varepsilon_{sh}$  : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écroutissage.

$\varepsilon_{su}$  : Déformation ultime de l'acier.

$f_{sy}$  : Contrainte limite élastique de l'acier.

$f_{su}$  : Contrainte ultime de l'acier.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$\mu_\Delta$  : Ductilité de Déplacement.

$\Delta_u$  : déplacement ultime.

$\Delta_y$  : déplacement à la fin de la phase élastique

$\mu'$  : la ductilité disponible en déplacement.

$R$  : coefficient de comportement.

$R_\mu$  : facteur de ductilité.

$\Omega$  : le facteur de sur-résistance.

$G$  : Poids propre (kN).

$Q$  : Surcharge d'exploitation (kN).

$E$  : Action sismique (kN).

$V$  : La force sismique (kN).

$A$  : Coefficient d'accélération.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (s).

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement.

$\xi$  : L'amortissement critique.

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (m).

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$D$  : Les dimensions du bâtiment mesurées à sa base dans la direction de calcul considéré (m).

$Q$  : Facteur de qualité .

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

$W$ : La somme des poids  $W_i$  calculé à chaque niveau (kN).

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure (kN).

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation (kN).

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

$V$ : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (kN).

$V_t$ : La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales (kN).

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)(cm).

$R$ : Coefficient de comportement dynamique ( $R = 5$ ).

$\Delta_k$ : Le déplacement relatif au niveau " $k$ " par rapport au niveau " $k-1$ "(cm).

$N_d$ : L'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelle ( $G+Q+E$ )(kN).

$\phi$ : Diamètre des armatures.

## TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	1
<b>CHAPITRE I : Etude bibliographique</b>	
I.1. Introduction	3
I.2. Généralités sur la conception parasismique	3
I.2.1. Principes et objectifs de la conception parasismique	3
I.2.2. Méthodes de calcul de la réponse sismique	4
I.2.2.1. Méthode statique équivalente	4
I.2.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	4
I.2.2.3. La Méthode statique Non-Linéaire (Pushover)	5
I.2.2.4. Méthode d'analyse temporelle	5
I.3. Comportement linéaire et non-linéaire des structures	5
I.3.1. Comportement linéaire	7
I.3.1.1. Modèle élastique linéaire	7
I.3.2. Comportement non linéaire	8
I.3.2.1. Modèle de comportement non linéaire	8
I.3.2.1.1. Modèle Elasto-plastique Bilinéaire	8
I.3.2.1.2. Modèle TAKEDA	9
I.3.2.1.3. Modèle « Q »	10
I.3.3. Lois de comportement du béton armé	10
I.3.3.1. Lois de comportement du béton	11
I.3.3.1.1. Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné	11
I.3.3.1.2. Loi de comportement de Mander pour le béton confiné	12
I.3.3.2. Lois de comportement de l'acier	14
I.3.3.2.1. Loi de comportement de Park pour l'acier	14
I.3.3.2.2. Modèle de Menegotto et Pinto	15
I.4. Le dimensionnement parasismique	16

I.4.1. Concepts du dimensionnement en capacité	17
I.4.2. Mécanismes plastiques	19
I.4.2.1. Comment garantir la stabilité du mécanisme plastique choisi ?	20
I.5. Propriétés dynamique des structures	22
I.5.1. Rigidité	22
I.5.2. Résistance	23
I.5.3. Ductilité	23
I.6. Aspects généraux sur la ductilité	24
I.6.1. Notions sur la ductilité	24
I.6.2. Définition de la ductilité	24
I.6.3. Relation « Déformabilité – Ductilité »	26
I.6.4. Relation « Ductilité – Fragilité »	27
I.6.5. Différents types de ductilité	28
I.6.5.1. Ductilité de déformation	29
I.6.5.2. Ductilité de courbure	29
I.6.5.3. Ductilité de rotation	29
I.6.5.4. Ductilité de déplacement	29
I.6.6. Ductilité globale et locale	29
I.6.7. Facteurs influençant la ductilité	30
I.6.8. Classe de ductilité	30
I.7. Diffèrent systèmes de contreventements de structures	32
I.7.1. Contreventement par portique auto stable	32
I.7.2. Contreventement en voiles porteurs	32
I.7.3. Contreventement mixte (voiles + portiques)	33
I.7.4. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé	33
I.8. Coefficient de comportement global d'une structure	33
I.8.1. Paramètres influant sur le coefficient de comportement	34

I.8.2. Méthodes d'évaluation du coefficient de comportement global R	34
I.8.2.1. Méthodes basée sur la théorie du facteur de ductilité	35
I.8.2.1.1. Méthode de Newmark et Hall	35
I.8.2.1.2. Méthode de Krawinkler et Nassar	36
I.8.2.1.3. Méthode de Fajfar	36
I.8.2.1.4. Méthode de Priestley	36
I.8.2.2. Méthodes basées sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté	37
I.8.2.2.1. Méthode de Ballio-Setti	37
I.8.2.3. Méthodes basées sur l'approche énergétique	38
I.8.2.3.1. Méthode de Como et Lanni	38
I.8.2.4. Méthodes basées sur l'accumulation de dommage	38
I.8.3. Formulation du coefficient de comportement	38
I.8.4. Valeurs du coefficient de comportement pour les structures en béton armé selon Eurocode8 et RPA-99/v2003	40
I.8.4.1. Règlement européen Eurocode8	40
I.8.4.2. Règlement parasismique algérien (RPA)	41
I.9. Problématique	42
I.10. Conclusion	42
<b>Chapitre II : Étude linéaire des structures en béton armé</b>	
II.1. Introduction	44
II.2. Le déplacement inter-étage	44
II.2.1. Evaluation de déplacement inter-étages suivant les différents Règlements	44
II.2.1.1. Limite de déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003	44
II.2.1.2. Limite de déplacement inter-étage selon l'Eurocode 8	44
II.2.1.3. Limite de déplacement inter-étages selon le Code ASCE 7-02	45
II.2.1.4. Limite de déplacements inter-étages selon le Code IBC2000	46
II.3. Présentation des structures en béton armé	46

II.3.1. Caractéristiques géométrique de la structure	48
II.3.1.1. Dimensions en élévation	48
II.3.1.2. Dimensions en plan	48
II.3.1.3. Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux	49
II.4. Les hypothèses de calcul	51
II.5. Evaluation des charges et surcharges	51
II.6. Etude sismique linéaire de la structure (Méthode modale spectrale)	52
II.6.1. Modélisation des structures	52
II.6.2. Présentation générale du logiciel sap2000	53
II.6.3. Etude sismique	52
II.6.4. La méthode dynamique modale spectrale	53
II.6.4.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	53
II.6.4.2. Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale	53
II.6.4.3. Les hypothèses de calcul de la méthode modale spectrale	53
II.6.5. Calcul de la force sismique totale selon RPA99/version2003 (Article 4.2.3)	53
II.6.6. Spectre de réponse	56
II.6.7. Vérification des résultats de l'analyse dynamique	57
II.6.8. Résultats de l'Analyse Sismique	58
II.7. Présentation des sections d'acier des poutres et des poteaux	65
II.8. Conclusion	66
<b>Chapitre III : Analyse statique non linéaire</b>	
III.1. Introduction	67
III.2. Définition et présentation de la méthode (Pushover)	67
III.3. But de l'analyse Pushover	67
III.4. Hypothèse de l'analyse Pushover	68
III.5. Distribution des charges latérales	68
III.6. Types de contrôle pour l'analyse Pushover	69

III.7. Définition du déplacement cible de la structure	70
III.8. La courbe de capacité Pushover	70
III.9. Point de performance	70
III.10. Détermination de la courbe de capacité	71
III.11. Spectre de demande	73
III.12. La méthode du coefficient du déplacement de FEMA-273 (Fédéral Emergency Management Agency)	74
III.13. Rotule plastique	74
III.14. Critère de ruine	75
III.15. Etapes de l'analyse Pushover	76
III.16. Avantages de l'Analyse Pushover	77
III.17 Limites de l'analyse Pushover	77
III.18. Application de l'analyse statique non linéaire (Pushover)	78
III.18.1. Définition du comportement non linéaire de la structure	78
III.18.1. Définition du comportement non linéaire de la structure	78
III.18.1.1. Définition du comportement non linéaire des matériaux	78
III.18.1.1.1. Modèle de Mander du béton	78
III.18.1.1.2. Modèle de l'acier	79
III.18.1.2. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	79
III.18.1.3. Affectation du ferrailage aux éléments (poteaux-poutres)	79
III.18.1.4. Introduction des rotules plastiques	81
III.18.1.5. Définition du chargement de l'analyse Pushover	84
III.18.1.5.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires	84
III.18.1.5.2. Définition de l'analyse sous charges horizontales	85
III.18.2. Lancement de l'analyse	87
III.19. Conclusion	87
<b>Chapitre IV : Présentation et discussion des résultats de l'étude</b>	
IV.1. Introduction	88

IV.2. Résultats des analyses Pushover	88
IV.2.1. Courbes de capacité des structures étudiées	88
IV.2.2. Mécanismes de ruine	93
IV.3. Détermination du coefficient de comportement, R	99
IV.4. Analyse des résultats obtenus des structures étudiées	101
IV.4.1. Classification de la ductilité de déplacement selon FEMA 306 pour chaque structure	101
IV.4.2. Influence de la rigidité sur la ductilité des structures en fonction des déplacements inter-étages	104
IV.4.3. Analyse comparative des coefficients de comportement des structures : Étude par rapport aux normes du RPA 99/version 2003	108
IV.5. Conclusion	109
<b>CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS</b>	110
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	112

## Introduction générale

Les séismes destructeurs qui ont frappé le nord de l'Algérie, notamment ceux d'El Asnam en 1980 et de Boumerdes en 2003, ont confirmé la réalité du risque sismique et révélé des lacunes significatives dans la conception parasismique des bâtiments. Ces événements ont mis en évidence des faiblesses notables dans la construction, avec de nombreux édifices subissant des dommages sévères. Cependant, des observations ont aussi montré que certaines structures ont résisté de manière satisfaisante à des séismes plus intenses que ceux pour lesquels elles étaient conçues. Ce comportement s'explique par le mécanisme d'absorption d'énergie transmis par le sol à la structure lors du séisme, à condition que des déformations inélastiques soient prises en compte [1].

Aujourd'hui, l'évaluation du comportement des structures en zones sismiques repose de plus en plus sur la méthode de conception basée sur la performance (*Performance-Based Design*). Plutôt que de se concentrer uniquement sur les sollicitations sismiques, qui demeurent difficiles à estimer avec précision, cette méthode évalue la capacité des structures à dissiper l'énergie sismique sous forme de déformations plastiques [2]. La ductilité des structures joue un rôle crucial dans ce processus, permettant aux déformations plastiques de contribuer significativement à l'absorption de l'énergie sismique. Ces dernières années, de nombreux chercheurs ont mis en évidence l'effet bénéfique des déformations plastiques sur le comportement dynamique des structures ductiles soumises à des sollicitations sismiques [1].

Les codes parasismiques modernes, tels que l'Eurocode 8, recommandent explicitement des dispositions constructives particulières dans les zones critiques des éléments résistants des constructions pour assurer une ductilité locale suffisante. Ces exigences permettent de préserver l'intégrité structurale en garantissant que les bâtiments peuvent dissiper l'énergie sismique de manière efficace [1].

L'aptitude des structures à dissiper l'énergie par déformations plastiques, ainsi que leur résistance globale, sont intégrées dans le calcul à travers un coefficient de réduction, également connu sous le nom de coefficient de comportement. Ce coefficient exprime une relation implicite entre la ductilité d'une structure et sa capacité de comportement face aux sollicitations sismiques, réduisant les forces maximales subies par la structure réelle par rapport à une structure théorique idéale.

Le travail vise à améliorer la conception des structures en béton armé pour mieux résister aux sollicitations sismiques, en se concentrant sur trois aspects essentiels. Premièrement, il met l'accent sur le dimensionnement en capacité, qui consiste à identifier et dimensionner les zones de la structure où les déformations plastiques doivent se concentrer lors d'un séisme, assurant ainsi un comportement contrôlé et minimisant les risques d'effondrement. Deuxièmement, il cherche à clarifier et appliquer le concept de ductilité des structures autostables en béton armé. Troisièmement, le travail se propose de déterminer le coefficient de comportement,  $R$ , un indicateur crucial basé sur la capacité de la structure à supporter de larges déformations inélastiques sans s'effondrer, facilitant ainsi une conception parasismique optimisée. Ces objectifs permettent de garantir des constructions capables de résister aux sollicitations sismiques tout en maintenant une ductilité suffisante.

L'objectif principal de cette étude est de définir précisément la limite inférieure des déplacements inter-étages nécessaires pour garantir une ductilité suffisante des bâtiments. Cette ductilité permettrait aux structures de supporter des déformations plastiques sans risque d'effondrement lors de séismes. Pour ce faire, nous élaborerons une série de modèles numériques représentant différents bâtiments afin d'étudier comment la ductilité varie en fonction des déplacements inter-étages. En intégrant efficacement la ductilité dans l'évaluation et le calcul du coefficient de comportement  $R$ .

Pour répondre à ces objectifs, le mémoire est organisé en quatre chapitres. Après une introduction générale, le premier chapitre se focalise sur une revue de littérature approfondie. Il passe en revue les concepts fondamentaux de la conception parasismique, les principes du comportement non linéaire, ainsi les

méthodes d'analyse non linéaire. De plus, il explore les notions de dimensionnement en capacité, en mettant en lumière la ductilité, et introduit le concept du coefficient de comportement,  $R$ , ainsi que sa formulation.

Le deuxième chapitre présente les structures autostables en béton armé, et examine la détermination de leur réponse sismique à l'aide de la méthode modale spectrale, en utilisant le logiciel SAP2000/version 14.

Dans le troisième chapitre, l'analyse des structures est effectuée à l'aide de la méthode Pushover, également utilisant le logiciel SAP2000/version 14. Ce chapitre détaille les différentes étapes d'application de cette méthode pour évaluer le comportement au-delà du domaine élastique linéaire.

Enfin, dans le quatrième chapitre, les résultats de l'analyse Pushover sont présentés. Ensuite, la ductilité globale des structures,  $\mu_{\Delta}$ , le facteur de sur-résistance,  $\Omega$ , et le coefficient de comportement,  $R$ , sont déterminés, suivis d'une discussion des résultats obtenus.

# **CHAPITRE I**

## **Étude bibliographique**



## I.1. Introduction

Les séismes constituent l'un des aléas naturels les plus destructifs. Ils peuvent se produire à n'importe quel moment, causant des destructions massives en quelques secondes, et mettant en danger la vie des habitants et la stabilité des infrastructures. Face à ces menaces, la conception parasismique vise à minimiser les dommages tout en assurant la sécurité et l'économie des structures.

Ce chapitre offre un aperçu des principes fondamentaux de la conception parasismique, explore les diverses méthodes de calcul de l'action sismique, et éclaire le concept de dimensionnement en capacité. Nous mettons en avant l'importance cruciale de la ductilité dans la réponse des structures aux séismes, ainsi que les paramètres essentiels pour évaluer le coefficient de comportement.

En adoptant ces approches et en approfondissant notre compréhension de la réponse sismique des structures, nous sommes en mesure de concevoir des édifices plus sûrs et plus résilients, aptes à protéger efficacement leurs occupants et à préserver les infrastructures lors de séismes.

## I.2. Généralités sur la conception parasismique

### I.2.1. Principes et objectifs de la conception parasismique

La conception parasismique des structures courantes en génie civil repose sur le principe de ductilité et de dimensionnement en capacité. Pour assurer un dimensionnement optimal, les ingénieurs doivent trouver un compromis entre les exigences structurales de résistance, de rigidité et de ductilité avec les objectifs architecturaux d'utilisation et de fonctionnalité [2].

Les normes de calcul parasismique découlent de l'expérience accumulée dans le domaine du calcul et de la construction, ainsi que de l'analyse du comportement des structures lors de séismes. L'objectif global d'un projet de structure parasismique est de concevoir une structure capable de supporter les déformations induites par l'action sismique sans s'effondrer. Cette mission peut être accomplie avec succès en concevant des structures selon différents modes, avec des niveaux variables de capacité à dissiper l'énergie par déformations plastiques (figure I.1), notamment [2] :

- a. des structures principalement élastiques, résistantes et rigides ;
- b. des structures formant une seule zone plastique significative, généralement à la base, présentant un comportement global non dissipatif pouvant entraîner un effondrement dans un mécanisme impliquant un seul étage ;
- c. des structures comportant de nombreuses zones dissipatives.

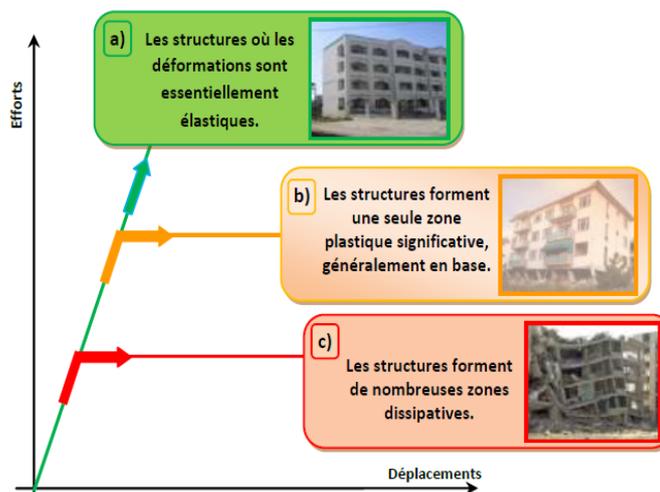


Figure I.1 : Comportement des structures [2].

Les codes contemporains tels que le RPA99 (version 2003), l'Eurocode 8 (2004) et l'ATC 34 (1995) ont pour objectif principal d'assurer la sécurité des personnes dans les zones à risque sismique élevé. Cependant, sur le plan économique, il est admis qu'une structure puisse subir des dommages inélastiques jusqu'à un certain niveau, tant que la sécurité des personnes est garantie [2].

Étant donné que les niveaux d'endommagement tolérables par une structure ne peuvent être prédits par des analyses linéaires, un facteur modificateur de la réponse, appelé facteur de comportement, est utilisé pour prendre en compte la réponse non linéaire des structures [2].

### **I.2.2. Méthodes de calcul de la réponse sismique**

La détermination de la réponse sismique d'une structure et son dimensionnement peuvent être réalisés à l'aide de diverses méthodes de calcul. Le choix de la méthode dépend à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique. Ainsi, il est recommandé de considérer l'une des approches d'analyse suivantes [3] :

- La méthode d'analyse par forces latérales, également connue sous le nom de méthode statique équivalente, qui est linéaire.
- La méthode d'analyse modale spectrale, une approche linéaire.
- La méthode d'analyse en poussée progressive, souvent désignée sous l'appellation de Pushover, qui est non linéaire.
- La méthode d'analyse temporelle non linéaire, qui repose sur l'utilisation d'accélérogrammes.

#### **I.2.2.1. Méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, les forces dynamiques réelles présentes dans la structure sont substituées par un système de forces statiques fictives, considérées équivalentes à l'action sismique. Le mouvement du sol peut avoir lieu dans n'importe quelle direction horizontale. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement le long de deux directions orthogonales choisies par le concepteur, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il est important de noter que les forces et les déformations obtenues à partir de l'analyse statique pour les charges de conception recommandées sont généralement inférieures à celles observées lors d'un séisme majeur. Cette différence est compensée par le comportement ductile fourni par les détails de construction de l'élément [4].

La méthode statique équivalente peut être employée dans les situations suivantes :

- Pour les bâtiments réguliers en plan et en élévation, avec une hauteur maximale de 65 mètres en zones I et II, et de 30 mètres en zone III, à condition que les dispositions prescrites au paragraphe 3.5 du RPA 99 / version 2003 soient respectées.
- Pour les bâtiments ou blocs présentant une configuration irrégulière, mais respectant les exigences de hauteur énoncées dans la première condition, accompagnées des conditions supplémentaires spécifiées au paragraphe 4.1.2 du RPA 99 / version 2003.

#### **I.2.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale**

D'après le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale est applicable dans toutes les situations, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

Elle présente un intérêt particulier car elle permet d'exprimer la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) par le biais d'une superposition modale [5].

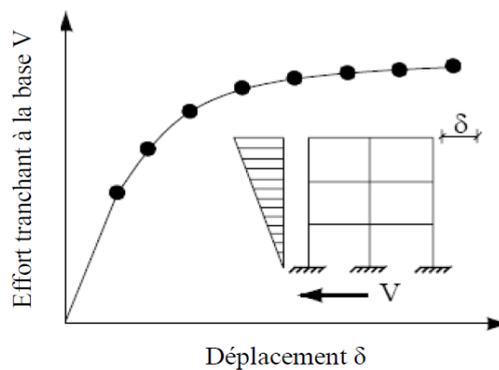
Le but final du calcul est de trouver les valeurs maximales des déplacements, des efforts, des contraintes sous l'effet de l'action des deux composantes horizontales et de la composante verticale du séisme [2].

En pratique, l'analyse modale spectrale décrite ci-après ne prend en considération que l'effet des composantes sismiques horizontales sur le bâtiment [2].

### I.2.2.3. La Méthode statique Non-Linéaire (Pushover)

L'analyse Pushover est généralement utilisée pour faire référence aux procédures statiques non linéaires appliquées à l'évaluation de la performance sismique des structures existantes ainsi qu'à la conception de nouveaux bâtiments. Cet outil s'avère essentiel dans la méthodologie de conception basée sur la performance, largement décrite dans plusieurs règlements et directives sismiques récents. Pour effectuer une analyse Pushover, une série d'analyses statiques inélastiques est appliquée au bâtiment, en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou sur les modes de chargement latéral statiques équivalents spécifiés dans les règlements sismiques [6].

L'analyse statique non linéaire est connue aussi en Anglo-saxon par l'analyse Pushover. Elle consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental distribué suivant la hauteur. Le résultat de cette méthode est donné sous forme d'une courbe inélastique représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation et la ductilité. [2].



**Figure I.2 :** Courbe de capacité (Pushover) d'une structure [7].

Dans le chapitre III, nous détaillerons davantage cette méthode et l'appliquerons à notre cas d'étude afin d'approfondir notre compréhension de son application pratique.

### I.2.2.4. Méthode d'analyse temporelle

La représentation temporelle de l'action sismique nécessite la création d'un ensemble d'accélérogrammes pour servir de mouvement d'excitation dans les analyses dynamiques. L'utilisation de modèles avec une analyse temporelle est devenue de plus en plus courante afin de contourner les limitations de la méthode modale spectrale. En effet, cette approche permet de fournir la réponse de la structure à différents moments sans avoir recours à des méthodes statistiques pour obtenir la réponse maximale de la structure [8].

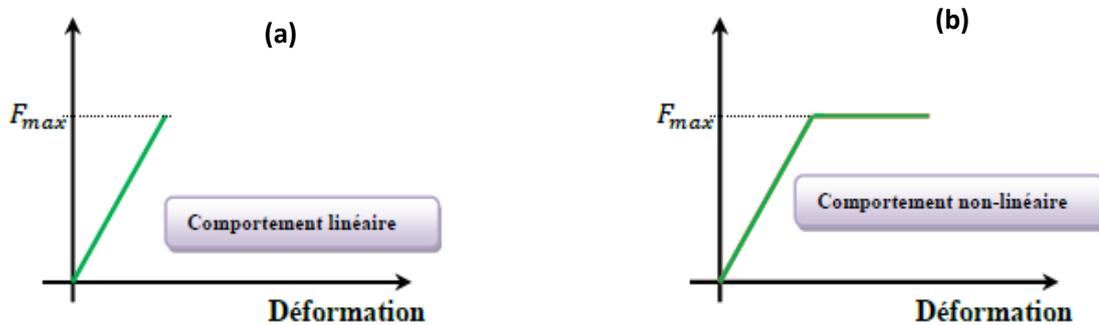
La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite une expertise appropriée, avec une justification préalable des choix de séismes de référence, des lois de comportement utilisées, ainsi que de la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à respecter [9].

## I.3. Comportement linéaire et non-linéaire des structures

Lors d'une excitation sismique, une construction subit des déformations élastiques, ce qui traduit le stockage d'énergie provenant du séisme. Ces déformations sont réversibles en l'absence de l'excitation. Au-delà de la limite élastique, la structure subit des déformations plastiques, dont la capacité de stockage d'énergie dépend

de sa ductilité ou de sa fragilité. Si la structure est fragile, la rupture est inévitable après avoir atteint la limite élastique [10].

Dans la figure I.3.a, nous observons le cas d'une structure élastique où la courbe ne présente pas de palier de plasticité. Par conséquent, la défaillance survient brusquement lorsque la structure atteint sa résistance maximale. En revanche, dans la figure I.3.b, nous avons le cas d'une structure ductile où le palier de plasticité se prolonge au-delà de la limite élastique [2].



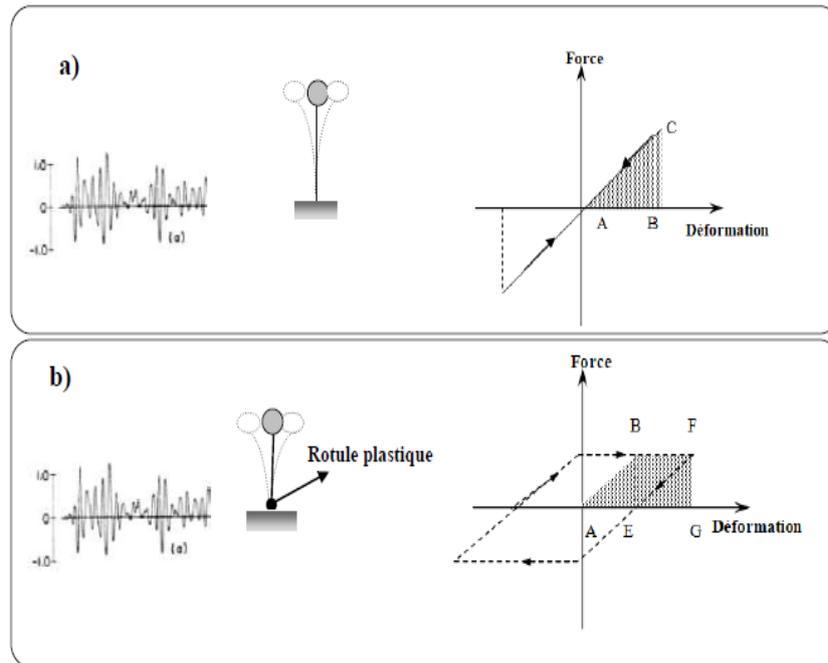
**Figure I.3 :** Comportement linéaire et non linéaire des structures :  
a) Comportement fragile et b) Comportement ductile [2].

La compréhension du comportement de la structure nous conduit à la comparer à un oscillateur simple soumis à des accélérations horizontales. La figure I.4 illustre l'évolution des déformations dans deux scénarios [2] :

- Pour un oscillateur élastique (figure I.4.a).
- Pour un oscillateur élasto-plastique avec une rotule plastique formée à sa base (figure I.4.b).

Dans le cas élastique (figure I.4.a), il y a un échange total entre l'énergie potentielle et l'énergie cinétique. Les déformations au-delà de la limite élastique, représentées par la branche B-F de la figure I.4.b, traduisent les capacités de ductilité de la structure face à des efforts constants. Les aires hachurées représentent l'énergie potentielle de l'oscillateur.

L'oscillateur élasto-plastique (figure I.4.b) absorbe de l'énergie, ce qui explique la résistance des constructions à des accélérations importantes [2].



**Figure I.4 :** Réponse d'un oscillateur simple :  
 a) oscillateur élastique et b) oscillateur élastoplastique [2].

**I.3.1. Comportement linéaire**

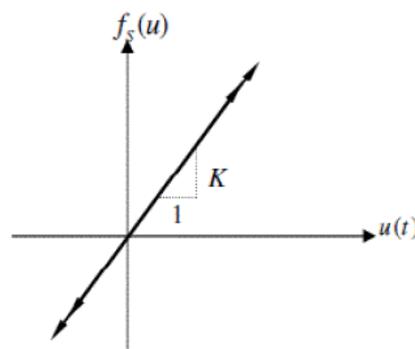
Pour réaliser efficacement une analyse numérique non linéaire de structures, il est judicieux de commencer par une analyse linéaire, puis d'introduire progressivement les sources de non-linéarité. De plus, le modèle linéaire est fréquemment utilisé car il sert de base à l'élaboration des spectres réglementaires. Ainsi, avant d'aborder la description du comportement non linéaire, il est essentiel de rappeler ce qu'est un comportement linéaire en exposant d'abord le modèle élastique linéaire [12].

**I.3.1.1. Modèle élastique linéaire**

La relation effort-déplacement du comportement linéaire telle que représentée sur la figure (I.5), est exprimée par :

$$F_s = K.u(t) \tag{1.1}$$

Cette relation est représentée dans le repère  $(f_s, u)$  par une droite de pente  $K$  égale à la rigidité de la structure.



**Figure I.5:** Modèle élastique linéaire [12].

Lorsqu'une structure atteint une vitesse relative nulle, le déplacement relatif atteint son maximum dans une direction donnée. Étant donné que la rigidité reste constante sur toute la réponse, tous les points du diagramme d'effort-déplacement appartiennent à une seule et même droite [12].

### I.3.2. Comportement non linéaire

Les non-linéarités peuvent survenir lorsqu'une structure est exposée à un séisme. Deux types principaux de non-linéarités sont généralement rencontrés [12] :

- Non-linéarités géométriques : Elles surviennent lorsque la forme de la structure subit des changements significatifs sous l'effet du chargement. Leur prise en compte implique l'écriture des équations d'équilibre dans la configuration déformée du système.
- Non-linéarités matérielles : Elles résultent des relations non linéaires entre contraintes et déformations à l'intérieur des matériaux, souvent associées à des phénomènes dissipatifs tels que les frottements internes ou les comportements plastiques. Pour les prendre en compte, on utilise des modèles de matériaux capables de représenter les plastifications dans les structures en acier ou les fissurations et les écrasements dans les structures en béton armé.

#### I.3.2.1. Modèle de comportement non linéaire

Une variété de modèles prenant en compte les déformations inélastiques existe, allant des approches idéalisées et simplifiées à des modèles empiriques basés sur des études expérimentales plus précises mais moins généralisables. Ces derniers sont souvent spécifiques à des cas particuliers, rendant difficile leur application à des problèmes de réponse dynamique plus généraux. Dans la suite, nous présenterons quelques modèles non linéaires idéalisés, caractérisés par des lois de comportement simplifiées composées de segments de droites [12].

##### I.3.2.1.1. Modèle Elasto-plastique Bilinéaire

Comme son nom l'indique, se compose de deux segments de droites. Le premier segment décrit la phase élastique tandis que le second décrit la phase plastique. Selon que le second segment présente une pente ou non, on distingue deux types de modèles Elasto-Plastique bilinéaires [12].

###### a. Modèle Elasto-Plastique parfait

Le comportement non linéaire du béton armé est souvent complexe et difficile à modéliser. En revanche, celui de l'acier peut être schématisé de manière simplifiée comme illustré sur la figure (I.6). Sous chargement cyclique, la courbe effort-déplacement est approximée par un diagramme bilinéaire appelé « Elasto-plastique parfait ». Ce diagramme comporte une pente initiale jusqu'à un déplacement  $u_y$  correspondant à une force  $f_y$  appelée limite d'élasticité, suivi d'un plateau à effort constant au-delà de  $u_y$  (écoulement plastique libre) [12].

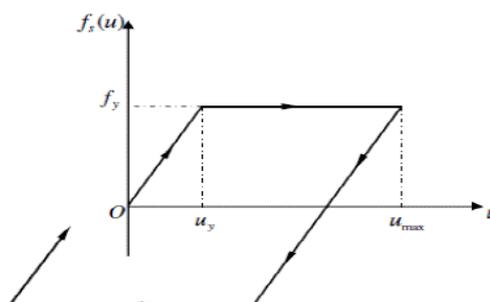


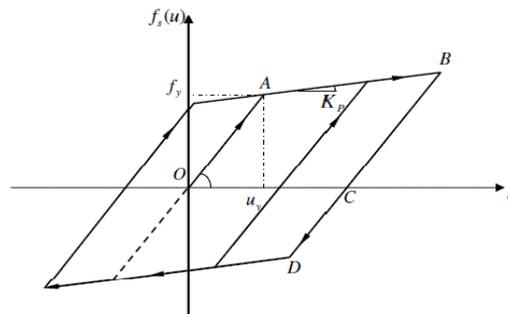
Figure I.6: Modèle Elasto-Plastique parfait [12].

La décharge qui se produit à la valeur maximale  $u_{\max}$  du déplacement suit un trajet parallèle à celui du chargement initial. Cette décharge se poursuit jusqu'à ce qu'une force égale à  $-f_y$  soit atteinte, moment à partir duquel un plateau apparaît dans la courbe [12].

Le rechargement à partir d'un point de ce plateau suit de nouveau un trajet parallèle à celui du chargement initial, et ce processus se répète de manière cyclique [13].

### b. Modèle Elasto-Plastique écrouissable

Ce modèle représente une amélioration par rapport au précédent. Il se compose de deux segments de droites : le premier décrit la phase élastique, où la pente de la droite représente la rigidité initiale de la structure, tandis que le second décrit la phase plastique. Contrairement au modèle élasto-plastique parfait, ce segment de droite ne forme pas un plateau mais présente une pente  $K_p$ , également appelée rigidité plastique [12].



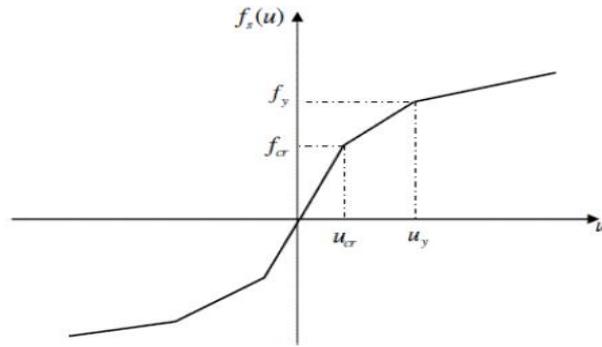
**Figure I.7:** Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage [12].

#### I.3.2.1.2. Modèle TAKEDA

L'analyse des structures en béton armé exposées à des mouvements sismiques intenses nécessite un modèle conceptuel réaliste capable de prendre en compte la variation continue de la rigidité et des caractéristiques d'absorption d'énergie de la structure. Takeda a proposé un tel modèle, dont l'applicabilité au béton armé a été testée expérimentalement à l'aide de prototypes soumis à des mouvements dynamiques à la base [14], [15], [16], [17] et [18].

Ce modèle identifie deux points de changement de rigidité : un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique  $f_{cr}$  et un point de limite élastique correspondant à la force de rappel  $f_y$ . La courbe primaire obtenue à partir des tests statiques illustre ces deux points de changement de rigidité. La réponse obtenue à partir des tests statiques, a permis d'avoir la courbe primaire représentée sur la figure (I.8). Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité [12].

Le modèle de Takeda est celui qui se rapproche le plus du comportement réel des structures en béton armé, en raison de son intégration des fissurations et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Cependant, en raison de sa complexité, plusieurs chercheurs ont proposé des modifications simplifiées pour le rendre plus adaptable à des cas plus généraux, parmi lesquels le modèle Takeda modifié proposé par Lestuzzi [14], [15], [16], [17] et [18].



**Figure I.8 :** Courbe primaire du modèle de TAKEDA [12].

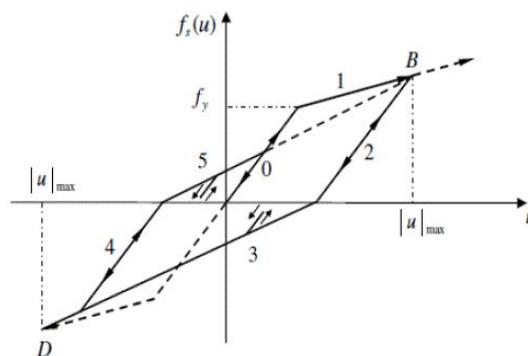
### I.3.2.1.3. Modèle « Q »

Le « Q model » présenté dans la figure (I.9) peut être considéré comme une variation du modèle bilinéaire, introduisant une dégradation de la rigidité [14] , [18].

Après une première phase élastique avec une rigidité initiale  $K$  (segment 0), la structure passe à une phase inélastique (segment 1) avec une rigidité  $K_p = pK$ , où  $p$  est le rapport de rigidité. Une fois le déplacement maximal atteint, le déchargement (segment 2) se fait avec une rigidité  $K_r$  différente de la rigidité initiale, définie par l'équation :

$$K_r = K \left( \frac{u_y}{u_{max}} \right)^\alpha \quad (1.2)$$

Où  $\alpha$  est le paramètre de dégradation de la rigidité lors du déchargement. Il est à noter que si le point B est atteint en premier, le segment 3 sera orienté vers le point D correspondant à la valeur absolue du déplacement au point B. En revanche, si le point D est atteint en premier, le segment 5 sera orienté vers le point B, qui, dans ce cas, représentera la valeur absolue du déplacement au point D [12].



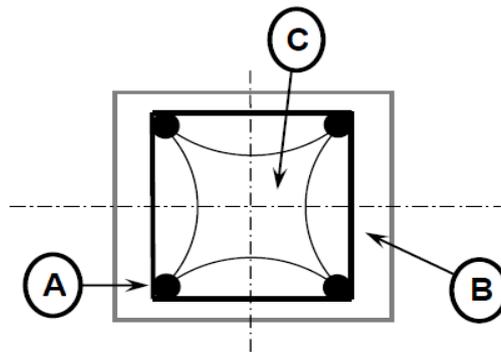
**Figure I.9 :** Modèle « Q » [12].

### I.3.3. Lois de comportement du béton armé

Toute analyse d'un problème structural nécessite une compréhension de la géométrie de la structure ainsi que des matériaux constitutifs.

Dans la documentation spécialisée, on trouve différentes lois mathématiques définissant le comportement de chaque matériau. Ce mémoire se concentre sur une structure construite en béton armé, un matériau composite formé de deux composants aux propriétés distinctes [19] :

- Le béton, principalement sollicité en compression. Ses performances en traction sont très faibles, voir négligeables. En compression, le béton peut se trouver dans deux états de contraintes distincts :
  - Le premier, appelé "non confiné", lorsque le matériau n'est pas entouré par les armatures transversales et longitudinales (figure I.10(B)), correspondant à un état uniaxial.
  - Le second, appelé "confiné", lorsque le matériau est inclus dans le volume des armatures (figure I.10(C)), correspondant à un état d'étreinte triaxiale.
- L'acier, capable de supporter à la fois des efforts de traction et de compression en fonction des sollicitations, est représenté sur la figure I.10(A).



**Figure I.10** : Disposition des différents matériaux dans un élément de section carrée [19].

Dans la suite de cette étude, nous examinerons en détail les lois de comportement appliquées à ces deux matériaux.

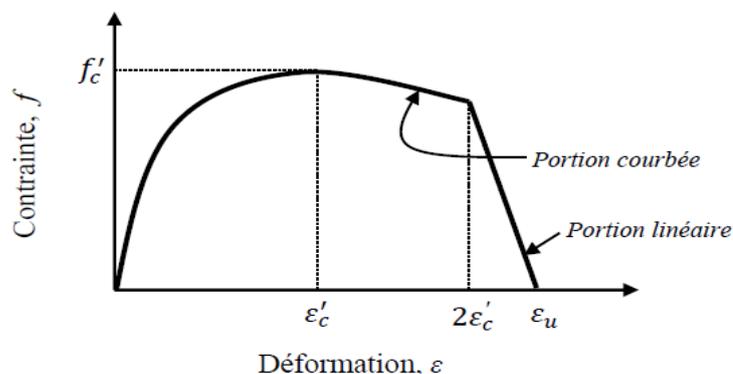
### I.3.3.1. Lois de comportement du béton

La variété des modèles proposés pour modéliser le comportement du béton découle principalement de la difficulté à élaborer un modèle à la fois fiable pour représenter précisément le comportement complexe du matériau, et simple pour être utilisé efficacement dans la modélisation des structures en béton armé. De nombreux chercheurs se sont donc penchés sur l'élaboration de lois de comportement pour le béton [9].

Nous présentons ci-dessous le modèle de Mander pour le béton non confiné et confiné. Dans ce mémoire, nous utiliserons le béton non confiné.

#### I.3.3.1.1. Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné

Le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné utilisé dans notre étude est basé sur le modèle de calcul proposé par Mander [20]. Il comprend à la fois une portion courbée et une portion linéaire, comme illustré dans la figure I.11.



**Figure I.11** : Diagramme contrainte- déformation du béton non confiné [20].

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où  $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon'_c$ , l'équation suivante décrit la portion courbée du diagramme :

$$f = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} \quad (1.3)$$

Où :

$f$  : Contrainte du béton a la compression.

$\varepsilon_c$  : Déformation du béton a la compression.

$f'_c$  : Résistance du béton non confine à la compression.

$\varepsilon'_c$  : Déformation du béton non confine à la compression correspondant à  $f'_c$ .

Pour le diagramme contrainte déformation du béton non confiné où  $2\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$ , l'équation suivante décrit la portion linéaire du diagramme :

$$f = \left( \frac{2f'_c x r}{r - 1 + 2^r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \quad (1.4)$$

$\varepsilon_u$  : La capacité de déformation ultime du béton a la compression.

Les variables x et r sont données par les équations suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (1.5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}} \quad (1.6)$$

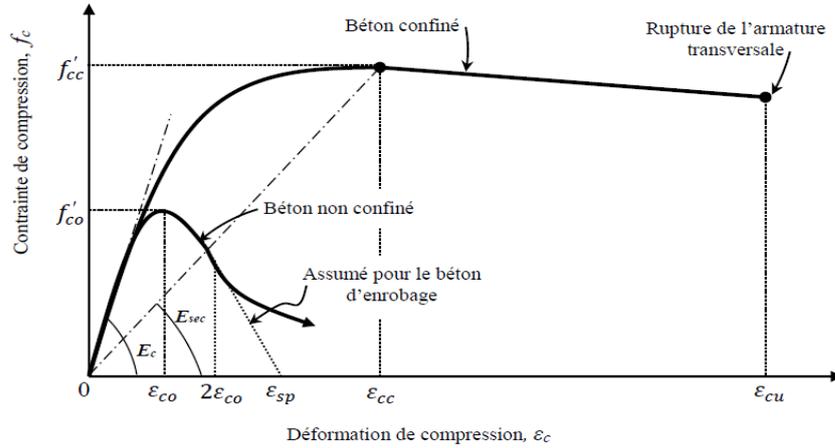
Où :

$E_c$  : Module d'élasticité initial du béton.

### I.3.3.1.2. Loi de comportement de Mander pour le béton confiné

La principale difficulté dans la détermination de la relation contrainte-déformation d'un béton confiné réside dans la détermination de sa résistance à la compression sous confinement,  $f'_{cc}$ . Cette information est obtenue de différentes manières. En 1928 déjà, Richard [21] propose une formulation dont certains paramètres sont ajustés expérimentalement. En se basant sur ces travaux antérieurs, Mander [20] établit une méthode pour déterminer  $f'_{cc}$ . Dans ce qui suit, nous présentons le modèle de Mander pour le béton confiné.

L'équation de base sous la compression monotone représente une approche unifiée de la relation contrainte-déformation pour un béton confiné, avec un ferrailage transversal de forme rectangulaire, comme proposé par Mander. Basé sur l'équation suggérée par Popovics [22], le modèle contrainte-déformation de Mander pour un béton confiné et non confiné sous une charge monotone est illustré à la figure I.12.



**Figure I.12 :** Diagramme contrainte-déformation [22].

Pour un taux de déformation quasi-statique et un chargement monotone, la contrainte de compression longitudinale dans le béton,  $f_c$ , est donnée en fonction de la déformation de compression,  $\epsilon_c$ , selon la formule suivante :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1.7)$$

Où :

$f'_{cc}$  : Résistance à la compression du béton confiné.

La variable  $x$  est donnée comme suit :

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (1.8)$$

où  $\epsilon_c$ : Déformation de compression longitudinale du béton.

La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton,  $f'_{cc}$ , est donnée comme suit :

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (1.9)$$

Où :

$f'_{c0}$  : Résistance du béton non confiné.

$\epsilon_{c0}$  : Déformation du béton non confiné (généralement  $\epsilon_{c0} = 0,002$ ).

La variable  $r$  est donnée par la relation suivante :

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (1.10)$$

$E_c$  : Le module d'élasticité tangent du béton.

$$E_c = 5\sqrt{f'_{c0}} \quad (1.11)$$

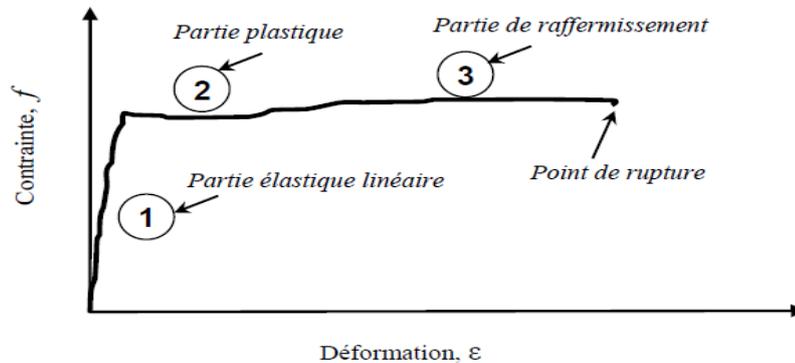
Le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (1.12)$$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$ , le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire atteignant le point de contrainte zéro pour une déformation ( $\varepsilon_{sp}$ ) correspondant à l'éclatement du béton comprimé.

### I.3.3.2. Lois de comportement de l'acier

La courbe de la figure I.13 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction.



**Figure I.13 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction [19].

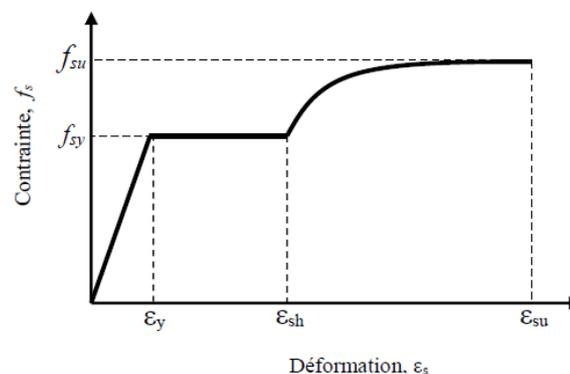
Ce diagramme se divise en deux ou trois sections distinctes [19] :

1. La première partie correspond à la phase élastique linéaire, définie par le module d'élasticité de Young ( $E$ ) et la limite d'écoulement, également connue sous le nom de limite d'élasticité ( $f_y$ ).
2. La deuxième section représente la phase plastique, presque horizontale, qui se situe à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique.
3. Enfin, la troisième partie est celle du raffermissement (ou écrouissage), où la contrainte augmente jusqu'à un maximum. À ce stade, l'apparition de la striction s'accompagne d'une diminution de la contrainte jusqu'à la rupture.

Ci-dessous, nous exposons deux modèles pour décrire les comportements de l'acier : le modèle de Park et le modèle de Menegotto et Pinto.

#### I.3.3.2.1. Loi de comportement de Park pour l'acier

Dans cette étude, le modèle de Park [23] est utilisé pour l'acier. Sa relation contrainte-déformation est présentée à la figure I.14.



**Figure I.14 :** Diagramme contrainte- déformation de l'acier pour la loi de Park [23].

Où :

$\varepsilon_y$  : Déformation limitée élastique de l'acier.

$\varepsilon_{sh}$  : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écroutissement.

$\varepsilon_{su}$  : Déformation ultime de l'acier.

$f_{sy}$  : Contrainte limite élastique de l'acier.

$f_{su}$  : Contrainte ultime de l'acier.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

Les équations définissant les relations, contrainte-déformation, de la loi de comportement de l'acier, sont données comme suit :

Pour  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad 1.13$$

Pour  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_{sy} \quad 1.14$$

Pour  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = f_{sy} \left[ \left( \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} \right) + \left( \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \right] \quad 1.15$$

Avec :

$$m = \left[ \frac{\left( \frac{f_{su}}{f_y} \right) (30r + 1) - 60r - 1}{15r^2} \right] \quad 1.16$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad 1.17$$

Cette loi de Park [23] est utilisée aussi bien pour l'acier tendu que pour l'acier comprimé.

### I.3.3.2.2. Modèle de Menegotto et Pinto

Le modèle de Menegotto et Pinto [24] est couramment employé pour simuler le comportement des barres d'acier soumises à des charges cycliques. La courbe de traction cyclique de l'acier est généralement représentée par une équation unique décrivant la relation contrainte-déformation, comme suit :

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1 - b) \cdot \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad 1.18$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad 1.19$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad 1.20$$

L'équation (3.18) décrit une transition de courbe entre une droite asymptotique de pente  $E_0$  et une autre asymptote de pente  $E_1$  (représentées respectivement par les droites  $a$  et  $b$  sur la figure 1.15).  $\sigma_0$  et  $\varepsilon_0$  représentent la contrainte et la déformation au point d'intersection des deux asymptotes, tandis que  $\sigma_r$  et  $\varepsilon_r$

représentent la contrainte et la déformation au point de la dernière inversion de déformation avec une contrainte correspondante de même signe.  $b$  est le taux d'écroûissage, défini comme le rapport des pentes  $E_0$  et  $E_1$ , et  $R$  est un paramètre qui influence la forme de la courbe de transition.

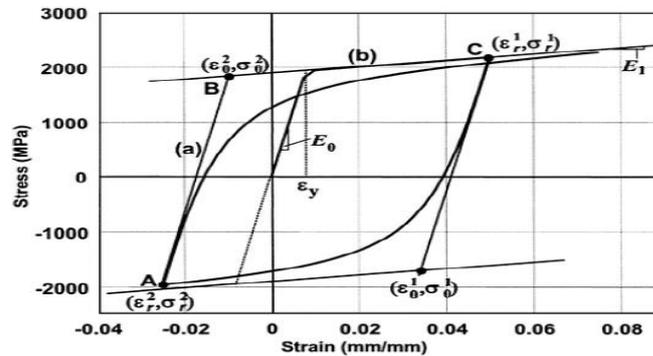


Figure I.15 : Modèle de Menegotto et al [23].

#### I.4. Le dimensionnement parasismique

Les avancées actuelles dans notre compréhension des phénomènes sismiques nous permettent d'anticiper divers aspects du comportement des structures face aux tremblements de terre. Nous sommes désormais en mesure de prédire les niveaux et les formes potentielles de déformations qu'une structure pourrait subir sur un sol donné. De plus, nous pouvons estimer la capacité d'une structure à absorber l'énergie sismique, même au prix de dommages, ainsi que d'identifier les zones les plus vulnérables à la rupture lors de secousses sismiques intenses [25].

Dans le processus de dimensionnement, l'ingénieur doit choisir entre un comportement ductile et un comportement non-ductile pour la structure. Dans le contexte sismique, un comportement ductile est préférable car il permet à la structure de dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques. Ainsi, pour une même sollicitation sismique, une structure ductile peut être conçue avec une résistance moindre qu'une structure non-ductile, ce qui souligne l'importance de privilégier un comportement ductile. Les implications du choix du comportement de la structure sont schématiquement représentées dans la figure I.16 [26].

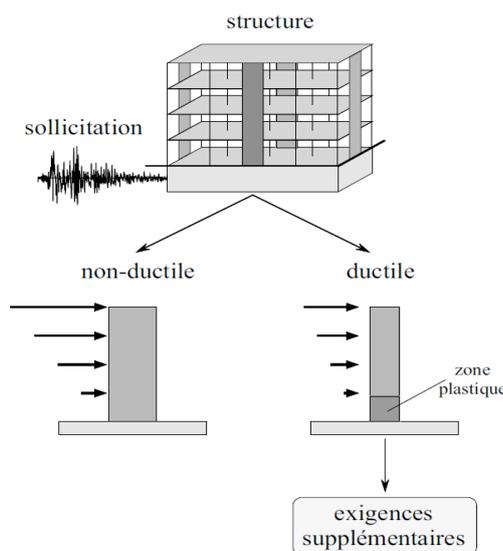
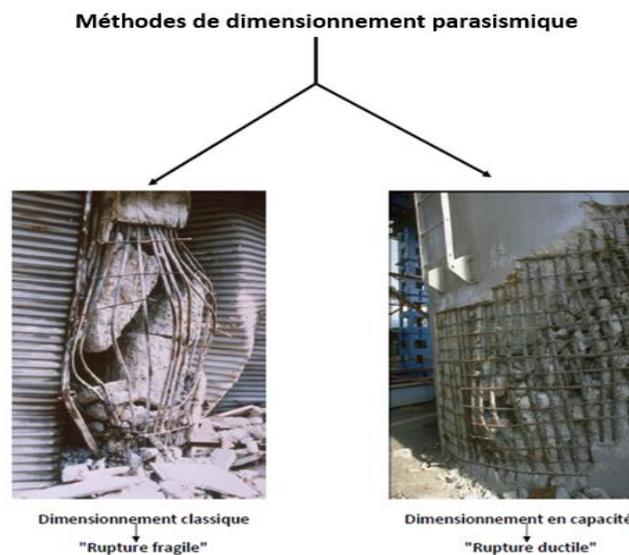


Figure I.16 : Représentation schématique des implications du choix entre comportement non-ductile et comportement ductile lors du dimensionnement parasismique [26].

Le dimensionnement en capacité a été développé au cours des 40 dernières années en Nouvelle-Zélande sous l'égide du Professeur T. Paulay et de ses collaborateurs. Cette approche a progressivement gagné en reconnaissance dans d'autres pays, étant incorporée dans les dispositions sismiques de codes tels que ceux du Canada, du Japon et de l'Eurocode 8. Malgré cette tendance, le code algérien de conception parasismique reste attaché à la méthode de conception classique. L'Eurocode 8 se distingue en tant que code intégrant le plus systématiquement et largement cette méthode pour contrôler les réponses inélastiques aux séismes [27].

Dans le cadre du dimensionnement traditionnel, une structure peut être conçue pour résister de manière élastique aux séismes, ce qui correspond à une approche linéaire et classique. Cependant, en raison des exigences élevées en termes de résistance imposées par cette méthode, elle est économiquement justifiable principalement pour les structures légères dans des zones de faible activité sismique. Il est important de noter que concevoir une structure pour une résistance élastique, bien qu'elle offre une grande résistance, ne garantit pas nécessairement un niveau de sécurité plus élevé, car aucune disposition spécifique de construction n'est prescrite pour éviter tout risque de rupture fragile (figure I.17) [28].



**Figure 1.17 :** Méthodes de dimensionnement parasismique [25].

#### **I.4.1. Concepts du dimensionnement en capacité**

Le dimensionnement en capacité, également connu sous le nom de conception basée sur la performance (*Performance-Based Design*), est une approche moderne en génie parasismique, intégrée dans divers codes de construction [30].

Le dimensionnement en capacité est une méthode astucieuse pour concevoir des bâtiments qui peuvent résister aux tremblements de terre de manière efficace. Plutôt que de se concentrer sur les forces sismiques, qui peuvent être difficiles à prédire avec précision, cette approche se base sur la capacité intrinsèque de la construction à absorber et à dissiper ces forces par des déformations plastiques contrôlées [25].

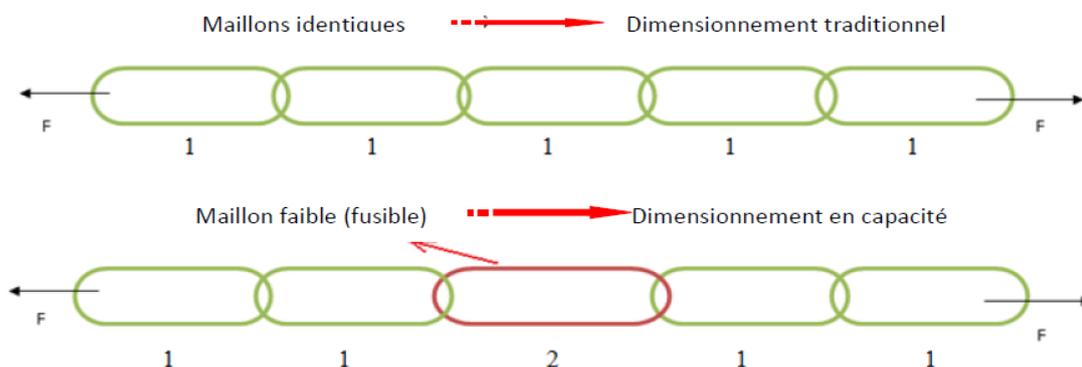
L'action sismique soumet les structures à des déformations horizontales cycliques et dynamiques. Dans le cas de séismes significatifs, les sollicitations cycliques entraînent souvent l'éclatement du béton de

couverture dans les zones subissant de fortes déformations plastiques. Par ailleurs, le caractère dynamique de l'action sismique signifie que la rigidité de la structure influence le niveau de sollicitation. Lorsqu'une structure subit des déformations plastiques pendant un séisme, la diminution de sa rigidité entraîne généralement une réduction des sollicitations. Une ductilité adéquate permet le développement de ce phénomène favorable [26].

Le principe fondamental du dimensionnement en capacité peut être résumé comme suit : l'ingénieur identifie les zones de la structure où les déformations plastiques doivent se concentrer en cas de séisme, souvent appelées rotules plastiques. Ces zones sont conçues de manière à pouvoir supporter ces déformations sans compromettre la capacité de la structure à supporter les charges gravitationnelles. En parallèle, les autres parties de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, sont renforcées pour garantir leur maintien dans le domaine élastique, même lorsque les rotules plastiques atteignent leur capacité maximale. Cette approche établit une hiérarchie claire des résistances, prévenant ainsi les plastifications prématurées et assurant un comportement sismique favorable de la structure. En d'autres termes, l'ingénieur détermine les zones où la plastification est acceptable et celles où elle ne l'est pas, fournissant ainsi une guidance précise à la structure pendant un séisme [26].

Le dimensionnement en capacité forme le fondement de la philosophie du comportement ductile des structures. Pour illustrer ce concept, prenons l'exemple de la chaîne de maillons, introduit par Paulay [29]. Dans cette analogie, le maillon central est conçu pour être ductile, tandis que tous les autres maillons sont fragiles. Dans une approche de calcul classique (élastique), les maillons sont dimensionnés en fonction de leur limite d'élasticité  $F_y$ , qui représente la force maximale que peuvent supporter les maillons fragiles. En revanche, dans le dimensionnement en capacité, les maillons sont dimensionnés en fonction de leur force ultime  $F_u$ , qui correspond à la force maximale qu'un maillon ductile peut supporter avant de se rompre. Ainsi, le maillon ductile agit comme un fusible : s'il est soumis à une force externe dépassant sa force ultime, il se déformera de manière contrôlée sans entraîner la rupture. Ce comportement fusible prévaut sur le comportement fragile des autres maillons, qui ne parviendront pas à la rupture dans de telles conditions [31].

Si on imagine une chaîne soumise à une force de traction (voir figure I.18). Supposons qu'un maillon spécifique (le maillon 2) intentionnellement conçu pour être plus faible que les autres. Ce maillon est comme un "fusible", prévu pour se rompre en premier. la chaîne peut se déformer sans se rompre complètement. Cela permet à la structure entière de mieux absorber l'énergie du séisme. En revanche, dans une conception traditionnelle, tous les maillons de la chaîne sont identiques, ce qui signifie que la rupture peut se produire n'importe où et que toute la structure est vulnérable [25].



**Figure I.18** : La définition de Paulay du principe de dimensionnement en capacité [25].

Dans le cas des bâtiments, le concepteur identifie les zones critiques où l'énergie sismique doit être dissipée de manière optimale, telles que les "rotules plastiques", tandis que le reste de la structure est renforcé pour rester dans le domaine élastique. Cela signifie que même si certaines parties de la structure subissent des déformations plastiques, elles restent fonctionnelles et la structure dans son ensemble peut continuer à résister efficacement aux séismes [25].

Le dimensionnement en capacité repose sur la sélection de niveaux de performance spécifiques, qui sont associés à des intensités sismiques données. La performance est évaluée par rapport à différents niveaux, allant de l'opérationnel à la prévention de l'effondrement [30].

Des méthodologies telles que définies par des codes comme FEMA 356 et EC8 sont employées pour analyser la réponse des structures sous différentes conditions sismiques. Ces niveaux de performance incluent [30] :

- **Operational** : Le bâtiment reste entièrement fonctionnel avec des dommages insignifiants.
- **Immediate Occupancy** : Le bâtiment est sûr et habitable, nécessitant des réparations mineures.
- **Life Safety** : La structure maintient sa stabilité avec des dommages non structuraux localisés.
- **Collapse Prevention** : Le bâtiment ne s'effondre pas malgré des dommages considérables.

#### I.4.2. Mécanismes plastiques

Une structure réelle subit constamment des charges verticales, telles que le poids propre des éléments structurels, constituant les charges permanentes. Ces charges se superposent aux forces horizontales, généralement liées aux charges sismiques. Lorsqu'une force horizontale spécifique est appliquée, des moments ultimes s'ajoutent dans des zones critiques, appelées zones de plastification, s'accumulant progressivement jusqu'à déclencher un mécanisme potentiel de défaillance, pouvant conduire à la ruine (voir figure I.19) [32].



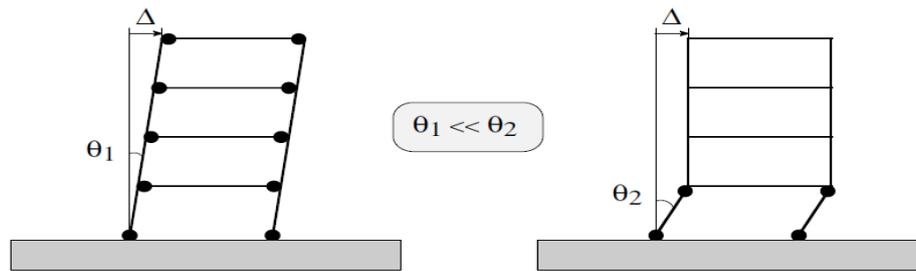
**Figure I.19** : Exemple de dommages d'un bâtiment après le tremblement de terre de Boumerdes 2003 [10].

La zone plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversibles et capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées est connue sous le nom de rotule plastique. Elle agit comme une articulation au-delà d'un seuil de sollicitation, permettant ainsi la rotation des autres parties de l'élément [7].

Le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est illustré par la présence de rotules plastiques concentrées aux extrémités de ces éléments. Ces rotules plastiques, définies par des relations moment-

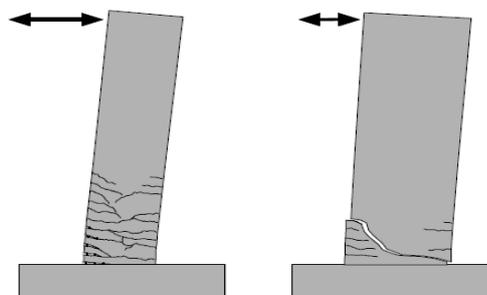
rotation, déterminent la flexion des poutres. Il est préférable que ces rotules se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, ce qui respecte le principe du poteau fort/poutre faible (voir figure I.20). La taille de ces zones influence le comportement global de la structure [7].

Pour débiter le dimensionnement en capacité, il est essentiel de sélectionner un mécanisme plastique adéquat. Ce mécanisme doit favoriser les déformations plastiques globales de la structure tout en limitant les rotations locales des rotules plastiques. La figure I.18 illustre la différence entre un mécanisme plastique approprié et un mécanisme plastique inapproprié pour un portique [26].



**Figure I.20 :** Mécanisme plastique approprié (à gauche) et inapproprié (à droite) [26].

Pour obtenir un comportement ductile, dans le cas des refends, qui agissent généralement comme des consoles, la zone de déformation plastique est habituellement localisée dans la partie inférieure. Dans ce cas, il est important de garantir que le mécanisme plastique est principalement contrôlé par la flexion et non par l'effort tranchant (voir figure I.21) [26].



**Figure I.21 :** Comportement ductile dominé par la flexion (à gauche) et fragile dominé par l'effort tranchant (à droite) de refends en béton armé [26].

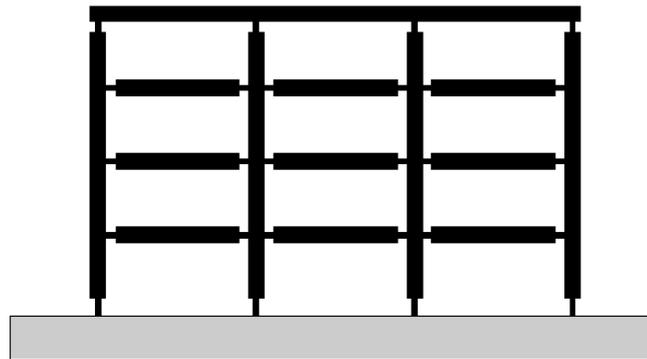
#### I.4.2.1. Comment garantir la stabilité du mécanisme plastique choisi ?

Pour ce faire, plusieurs mesures doivent être prises [26] :

1. Renforcer les zones adjacentes aux zones critiques (rotules plastiques) en les dimensionnant de manière à ce qu'elles demeurent sûrement dans l'état élastique.
2. Maintenir les fondations dans un état élastique, ce qui implique également de surdimensionner les efforts de dimensionnement.
3. Garantir la ductilité et la dissipation d'énergie dans les zones plastiques.

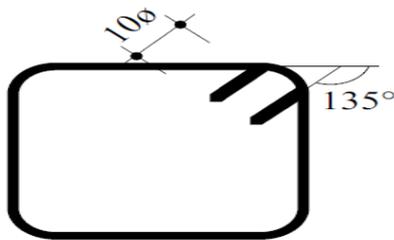
Pour atteindre ces objectifs, la norme SIA 262 (Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes) préconise certaines dispositions constructives particulières, notamment [26] :

- Dans les bâtiments stabilisés par des cadres, il est recommandé d'implanter les rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les colonnes. Toutefois, conformément aux principes fondamentaux du dimensionnement en capacité, des rotules plastiques peuvent être tolérées à la base des colonnes (voir figure I.22). Une exception à cette règle concerne généralement le dernier étage supérieur, où l'utilisation de rotules plastiques en tête de colonnes est souvent autorisée (SIA 262, chapitre 4.3.9.5.1).



**Figure I.22** : Les rotules plastiques doivent être disposées de préférence dans les poutres [26].

- Limiter l'espacement des armatures transversales de stabilisation,
- Fermer les étriers à  $135^\circ$  au lieu de  $90^\circ$  (voir figure I.23.a et I.23.b),



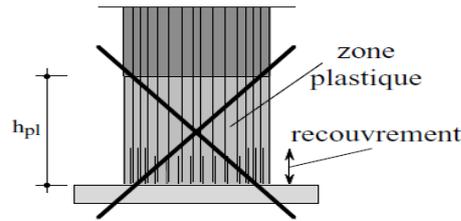
**(a)** : Dispositions



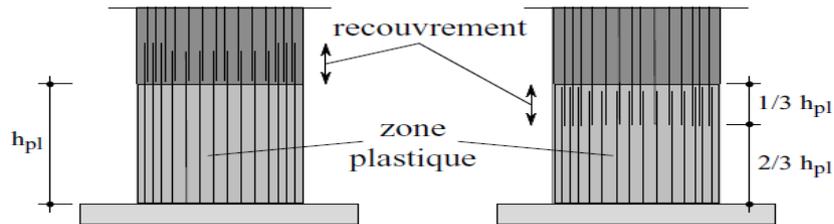
**(b)** : Les crochets à  $90^\circ$  ne suffisent

**Figure I.23** : Dispositions constructives des étriers et l'inefficacité des crochets à  $90^\circ$  pour éviter l'ouverture des étriers [26].

- Il est recommandé de ne pas placer de recouvrements dans les zones plastiques. La figure I.24 illustre un exemple à éviter. La solution optimale consiste à positionner le recouvrement en dehors de la zone plastique, comme indiqué sur la partie gauche de la figure I.22. Si cette option n'est pas réalisable, les recouvrements doivent être disposés dans le tiers supérieur de la zone plastique, conformément à la partie droite de la figure I.25.



**Figure I.24:** Recouvrements dans les zones plastiques : solution à bannir [26].



**Figure I.25:** Recouvrement en dehors de la zone plastique (gauche) ou, à défaut, dans le tiers supérieur (droite) [26].

- Respecter la longueur minimale dans les zones plastiques,
- Respecter la largeur minimale des zones plastiques pour éviter une instabilité latérale,
- Prendre en compte le remplissage des portiques par la maçonnerie, ce qui peut modifier l'emplacement de la zone plastique.

Ces mesures constructives sont essentielles pour garantir un bon comportement sismique de la structure.

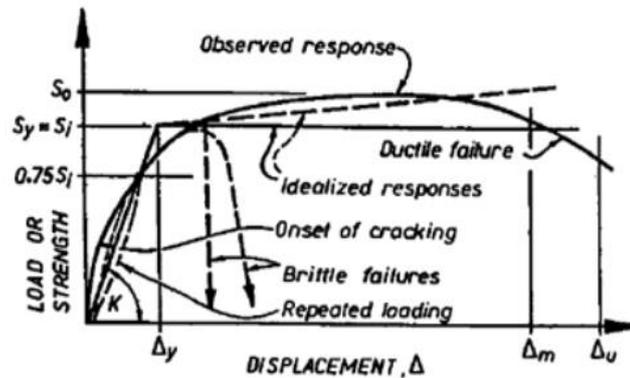
## I.5. Propriétés dynamique des structures

Les propriétés structurales spécifiques prises en considération dans la conception parasismique sont la rigidité, la résistance et la ductilité [1]. Ces propriétés seront décrites dans la suite de ce paragraphe.

### I.5.1. Rigidité

La rigidité se définit comme le rapport entre la force et la déformation d'une structure. Elle est généralement déterminée en se basant sur le premier principe de la mécanique des structures et dépend des propriétés géométriques des éléments ainsi que du module d'élasticité du matériau. Souvent, lorsque les critères d'utilisation (état de service) sont satisfaits, il est important de prendre en compte l'influence de la fissuration des éléments et la contribution du béton tendu, en plus des aspects traditionnels tels que la géométrie des éléments, les conditions d'appuis et les propriétés des matériaux [1].

La Figure I.26 montre la relation non linéaire entre les forces appliquées et les déplacements, décrivant la réponse d'un élément en béton armé soumis à des charges monotones croissantes.  $S_y$  définit la force au début de la plastification ou la résistance idéale  $S_i$  de l'élément. La pente de la réponse élastique linéaire idéalisée,  $K = S_y / \Delta_y$ , est utilisée pour quantifier la rigidité. Cette quantification est basée sur une valeur de la charge de  $0,75 S_y$  de la sécante de la courbe réelle (voir Figure I.26) [1].



**Figure I.26:** Relation charge – déplacement pour un élément en béton armé [1]

Dans la pratique, la rigidité requise varie en fonction du type de séisme et de la structure, ainsi que du spectre de réponse élastique. Cette rigidité doit être disponible pour la déformation limite des éléments non structuraux et pour l'isolation des éléments non structuraux. Le tableau I.1 illustre une comparaison entre ces deux types de rigidités [1].

**Tableau I.1 :** Critère de conception de la rigidité [1]

Rigidité	
Requise (nécessaire)	Disponible
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Type de séisme</li> <li>-Type de structure</li> <li>-Spectre de réponse élastique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Déformation limite des éléments non structuraux</li> <li>- Isolation des éléments non structuraux</li> </ul>

La rigidité dans une structure se réfère à sa capacité à résister aux déformations sous l'effet des charges appliquées. Une structure rigide se déforme peu, ce qui signifie que les déplacements sont minimaux. Cependant, une rigidité excessive peut rendre la structure fragile face aux séismes, car elle réduit sa capacité à dissiper l'énergie sismique. Dans la conception parasismique, il est crucial de calibrer la rigidité pour obtenir un compromis optimal : limiter les déplacements tout en maintenant une ductilité suffisante.

### I.5.2. Résistance

La résistance d'une structure signifie qu'elle doit avoir une force suffisante pour résister aux forces internes générées lors de sa réponse dynamique élastique. Par conséquent, la méthode appropriée pour évaluer les forces induites par un séisme est l'analyse élastique, qui se base sur les propriétés de rigidité de la structure. Ces forces sismiques, combinées avec d'autres charges appliquées sur la structure, conduisent à la conception de la résistance réelle de la structure. En d'autres termes, la structure doit être conçue de manière à ce que sa résistance puisse faire face aux forces sismiques ainsi qu'à toutes les autres charges qu'elle pourrait subir [1].

### I.5.3. Ductilité

En général, les bâtiments situés en zone sismique sont conçus pour assurer une bonne résistance aux forces horizontales induites par les séismes et pour pouvoir supporter des déformations importantes dans le domaine plastique. Cette capacité de la structure, de ses composants (poutres, poteaux, ou voiles), ou des matériaux utilisés à offrir une résistance dans le domaine inélastique est globalement décrite par la ductilité.

La ductilité mesure la capacité de la structure à subir de grandes déformations et à absorber l'énergie grâce à un comportement hystérétique. Pour ces raisons, la ductilité est la propriété la plus cruciale à considérer pour les concepteurs de structures dans les régions à forte sismicité [1].

Étant donné que la ductilité joue un rôle essentiel dans le comportement dynamique des structures, il est crucial de l'examiner plus en profondeur. La section suivante se concentrera sur la ductilité et son impact sur la performance sismique des structures.

## **I.6. Aspects généraux sur la ductilité**

### **I.6.1. Notions sur la ductilité**

Avant 1960, la ductilité était principalement associée à la description du comportement des matériaux. Cependant, suite aux recherches menées par Housner sur les séismes et aux travaux de Baker sur la conception plastique, ce principe a été étendu à l'analyse des structures [33].

L'analyse des dommages de certaines constructions touchées par les récents séismes en Algérie, comme évoqué par Davidovici en 2003, a révélé une lacune significative dans leur comportement sismique. Par conséquent, l'étude du comportement sismique de constructions similaires reste indispensable pour évaluer leurs performances dans ce domaine. La ductilité se positionne comme l'un des indicateurs clés pour évaluer cette performance post-élastique, comme souligné par Park en 1989 [34].

En 2002, la ductilité est devenue cruciale dans la conception parasismique des bâtiments, permettant aux structures de maintenir leur intégrité structurelle malgré les déformations induites par les séismes [35].

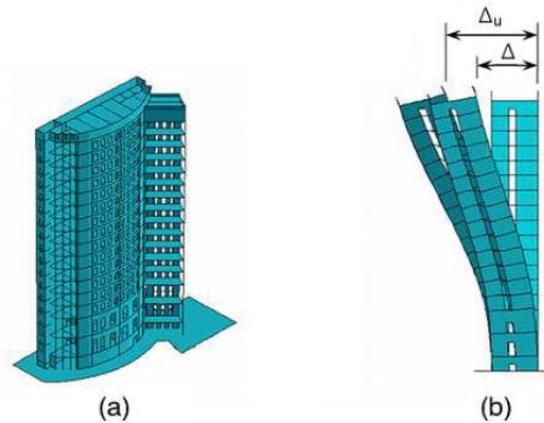
Pour garantir une résistance économique contre les séismes, il est nécessaire que les structures présentent un comportement inélastique, évoqué par les travaux d'Iskhakov en 2003. La pratique de conception actuelle repose sur l'utilisation de la réponse ductile aux articulations plastiques des structures pour dissiper l'énergie sismique, comme indiqué dans les recherches menées par Mantawy en 2015. Les bâtiments doivent être conçus pour résister à différents niveaux de tremblements de terre, et les concepteurs ajustent la résistance des structures en utilisant des accélérations spectrales issues d'un spectre de réponse, comme relevé par Sextos et Skoulidou en 2012 [35].

Dans la pratique courante de la conception parasismique, la ductilité est un terme utilisé pour évaluer la capacité des structures à absorber l'énergie sismique par le biais de déformations plastiques. Cette approche permet de réduire les efforts de conception sismique et de contrôler les dommages lors de tremblements de terre intenses en favorisant des déformations contrôlées dans la structure [33].

### **I.6.2. Définition de la ductilité**

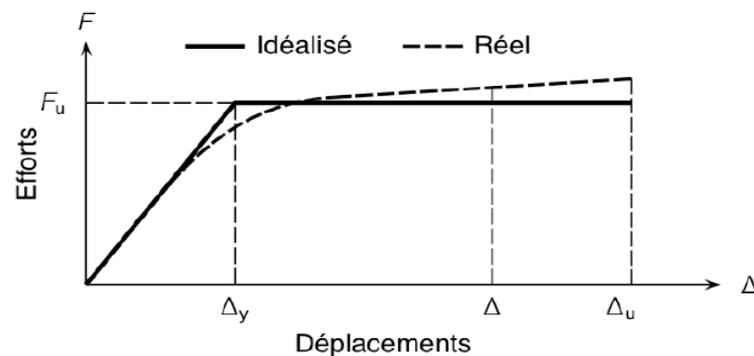
Dans le domaine de la conception non linéaire des structures en béton armé, la ductilité désigne la capacité d'une structure à subir des déformations importantes après la fin de sa phase élastique, accompagnée d'une dégradation notable de sa rigidité. Il existe plusieurs types de ductilité, mais la ductilité de structure est la plus significative dans le domaine des structures. Elle permet de prédire la capacité ultime d'une structure, ce qui est crucial pour concevoir des structures devant supporter des charges exceptionnelles ou accidentelles [33].

Pour une tour de grande hauteur en béton armé (voir Figure I.27), la ductilité peut être interprétée comme la capacité de l'édifice à fléchir sous les contraintes sismiques, tout en évitant que la fissuration du béton dans les parties soumises à la tension et/ou son écrasement dans les parties soumises à la compression n'entraînent une perte de résistance ou de stabilité structurelle [36].



**Figure I.27** : Déformation d'une tour de grande hauteur. (a) Vue en perspective. (b) Vue en coupe au droit du voile central [36].

Le diagramme force-déplacement idéalisé (voir Figure I.28) associé au comportement de la tour mentionnée précédemment montre que tant que le déplacement  $\Delta_y$  n'est pas atteint, les armatures longitudinales situées à la partie inférieure des abouts de voiles ne se plastifient pas. Lorsque le déplacement  $\Delta$  varie entre  $\Delta_y$  et  $\Delta_u$ , la tour continue de fléchir sur toute sa hauteur sous un effort tranchant constant ou quasi-constant, en plastifiant les armatures longitudinales [36].



**Figure I.28** : Notion de ductilité. Id alisat on de la courbe force-déplacement [36].

La ductilité de la tour du bâtiment reflète sa capacité à se déformer une fois que la limite élastique des armatures tendues est atteinte, entraînant un état fissuré. En général, on utilise le coefficient de ductilité pour quantifier cette caractéristique, défini comme :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.21)$$

Où la déformation totale ( $\Delta_u$ ) représente la déformation totale subie par un matériau ou une structure, allant de son état initial à son état final, généralement au point de rupture ou de défaillance. La déformation initiale de plastification ( $\Delta_y$ ) est la déformation à laquelle un matériau commence à se plastifier, c'est-à-dire à subir des déformations permanentes sans augmentation proportionnelle de la contrainte, atteignant ainsi sa limite élastique [36].

L'équation (1.21) définit le coefficient de ductilité, qui mesure la capacité d'une structure à se déformer lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques. Lorsque le déplacement  $\Delta$  est atteint ou dépassé, des dommages significatifs peuvent survenir, tels que la rupture des armatures tendues ou l'écrasement et l'éclatement du béton comprimé non confiné, entraînant une perte d'équilibre statique et/ou de résistance [36].

Dans ces circonstances, la ductilité disponible en déplacement, évaluée par le coefficient de ductilité de l'équation 1.21, peut s'avérer insuffisante. Pour évaluer cette insuffisance, on utilise généralement ce qu'on appelle "l'appel à la ductilité", évalué par le coefficient [36] :

$$\mu' = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (1.22)$$

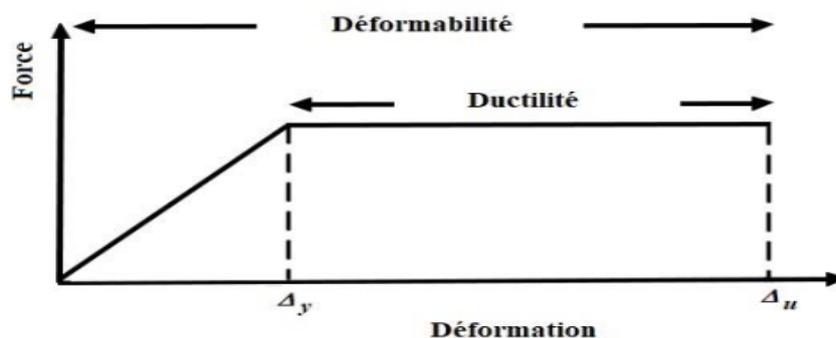
De la même façon que pour le coefficient de ductilité en déplacement, sont définis les coefficients de ductilité en courbure, en rotation et matérielle en substituant dans l'équation (1.21) les déplacements  $\Delta$  à des courbures  $\varphi$ , des rotations  $\theta$  ou des déformations relatives  $\epsilon$  [36].

La ductilité disponible, qui représente la capacité de déformation maximale dans le domaine post-élastique, dépend uniquement des propriétés mécaniques de la structure. Cependant, l'appel à la ductilité consécutif à une sollicitation sismique dépend à la fois des propriétés mécaniques de la structure et de la nature de la sollicitation ainsi que de son environnement, tels que son intensité ou l'effet du site [36].

Dans une perspective basée sur les charges, la résistance des matériaux est essentielle pour assurer la capacité des structures à supporter les sollicitations. En revanche, dans une approche centrée sur les déplacements, et donc la ductilité, le déplacement maximal prévu doit surpasser celui résultant des charges appliquées. Cela revient à appliquer le principe conventionnel de la capacité/demande de l'approche en force à l'approche en déplacement [36].

### 1.6.3. Relation « Déformabilité – Ductilité »

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à se déformer avant de se rompre. En revanche, la ductilité désigne la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à subir une déformation après la fin de sa phase élastique, tout en subissant une réduction significative de sa rigidité [37]. La Figure I.29 illustre la différence entre la ductilité et la déformabilité.



**Figure I.29:** Courbe charge-déformation (Relation déformabilité – ductilité) [38].

Il est à noter qu'une structure peut présenter une grande déformabilité tout en ayant une faible ductilité. La Figure I.30 illustre que les murs en béton armé (voiles) ont une faible déformation mais une plus grande ductilité par rapport aux portiques, qui sont plus déformables mais moins ductiles [1].

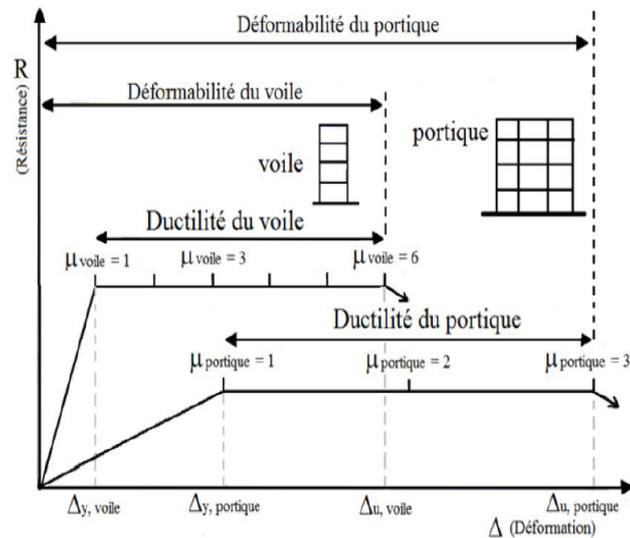
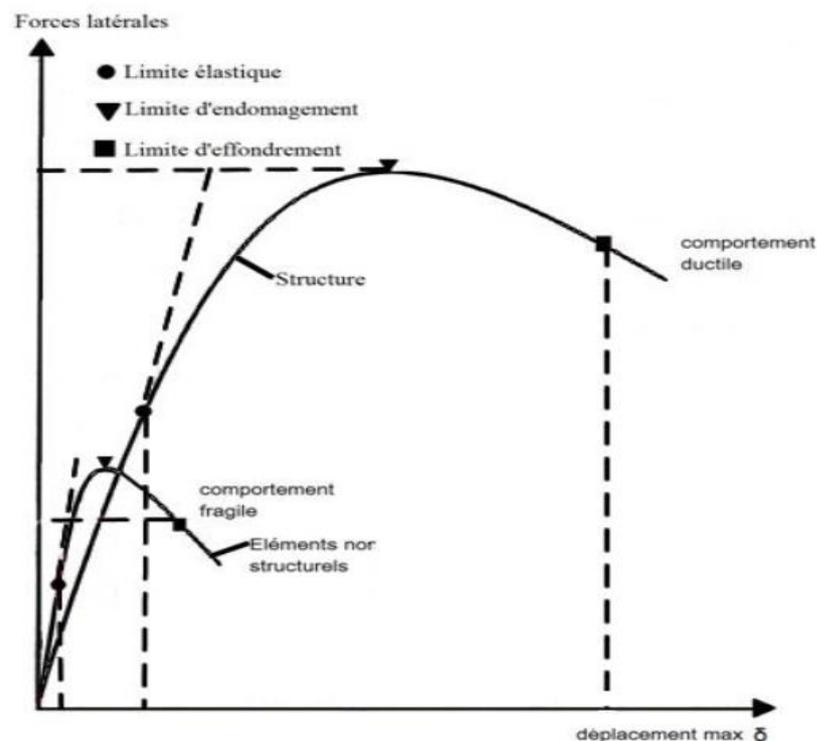


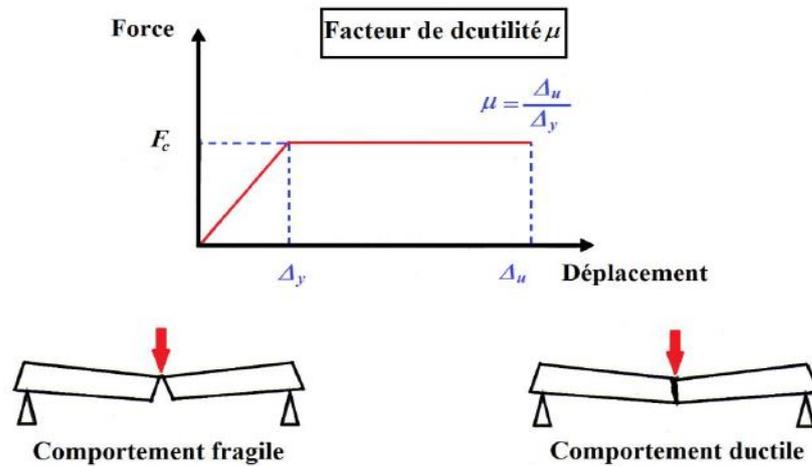
Figure I.30 : Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé [1].

#### 1.6.4. Relation « Ductilité – Fragilité »

La ductilité est un paramètre clé qui caractérise le comportement post-élastique d'une structure. Pour les éléments en béton armé, un large palier de plasticité indique que l'élément est ductile. En revanche, un palier court signifie que l'élément est fragile (voir Figures I.31 et I.32). En général, un comportement fragile se produit lorsque l'élément est sous-armé (quantité d'armature insuffisante), tandis qu'un élément armé en excès est qualifié de rigide [1],[ 38].



Figures I.31 : Ductilité et fragilité [1],[38].



Figures I.32 : Comportement « ductile et fragile » [1].

**I.6.5. Différents types de ductilité**

On distingue quatre manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure, la ductilité de rotation et la ductilité de déplacement. La ductilité de déformation est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, tandis que la ductilité de courbure est associée à la capacité de rotation pure dans une section de poutre. La ductilité de déplacement se réfère au comportement global de la structure. Ces différentes formes de ductilité permettent d'évaluer la capacité de la structure et de ses composants à absorber l'énergie sismique et à subir de grandes déformations sans perdre leur intégrité structurale [12].

Ces quatre manières de quantifier la ductilité dans une structure sont illustrées à la figure I.33.

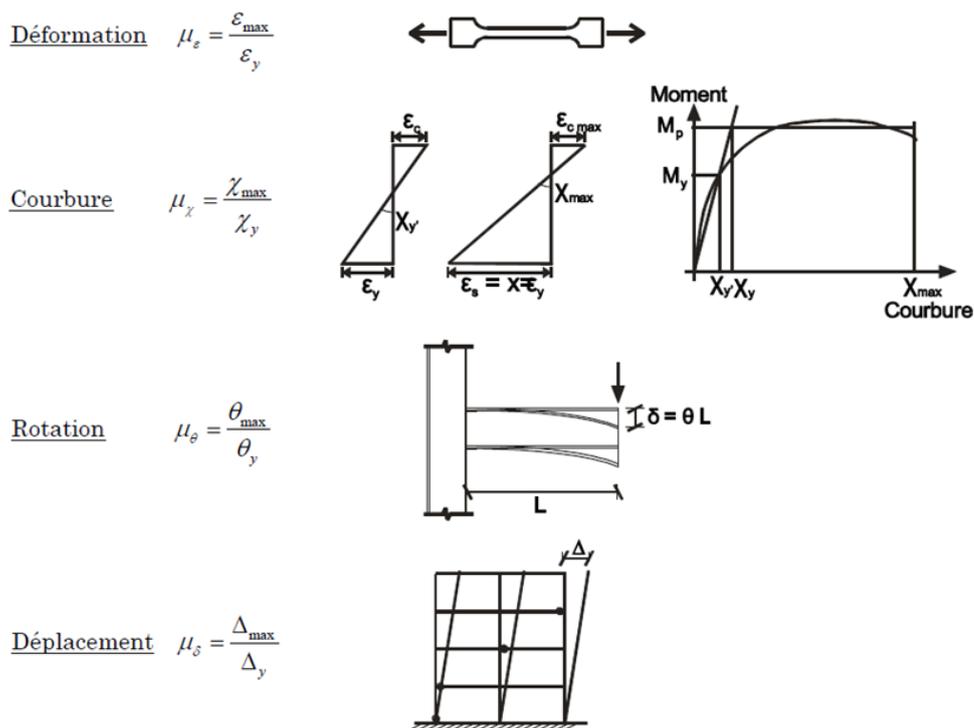


Figure I.33 : Quatre niveaux de définition de la ductilité [12].

### I.6.5.1. Ductilité de déformation

La source de la ductilité réside dans la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans subir une réduction significative de contrainte. La ductilité de déformation est définie comme le rapport entre la déformation maximale imposée  $\varepsilon_{max}$  et la déformation élastique limite  $\varepsilon_y$  [12].

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} \quad (1.23)$$

### I.6.5.2. Ductilité de courbure

La ductilité de courbure, également appelée ductilité locale, se réfère aux déformations plastiques de la section transversale d'un élément structurel [33]. Dans le cas des poutres, elle est particulièrement liée à la capacité de rotation au niveau des rotules plastiques. La ductilité de courbure peut être définie comme le rapport entre la courbure maximale  $\chi_{max}$  et la courbure à la limite élastique  $\chi_y$  [12].

$$\mu_\chi = \frac{\chi_{max}}{\chi_y} \quad (1.24)$$

### I.6.5.3. Ductilité de rotation

C'est la ductilité des éléments [33]. Une ductilité de rotation importante ne peut être obtenue que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport entre la rotation maximale de la rotule plastique  $\theta_{max}$  et la rotation à la limite élastique  $\theta_y$  [12].

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (1.25)$$

### I.6.5.4. Ductilité de déplacement

La ductilité de structure, ou ductilité globale, concerne le comportement global de l'ensemble de la structure. Ce type de ductilité est exprimé par le rapport entre le déplacement ultime  $\Delta_u$  et le déplacement à la fin de la phase élastique  $\Delta_y$ , où :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.26)$$

Généralement, ce facteur traduit le comportement des structures dans les codes parasismiques [38, 33].

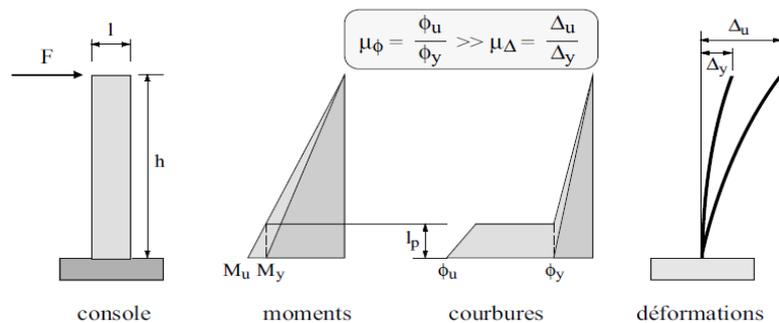
## I.6.6. Ductilité globale et locale

Actuellement, la méthode statique non linéaire (Pushover) représente un outil efficace pour évaluer la ductilité globale des structures. Cette approche implique une série d'analyses statiques inélastiques appliquées au bâtiment à l'aide d'un modèle de charge latérale présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure [34].

Le modèle de charge reste constant tout au long de l'analyse, mais son amplitude est progressivement augmentée jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. En règle générale, ce déplacement cible correspond au déplacement maximal lorsque le bâtiment est soumis à une excitation sismique maximale. Par conséquent, selon Park en 1989, la ductilité globale de la structure, noté  $\mu_\Delta$ , est

exprimé par le rapport entre ce déplacement cible ( $\Delta_u$ ) et le déplacement à la fin de la phase élastique ( $\Delta_y$ ), qui correspond à 75 % de l'effort ultime [34].

La ductilité globale permet de déterminer le coefficient de comportement. En revanche, la ductilité locale concerne les déformations au niveau des zones plastiques (rotules). Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont significativement plus élevées que celles de la ductilité globale. La relation entre la ductilité locale et la ductilité globale pour une poutre console est illustrée dans la figure I.34 [26].



**Figure I.34 :** Relation entre ductilité globale ( $\mu_\Delta$ ) et ductilité locale ( $\mu_\phi$ ) pour une poutre console [26].

### I.6.7. Facteurs influençant la ductilité

La ductilité de la structure permet d'évaluer la résistance de la construction en phase élastique ainsi que les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles, entraînant souvent des rotules plastiques en certains points de la structure [40].

De nombreuses recherches expérimentales et analytiques [40] ont été menées pour améliorer la capacité des rotules plastiques à absorber et dissiper l'énergie sismique. Cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques influençant la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on trouve :

- 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 ;
- La résistance élevée des armatures tendues.

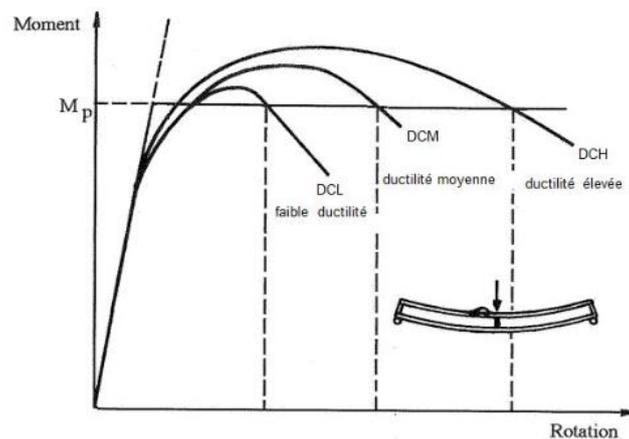
L'analyse des travaux [40] a montré que certains facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité, comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. En revanche, d'autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité, notamment la résistance élevée à la compression du béton et le pourcentage élevé des armatures comprimées. Le confinement transversal des éléments en béton armé par des cadres ou des spirales est particulièrement bénéfique pour la ductilité.

### I.6.8. Classe de ductilité

L'Eurocode 8 [5] classe la ductilité des structures en trois catégories : la ductilité limitée (DCL), la ductilité moyenne (DCM) et la ductilité élevée (DCH). Ce code établit une relation directe entre la ductilité en courbure nécessaire pour le dimensionnement de chaque section et la ductilité globale de la structure, en imposant des critères de ductilité locale. La figure I.35 montre bien les classe de la ductilité.

L'arbitrage entre la résistance et la capacité de dissipation d'énergie est déterminé par les valeurs du coefficient de comportement  $q$  et les classes de ductilité associées. Selon la nature et l'importance des dispositions constructives, l'Eurocode 8 propose trois niveaux de ductilité [5] :

- Classe de ductilité limitée (DCL) : Les structures sont faiblement dissipatives ; les dispositions constructives n'améliorent que très peu la ductilité globale de la structure. Aucune dissipation d'énergie n'est acceptable et le coefficient de comportement pour les constructions en béton armé est limité à  $q \leq 1,5$ . Cette classe correspond à l'application de l'Eurocode 8, conférant une ductilité minimale. Pour les constructions métalliques et les bâtiments mixtes acier-béton, le coefficient de comportement est limité à  $q=1,5-2,0$ . Cette approche est intéressante dans les zones de faible sismicité ou lorsque l'action du vent est prépondérante.
- Classe de ductilité moyenne (DCM) : Les dispositions constructives permettent à la structure de supporter quelques cycles de déformations post-élastiques répétées ou alternées, d'amplitude modérée, sans ruptures fragiles.
- Classe de ductilité élevée (DCH) : Les dispositions constructives visent à permettre à la structure de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformations.



**Figure I.35** : classe de comportement des éléments [33].

D'après le règlement américain FEMA 306 [41], la ductilité de déplacement est classée comme suit :

**Tableau I.2:** Classification de la ductilité de déplacement selon FEMA 306 [41].

Classification	Ductilité de Déplacement ( $\mu_{\Delta}$ )
Ductilité Faible	$\mu_{\Delta} < 2$
Ductilité Modérée	$2 \leq \mu_{\Delta} \leq 5$
Ductilité Élevée	$\mu_{\Delta} > 5$

## I.7. Différent systèmes de contreventements de structures

Le système de contreventement comprend un ensemble d'éléments structurels participant au transfert des actions horizontales générées par le mouvement sismique, dues à l'effet inertiel de la structure [1]. Ainsi, les charges sismiques sont appliquées à tous les éléments de la structure, nécessitant une résistance locale suffisante de chacun d'eux. Les éléments de contreventement reprennent ces efforts afin de les transmettre aux fondations. Ce cheminement des efforts doit être analysé avec des contreventements très fiables pour assurer la cohérence de l'ensemble pour un niveau d'action donné. En pratique, trois types de contreventement sont utilisés pour les bâtiments en béton armé, qui seront décrits ci-dessous [1].

### I.7.1. Contreventement par portique autostable

Généralement, dans les zones de sismicité moyenne à faible, les bâtiments en béton armé sont constitués de portiques tridimensionnels auto stables, rigides et capables de supporter l'ensemble des forces verticales et horizontales (Figure I.36) [48].



**Figure I.36** : Ossature contreventée par portique auto stable [1].

En pratique, il existe deux types de contreventement :

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

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 [4], les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, et trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et III.

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

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 [4], Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III.

### I.7.2. Contreventement en voiles porteurs

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable (Figure I.37). Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. En revanche, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de

résistance aux forces horizontales, ce qui les rend susceptibles de se déformer plus facilement dans cette direction. Les voiles sont des éléments porteurs rigides en béton armé, destinés à transmettre les charges latérales aux fondations. Ce type de contreventement est souvent employé pour la construction des bâtiments de grande hauteur et de grande importance dans les zones de forte sismicité [1].



**Figure I.37** : Ossature contreventée par voiles en béton armé [42].

### **I.7.3. Contreventement mixte (voiles + portiques)**

Les bâtiments qui combinent l'utilisation de portiques et de voiles en béton armé sont désignés sous le nom de systèmes mixtes ou hybrides. En général, les voiles assument la plus grande partie des charges sismiques ainsi qu'une partie des charges verticales, tandis que les portiques supportent une partie des charges horizontales et le reste des charges verticales. Actuellement, la plupart des constructions en zone sismique font largement appel à ce type de contreventement [1].

### **I.7.4. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé**

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal [4].

## **I.8. Coefficient de comportement global d'une structure**

Le coefficient de comportement, également appelé facteur réducteur des efforts, est noté  $R$  dans le code américain UBC et le règlement parasismique algérien RPA, tandis qu'il est noté  $q$  dans les Eurocodes. Pour ce travail, la notation  $R$  sera utilisée.

Les divers codes parasismiques ont proposé d'apprécier l'aptitude du comportement inélastique sous forme d'un coefficient global appelé "coefficient de réponse" puis "coefficient de ductilité", que l'on appelle maintenant "coefficient de comportement". La justification théorique et expérimentale de ce coefficient n'est pas toujours explicitée clairement [1].

Le facteur de comportement,  $R$ , représente le rapport de la force latérale maximale,  $V_e$  que développerait une structure dans une réponse purement élastique linéaire sous le mouvement sismique spécifié, à la force latérale de dimensionnement,  $V_d$  pour laquelle elle a été dimensionnée. Ce rapport est exprimé par l'équation suivante [19] :

$$R = V_e/V_d \quad (1.27)$$

Les recommandations du code NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) qualifie le facteur  $R$  de facteur empirique de réduction de la force sismique prenant en compte l'amortissement et la

ductilité d'un système structurel pour des déplacements dépassant l'état initial de plastification et approchant le déplacement structurel ultime [19].

Le concept du facteur de comportement est basé sur la capacité d'une structure, convenablement dimensionnée, à supporter de larges déformations dans le domaine inélastique sans s'effondrer (comportement ductile) et à développer une capacité de résistance latérale dépassant généralement la force latérale pour laquelle elle a été dimensionnée (appelée souvent réserve de résistance). Ainsi, l'ingénieur en structures profite de l'effet favorable de ce comportement structurel, c'est-à-dire de la plastification de la structure [19].

Le facteur  $R$  a été initialement introduit dans le code ATC-3-06 [43] en 1978, et sert à réduire l'effort tranchant à la base ( $V_e$ ) calculé à partir de l'analyse élastique en utilisant un spectre de réponse ayant un amortissement de 5%, dans le but de calculer l'effort tranchant de dimensionnement à la base ( $V_d$ ).

Le facteur de comportement,  $R$ , est largement utilisé et est intégré dans l'analyse élastique des structures pour tenir compte de leur réponse inélastique [19].

Les principales méthodes d'analyse élastique sont la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale. Dans les deux procédures, le facteur  $R$  est utilisé pour le calcul de l'effort tranchant de dimensionnement à la base. Une des hypothèses les plus importantes des deux méthodes est que la réponse "inélastique" est prise en compte dans l'analyse "élastique" par la simple introduction de ce facteur [19].

Les méthodes d'analyse élastique restent des outils précieux et largement utilisés dans la pratique du dimensionnement parasismique. Elles sont appréciées pour leur simplicité d'utilisation, leur capacité à fournir des estimations raisonnables des sollicitations structurales, et leur utilité dans le prédimensionnement préliminaire des éléments structuraux, malgré leurs limitations dans la fourniture d'estimations précises des réponses non linéaires et des niveaux d'endommagement structurel [19].

### **I.8.1. Paramètres influant sur le coefficient de comportement**

Les principaux paramètres influant sur le coefficient de comportement sont les suivants [1] :

#### **- Ductilité**

Nous avons déjà cité la définition de ce paramètre dans I.6.2. Les chercheurs considèrent la ductilité comme un paramètre clé pour évaluer le coefficient de comportement dans les codes parasismiques.

#### **- Période fondamentale**

La période fondamentale de vibration d'une structure, dépendant de sa rigidité et de sa masse, est une caractéristique intrinsèque. Certains chercheurs l'utilisent pour déterminer la valeur finale du coefficient de comportement après de nombreuses expériences.

#### **- Amortissement**

La valeur de l'amortissement est largement influencée par le type de matériau utilisé ainsi que par la nature des liaisons ou assemblages entre les éléments constituant la structure. Lorsqu'une structure est soumise à une action sismique, l'absorption d'énergie est principalement attribuée à ce paramètre, surtout si la structure demeure dans le domaine élastique de comportement.

### **I.8.2. Méthodes d'évaluation du coefficient de comportement global $R$**

Diverses méthodes ont été développées pour déterminer le coefficient de comportement global  $R$ , qui caractérise différents types de structures et prend en compte leur capacité globale à dissiper l'énergie par déformation plastique. Ces méthodes peuvent être regroupées en quatre catégories principales [12] :

- Méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité (pour les structures suffisamment régulières) ;
- Méthodes basées sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté ;
- Méthodes basées sur des approches énergétiques ;
- Méthodes basées sur l'accumulation de dommages.

### I.8.2.1. Méthodes basée sur la théorie du facteur de ductilité

Les méthodes d'évaluation du coefficient de comportement  $R$  basées sur la théorie du facteur de ductilité, utilisent généralement un modèle de réponse inélastique à un seul degré de liberté, ce qui implique de la part de la structure une configuration géométrique régulière, une distribution uniforme des rigidités et un mécanisme de ruine le plus global possible. Cette méthode exige une distribution uniforme des déformations plastiques dans l'ossature de la structure [12].

La méthode la plus simple se basant sur cette théorie est celle développée par Newmark et Hall [12].

#### I.8.2.1.1. Méthode de Newmark et Hall

Newmark et Hall ont démontré l'importance du comportement linéaire d'un système à un seul degré de liberté ou oscillateur simple [19]. Leurs études ont porté sur un large éventail d'oscillateurs simples, linéaires et non linéaires, en supposant un comportement élastique parfaitement plastique [19].

Le facteur de ductilité est en fonction de la période de vibration de l'oscillateur, tel que :

- Pour les systèmes avec une période  $T$  supérieure à 0,5 s (oscillateurs souples), le facteur de ductilité  $R_\mu$  est égal à la ductilité  $\mu$  (figure I.38.a). Ainsi,

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour} \quad T > 0.5 \text{ s} \quad (\text{I.28})$$

- Pour les systèmes avec une période  $T$  comprise entre 0,2 s et 0,5 s (oscillateurs assez rigides), le facteur de ductilité  $R_\mu$  est égal à  $\sqrt{2\mu - 1}$  (figure I.38.b). Ainsi,

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{pour} \quad 0.2 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \quad (\text{I.29})$$

- Pour les systèmes avec une période  $T$  inférieure à 0,2 s, le facteur de ductilité  $R_\mu$  est égal à 1 (figure I.38.c). Ainsi,

$$R_\mu = 1 \quad \text{pour} \quad T < 0.2 \text{ s} \quad (\text{I.30})$$

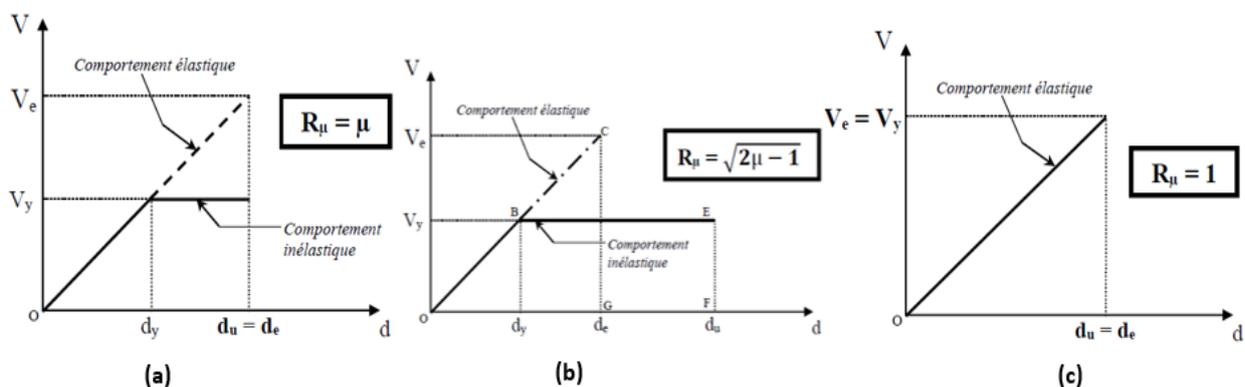


Figure I.38 : Evaluation du facteur de ductilité par la méthode de Newmark et Hall [19].

Avec :

$V_e$  : force élastique maximale,

$V_y$  : force de plastification,

$d_e$  : déplacement élastique maximal,

$d_y$  : déplacement de plastification,

$d_u$  : déplacement inélastique maximal.

#### I.8.2.1.2. Méthode de Krawinkler et Nassar

La méthode de RAWINKLER et NASSAR est basé également sur la réponse sismique du système à un seul degré de liberté à comportement élasto-plastique avec écouissage [12]. Le facteur de ductilité est donné par la relation suivante :

$$R_\mu = \left[ 1 + (\mu - 1) \left( \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right) \right] \left( \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right)^{-1} \quad (\text{I.31})$$

Avec :

$T$  : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

$a$  et  $b$  sont deux paramètres numériques compris entre 0 et 1 qui dépendent du taux d'écrouissage.

#### I.8.2.1.3. Méthode de Fajfar

Le facteur de ductilité  $R_\mu$  proposé par Fajfar dans sa méthode N2 (N pour analyse non linéaire et 2 pour deux modèles mathématiques) tient compte de la période caractéristique spécifique au site et est exprimé par la relation suivante [19] :

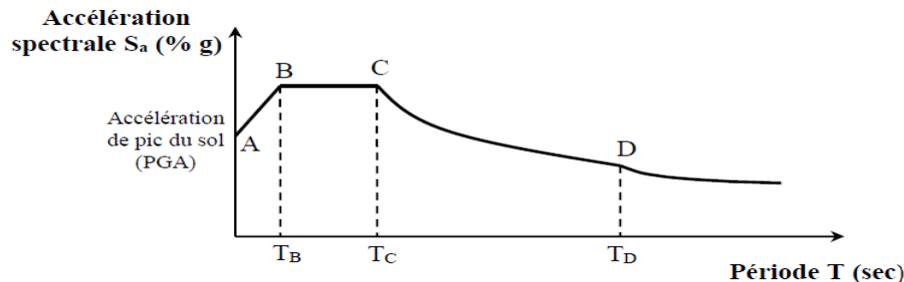
$$R_\mu = (\mu - 1) T / T_c + 1 \quad \text{pour } T < T_c \quad (\text{I.32})$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T \geq T_c \quad (\text{I.33})$$

Avec :

$T$  : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

$T_c$  : Période caractéristique du sol défini comme la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse (figure I.39).



**Figure I.39:** Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération constante,  $T_c$  [19].

#### I.8.2.1.4. Méthode de Priestley

Le facteur de ductilité  $R_\mu$ , proposé par Priestley prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante [19] :

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) T / 1.5T_c \leq \mu \quad (1.34)$$

Avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T<sub>c</sub> : Période caractéristique du sol.

Cette relation suppose l'égalité des déplacements (élastique et inélastique),  $R_{\mu} = \mu$ , quand  $T > 1.5T_c$  et l'égalité des accélérations (élastique et inélastique),  $R_{\mu} = 1$ , quand T tend vers 0.

## I.8.2.2. Méthodes basées sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté

### I.8.2.2.1. Méthode de Ballio-Setti

La méthode de Ballio et Setti, utilisée pour déterminer le coefficient de comportement  $R$ , repose sur une analyse dynamique non linéaire. Initialement développée pour les structures en acier, cette méthode est adoptée par l'Eurocode 8. Elle débute par l'application d'un accélérogramme  $a(t)$  amplifié par un multiplicateur  $\lambda$  à une structure donnée, permettant de calculer les déplacements maximaux  $\delta$  dans le domaine élastique. Ensuite, on identifie le multiplicateur  $\lambda_y$  pour lequel la résistance plastique est atteinte dans la structure, correspondant à un déplacement limite élastique  $\delta_y$ . Pour des valeurs de  $\lambda$  supérieures à  $\lambda_y$ , le déplacement élasto-plastique est calculé, reflétant la dissipation d'énergie par hystérésis. On trouve alors le multiplicateur  $\lambda_{\max}$  où les déplacements élastiques et élasto-plastiques sont égaux, indiquant l'état limite d'instabilité dynamique (voir figure I.40) [12].

Finalement, le coefficient de comportement  $R$  est déterminé par le rapport :

$$R = \lambda_{\max} / \lambda_e \quad (1.35)$$

Où  $\lambda_e$  est le multiplicateur pour le calcul élastique initial.

Cette méthode s'applique à diverses structures en acier, qu'elles soient régulières ou irrégulières, et prend en compte leur comportement non linéaire, bien qu'elle soit coûteuse en termes de temps de calcul.

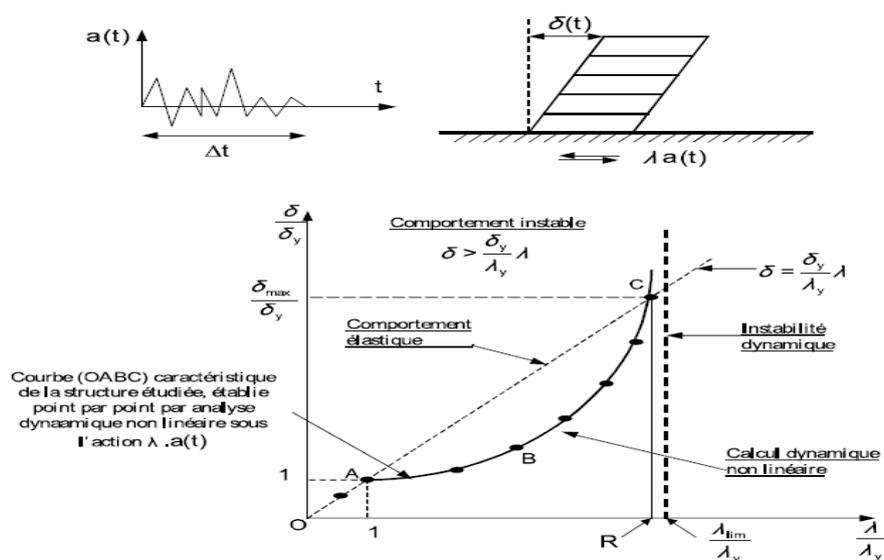


Figure I.40 : Etablissement du coefficient de comportement par la méthode de BALLIO-SETTI [12].

### I.8.2.3. Méthodes basées sur l'approche énergétique

Ces méthodes présentent une approche plus générale, ne reposant ni sur l'hypothèse de régularité structurelle ni sur celle d'un mécanisme de ruine global. Elles se basent uniquement sur le concept de capacité de dissipation d'énergie. La structure est considérée comme étant en état de ruine lorsque sa capacité à dissiper l'énergie induite par l'action sismique est épuisée [12].

#### I.8.2.3.1. Méthode de Como et Lanni

La méthode de Como et Lanni propose une approche simplifiée basée sur l'énergie pour déterminer le coefficient de comportement  $R$ . Elle modélise les échanges d'énergie dans une structure pendant un tremblement de terre, divisant l'évolution sismique en cycles d'échange d'énergie. Chaque cycle comprend une phase d'accumulation d'énergie, où les oscillations élastiques augmentent, suivie d'une phase de transformation de cette énergie en travail élasto-plastique [12].

Un développement mathématique relativement long de cette méthode est présenté dans la référence [44].

La capacité d'une structure à résister aux séismes est définie comme une combinaison de résistance et de ductilité [12]. La formule proposée pour  $R$  est :

$$R = W_p / W_y \quad (I.36)$$

Où  $W_y$  est l'énergie de déformation élastique emmagasinée à l'état de la première plastification, et  $W_p$  est l'énergie emmagasinée et dissipée par déformation plastique jusqu'à la ruine. Cette méthode se caractérise par sa simplicité et son approche énergétique pour évaluer la capacité sismique des structures [12].

### I.8.2.4. Méthodes basées sur l'accumulation de dommage

Pour estimer le coefficient de comportement  $R$  à l'aide de ces méthodes, il est indispensable d'avoir accès aux courbes de fatigue des composants structurels. De plus, l'application de ces méthodes implique des processus de calcul complexes et laborieux [12].

### I.8.3. Formulation du coefficient de comportement

Dans les années 1980, un programme de recherche expérimentale conduit à l'Université de Californie à Berkeley a permis de développer une meilleure compréhension de la réponse sismique des bâtiments en portiques métalliques contreventés. Cette recherche visait à proposer une formulation du coefficient de comportement  $R$  pour ces structures. Les essais expérimentaux portaient sur des bâtiments en portiques métalliques avec différents types de contreventements : triangulé centré et triangulé excentré [19].

Les résultats ont montré que les relations entre l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête des bâtiments peuvent être représentées par des courbes de capacité, qui sont des graphes du déplacement en tête en fonction de l'effort tranchant maximal à la base pour chaque simulation sismique. En parallèle, des spectres de réponse élastique en accélération ont été générés en utilisant les données d'accélération des plates-formes du simulateur de tremblements de terre [19].

Grâce à cette recherche, les chercheurs de Berkeley ont pu formuler le coefficient de comportement  $R$  comme le produit de trois facteurs : la ductilité ( $R_\mu$ ), la sur-résistance ( $\Omega$ ) et l'amortissement visqueux ( $R_\xi$ ). La formule est la suivante [19] :

$$R = R_\mu \cdot \Omega \cdot R_\xi \quad (I.37)$$

Où :

- $R_\mu$  est le facteur de réduction dû à la ductilité, dépendant de la capacité de la structure à subir des déformations inélastiques sans perdre sa capacité portante, définie dans I.8.2.1.

- $\Omega$  est le facteur de sur-résistance, tenant compte de la capacité supplémentaire de la structure au-delà de la résistance élastique.
- $R_\xi$  est le facteur d'amortissement, utilisé pour les cas où un amortissement visqueux supplémentaire est présent. En pratique, l'effet de l'amortissement est généralement inclus dans le facteur de ductilité ( $R_\mu$ ).

Cependant, le facteur  $R_\xi$  est généralement adopté seulement pour tenir compte de la réduction de la réponse due à un amortissement externe supplémentaire, et non pour réduire proportionnellement la demande de résistance. Par conséquent, il est souvent exclu de l'équation principale dans les calculs standards [19]. Un autre facteur important est introduit par l'ATC-34 pour tenir compte de la redondance structurelle ( $R_R$ ). Ce facteur quantifie l'amélioration de la sécurité des systèmes en portiques grâce à la multiplication modulaire des travées et des niveaux dans chaque direction principale, ce qui permet une meilleure distribution des efforts internes [19]. La formule étendue est alors :

$$R = R_\mu \cdot \Omega \cdot R_R \quad (\text{I.38})$$

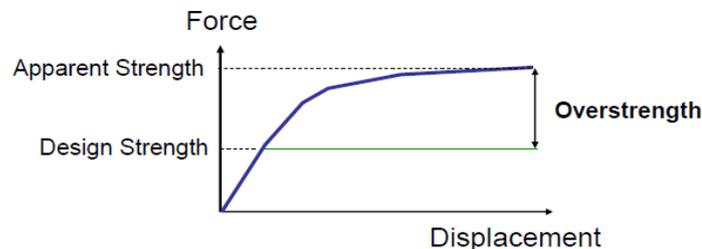
Dans la pratique courante et la littérature, la sur-résistance et la redondance sont souvent considérées comme une seule composante. Ceci est dû au fait que le paramètre de sur-résistance prend implicitement en compte la redondance structurelle via la redistribution des efforts internes, conduisant ainsi à une sur-résistance élevée [19].

Le coefficient de comportement peut donc être simplifié en tant que produit du facteur de ductilité ( $R_\mu$ ) et du facteur de sur-résistance ( $\Omega$ ) :

$$R = R_\mu \cdot \Omega \quad (\text{I.39})$$

La sur-résistance désigne la capacité additionnelle de résistance qu'une structure peut atteindre au-delà de sa résistance de conception. Lorsqu'une structure atteint sa capacité maximale de résistance et de déformation, toute force supplémentaire au-delà de cette résistance de conception est appelée sur-résistance. Cette sur-résistance est souvent significative dans la plupart des structures, offrant une marge de sécurité supplémentaire. La résistance totale du système est appelée la résistance apparente [45].

Le facteur de sur-résistance ( $\Omega$ ) est calculé comme le rapport entre la résistance apparente (la résistance totale que la structure peut atteindre avant la défaillance) et la résistance de conception (voir figure I.41) [45].



**Figure I.41** : définition du facteur de sur-résistance ( $\Omega$ ) [45].

D'où :

$$\Omega = \frac{V_{\text{apparent}}}{V_{\text{Design}}} \quad (\text{I.40})$$

La résistance de conception "Design Strength" est le niveau de charge qui provoque la formation de la première plastification significative dans la structure "first significant yield", marquant le début de la déformation plastique significative. C'est en ce point que la structure commence à se déformer de manière irréversible sous l'effet des charges appliquées (voir figure I.41) [45].

#### I.8.4. Valeurs du coefficient de comportement pour les structures en béton armé selon Eurocode8 et RPA-99/v2003

Le coefficient de comportement est quantifié de diverses manières dans les codes parasismiques. Dans ce qui suit, on essaye de le présenter brièvement dans quelques codes parasismiques.

##### I.8.4.1. Règlement européen Eurocode8

L'EC 8 [46] définit les valeurs du coefficient de comportement comme le produit de cinq facteurs. Ce produit doit être supérieur à 1.5 :

$$q = q_0 k_D k_R k_w k_\eta \geq 1,5 \quad (\text{I.41})$$

$q_0$  : 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 I.3:** Valeurs de  $q_0$  pour les structures en béton armé [46].

Type de structure		$q_0$
Système à portique		5,0
Système à contreventement mixte	Equivalent à une ossature	5,0
	Equivalent à un système à murs couplés	5,0
	Equivalent à un système à murs non couplés	4,5
Système à murs	Avec murs couplés	5,0
	Avec murs non couplés	4,0
Système a 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 :

$$K_D = \begin{cases} 1.0 \text{ pour DCH} \\ 0.75 \text{ pour DCM} \\ 0.50 \text{ pour DCL} \end{cases} \quad (\text{I.42})$$

Les classes de ductilité sont définies dans la section I.6.9 de ce chapitre.

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

$$K_R = \begin{cases} 1,00 \text{ pour des structures régulières} \\ 0,80 \text{ pour des structures irrégulières} \end{cases} \quad (\text{I.43})$$

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

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

$\alpha_0$  : 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 :

$$0.5 \leq K_w \leq \frac{1}{3 - \alpha} \leq 1 \quad (\text{I.44})$$

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 :

$$\alpha_0 = \sum H_{wi} / \sum l_{wi} \quad (\text{I.45})$$

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.).

#### I.8.4.2. 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 [4].

**Tableau I.4 :** Valeurs du coefficient de comportement dans le RPA [4].

catégories	Description du système de contreventement	valeur de R
1a	portique autostable sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	portique autostable avec emplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	voiles porteurs	3.5
3	noyau	3.5
4a	mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	portique contreventés par des voiles	4
5	consoles verticale à masses réparties	2
6	pendule inverse	2

Les valeurs du coefficient de comportement  $R$  indiquées dans le tableau ci-dessus sont utilisées pour évaluer la capacité des structures à dissiper l'énergie sismique à travers des déformations inélastiques. Selon le RPA99/Version2003, ces coefficients jouent un rôle crucial dans la condition des déplacements inter-étages. La réglementation stipule que les déplacements latéraux inter-étages doivent respecter la condition suivante :

$$\Delta_K \leq 1\%h_K \quad (I.46)$$

Avec :

- $\Delta_k$  : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

- $\delta_{ek}$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$ .
- $R$  : Coefficient de comportement.
- $h_k$  : La hauteur d'étage.

Ces critères visent à garantir que les structures possèdent une rigidité et une ductilité adéquates pour résister aux forces sismiques. Cependant, il est également nécessaire de définir une limite inférieure des déplacements inter-étages pour assurer une ductilité suffisante des bâtiments en béton armé.

## I.9. Problématique

En synthétisant ces fondements de la conception parasismique, comment peut-on déterminer la limite inférieure des déplacements inter-étages nécessaire pour garantir une ductilité suffisante des bâtiments en béton armé, assurant ainsi leur capacité à absorber efficacement l'énergie sismique ?

Il est essentiel d'élaborer des modèles numériques pour étudier comment la ductilité des bâtiments varie en fonction des déplacements inter-étages, lesquels sont directement liés à la rigidité de la structure. Cette étude vise à proposer une limite inférieure de déplacement inter-étages qui assure une ductilité optimale des bâtiments en béton armé, renforçant ainsi les critères de conception pour garantir leur résistance face aux séismes.

## I.10. Conclusion

Ce premier chapitre a offert un aperçu des connaissances théoriques sur la conception parasismique des structures en béton armé. Il a mis en lumière les principes de base et les concepts essentiels pour comprendre et améliorer la résistance des bâtiments aux séismes.

Nous avons expliqué les fondamentaux de la réponse sismique des structures et décrit les méthodes d'analyse couramment utilisées pour prédire et évaluer les forces sismiques. La ductilité, c'est-à-dire la capacité d'une structure à se déformer de manière importante sans se casser, a été soulignée comme un paramètre crucial pour garantir la sécurité et la performance des bâtiments lors des tremblements de terre.

Nous avons également discuté du concept de dimensionnement en capacité, qui montre l'importance de concevoir des structures capables de redistribuer les charges pour éviter les ruptures fragiles.

Le coefficient de comportement « R » joue un rôle central dans la conception parasismique. Nous l'avons défini et examiné les facteurs clés influençant son évaluation, notamment la ductilité, la période de vibration de la structure, la sollicitation sismique et les caractéristiques du sol. De plus, nous avons abordé les déplacements inter-étages selon le RPA99/Version 2003, qui mesurent directement la déformabilité des structures sous sollicitations sismiques. Ces déplacements doivent être limités pour assurer un comportement ductile et non fragile des structures face aux sollicitations sismiques.

Cette étude bibliographique pose les bases nécessaires pour aborder les analyses pratiques et les études de différentes structures dans les chapitres suivants, où nous appliquerons ces concepts théoriques pour évaluer et optimiser la performance sismique des structures en béton armé. Le prochain chapitre proposera une étude élastique linéaire complète de dimensionnement et de vérification pour des structures en béton armé, en mettant l'accent sur l'évaluation des déplacements inter-étages et leur conformité aux différents règlements. Cela constituera un outil essentiel pour évaluer la ductilité des structures et approfondir l'analyse dans les chapitres suivants.

## **CHAPITRE II**

### **Étude linéaire des structures en béton armé**

## II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous procéderons à une étude linéaire des structures en béton armé contreventées par portiques autostables, de différentes hauteurs et implantées dans diverses zones sismiques, conformément au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003. L'objectif principal est de concevoir ces structures de manière à ce que leurs déplacements maximaux inter-étages respectent des critères spécifiques : certaines structures auront des déplacements compris entre  $0,8\%h_k$  et  $1\%h_k$ , d'autres entre  $0,3\%h_k$  et  $0,56\%h_k$ , et enfin, certaines auront des déplacements inférieurs ou égaux à  $0,1\%h_k$ , où  $h_k$  représente la hauteur d'étage.

Cette analyse visera à évaluer les déplacements inter-étages en tant qu'indicateur clé de la vulnérabilité sismique des structures en béton armé. Elle servira de base pour approfondir notre compréhension des comportements structurels et pour élaborer des stratégies efficaces permettant de concevoir des bâtiments capables de résister aux sollicitations sismiques tout en maintenant une ductilité suffisante.

Pour atteindre ces objectifs, nous utiliserons la méthode modale spectrale pour calculer la force sismique globale agissant à la base des bâtiments. Cette méthode, intégrant la courbe du spectre définie par le RPA99/version 2003, offre une approche précise et efficace pour analyser la réponse sismique des structures. L'ensemble des simulations et analyses seront réalisées à l'aide du logiciel SAP2000, fournissant une plateforme robuste pour évaluer les performances sismiques des structures en béton armé conformément aux exigences de sécurité du RPA99/version 2003.

## II.2. Le déplacement inter-étage

Le déplacement inter-étages d'un bâtiment correspond au déplacement relatif horizontal entre deux niveaux successifs. Il est crucial pour évaluer le comportement structurel sous actions sismiques, car il fournit des informations sur la déformabilité latérale du système structurel. Le contrôle de ce déplacement est essentiel dans les normes parasismiques pour prévenir les instabilités et les dommages structurels.

### II.2.1. Evaluation de déplacement inter-étages suivant les différents Règlements

#### II.2.1.1. Limite de déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003

Selon le RPA99/Version2003 (art 4.4.3, art5.10), les déplacements latéraux inter étages doivent être satisfaites à la condition suivante [4] :

$$\Delta_K \leq 1\%h_K$$

Avec :

- $\Delta_k$  : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$  avec :  $\delta_k = R \delta_{ek}$
- $\delta_{ek}$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.
- R : Coefficient de comportement.
- $h_k$  : La hauteur d'étage.

#### II.2.1.2. Limite de déplacement inter-étage selon l'Eurocode 8

L'Eurocode spécifie des limites de déplacement inter-étages pour différents types de bâtiments afin de contrôler les dommages potentiels dus aux déformations sismiques [46] :

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : Limite :

$$d_r v \leq 0,005 h$$

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_r v \leq 0,0075 h$$

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r v \leq 0,010 h$$

Où :

$d_r$  : déplacement calculé entre étages,

$h$  : hauteur entre étages,

$v$  : coefficient de réduction.

Différentes valeurs de  $v$  peuvent être définies pour les différentes zones sismiques d'un pays, en fonction des conditions de l'aléa sismique et de l'objectif de protection des biens. Les valeurs recommandées sont  $v = 0,4$  pour les catégories d'importance III et IV et  $v = 0,5$  pour les catégories d'importance I et II.

### II.2.1.3. Limite de déplacement inter-étages selon le Code ASCE 7-02

Dans les structures dotées d'un système d'isolation, les déplacements inter-étages sont des mesures cruciales pour garantir que la structure au-dessus du système d'isolation reste stable et performante sous des charges sismiques. Voici un aperçu des limitations sur ces déplacements selon les normes de l'ASCE 7 [47] :

- Le déplacement inter-étage maximale d'une structure isolée calculée par l'analyse du spectre de réponse ne doit pas dépasser  $0.015h_{sx}$ .
- Le déplacement inter-étage maximale d'une structure isolée calculée par une analyse temporelle basée sur les caractéristiques de déviation des forces des éléments non linéaires du système résistant aux forces latérales ne doit pas dépasser  $0.020h_{sx}$ .

Avec :

$h_{sx}$  : la hauteur d'étage sous le niveau  $x = (h_x - h_{x-1})$

Le déplacement doit être calculé à l'aide de l'équation (L'ASCE 7-02 article 9.5.5.7.1)

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I} \quad (\text{L'équation 9.5.5.7.1 L'ASCE 7-02})$$

$C_d$  = le facteur d'amplification des déformations dans le Tableau 9.5.2.2 de l'ASCE 7-02,

$\delta_{xe}$  = les déformations déterminées par une analyse élastique,

$I$  = le facteur d'importance déterminé selon la Section 9.1.4 de l'ASCE 7-02.

### II.2.1.4. Limite de déplacements inter-étages selon le Code IBC2000

Le Code IBC 2000 (Article 1623.3.64) stipule les critères suivants pour le déplacement inter-étage des structures isolées [48] :

- Méthode Spectrale : Le déplacement inter-étage calculé ne doit pas dépasser  $0.015h_{sx}$ ,  $h_{sx}$  est la hauteur de l'étage en dessous du niveau  $x$ .
- Méthode par Accélérogramme : Le déplacement inter-étage calculé ne doit pas dépasser  $0.020h_{sx}$ .

Ces déplacements doivent être calculés selon l'équation suivante (IBC 2000, Article 1617.4.61) :

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I} \quad (\text{Équation 16-46 de l'IBC 2000})$$

$C_d$  = le facteur d'amplification des déformations dans le Tableau 9.5.2.2 de l'IBC 2000,

$\delta_{xe}$  = les déformations déterminées par une analyse élastique,

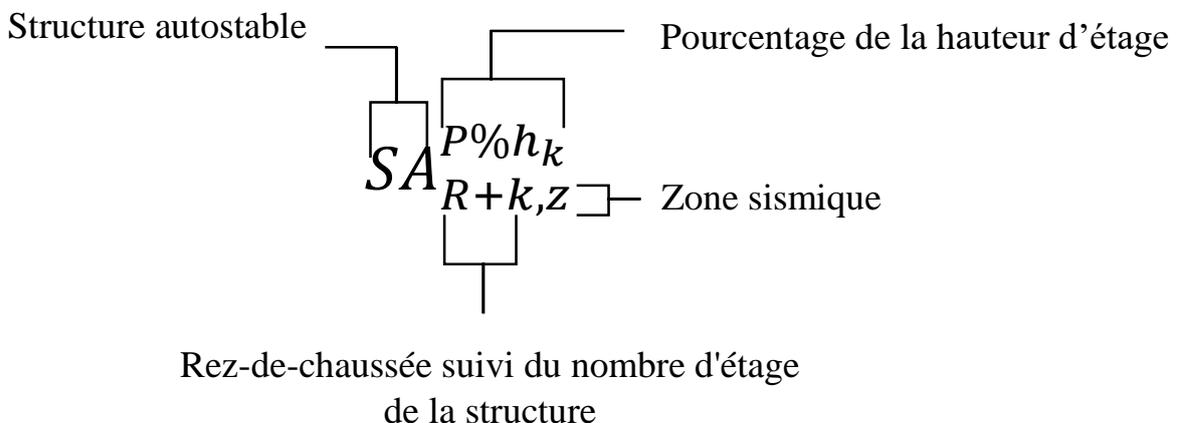
$I$  = le facteur d'importance déterminé selon la Section 1604.5 de l'IBC 2000.

Dans l'évaluation du déplacement inter-étage des structures, il est essentiel de respecter des limites précises pour garantir la sécurité structurelle. On remarque que les deux codes, IBC et ASCE, imposent la même limite pour le déplacement inter-étage.

### II.3. Présentation des structures en béton armé

Les structures étudiées sont des structures contreventées par portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide, définies dans I.7.1 du chapitre 1. Ces structures sont conçues et analysées pour évaluer leur comportement sismique selon les critères définis par le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

Les structures étudiées ont le même nombre de travées mais un nombre d'étages différent. Pour une organisation efficace du travail à venir, chaque structure sera désignée par une appellation spécifique selon le format suivant :  $SA_{R+k,Z}^{P\%h_k}$ . Dans cette notation :



**P=1**, la structure est conçue de manière à ce que le déplacement maximal inter-étages se situe entre 0.8%  $h_k$  et 1%  $h_k$ . Cette condition est exprimée comme suit :  $0.8\% h_k \leq P\% h_k \leq 1\% h_k$

**P=0.56**, la structure est conçue de manière à ce que le déplacement maximal inter-étages se situe entre 0.3%  $h_k$  et 0.56%  $h_k$ . Cette condition est exprimée comme suit :  $0.3\% h_k \leq P\% h_k \leq 0.56\% h_k$

**P=0.1**, la structure est conçue de manière à ce que le déplacement maximal inter-étages soit inférieur ou égal à 0.1%  $h_k$ . Cette condition est exprimée comme suit :  $P\% h_k \leq 0.1\% h_k$

Les structures étudiées sont présentées comme suit :

**Tableau II.1** : présentation des structures

		Zones sismiques	critères de déplacements	Désignation de la structure
Catégorie 1	R+2	III	$0.8\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 1\% h_k$	$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$
			$0.3\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 0.56\% h_k$	$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$
			$P (\%)h_k \leq 0.1\%$	$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$
Catégorie 2	R+2	IIa	$0.8\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 1\% h_k$	$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$
			$0.3\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 0.56\% h_k$	$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$
			$P (\%)h_k \leq 0.1\%$	$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$
Catégorie 3	R+2	I	$0.8\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 1\% h_k$	$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$
			$0.3\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 0.56\% h_k$	$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$
			$P (\%)h_k \leq 0.1\%$	$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$
Catégorie 4	R+3	IIa	$0.8\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 1\% h_k$	$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$
			$0.3\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 0.56\% h_k$	$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$
			$P (\%)h_k \leq 0.1\%$	$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$
Catégorie 5	R+4	I	$0.8\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 1\% h_k$	$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$
			$0.3\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 0.56\% h_k$	$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$
			$P (\%)h_k \leq 0.1\%$	$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$

Cette convention d'appellation permettra une identification claire et précise de chaque structure étudiée, en mettant en évidence des informations essentielles telles que le type de structure, le nombre d'étages, le niveau de déplacement maximal considéré, et la zone sismique.

### II.3.1. Caractéristiques géométrique de la structure

Les caractéristiques géométriques des structures étudiées sont les suivantes :

#### II.3.1.1. Dimensions en élévation

La géométrie en élévation des structures étudiées varie, mais ils partagent une caractéristique commune : une hauteur d'étage uniforme de 3,23 mètres (Figure II.1.a, Figure II.1.b, Figure II.1.c).

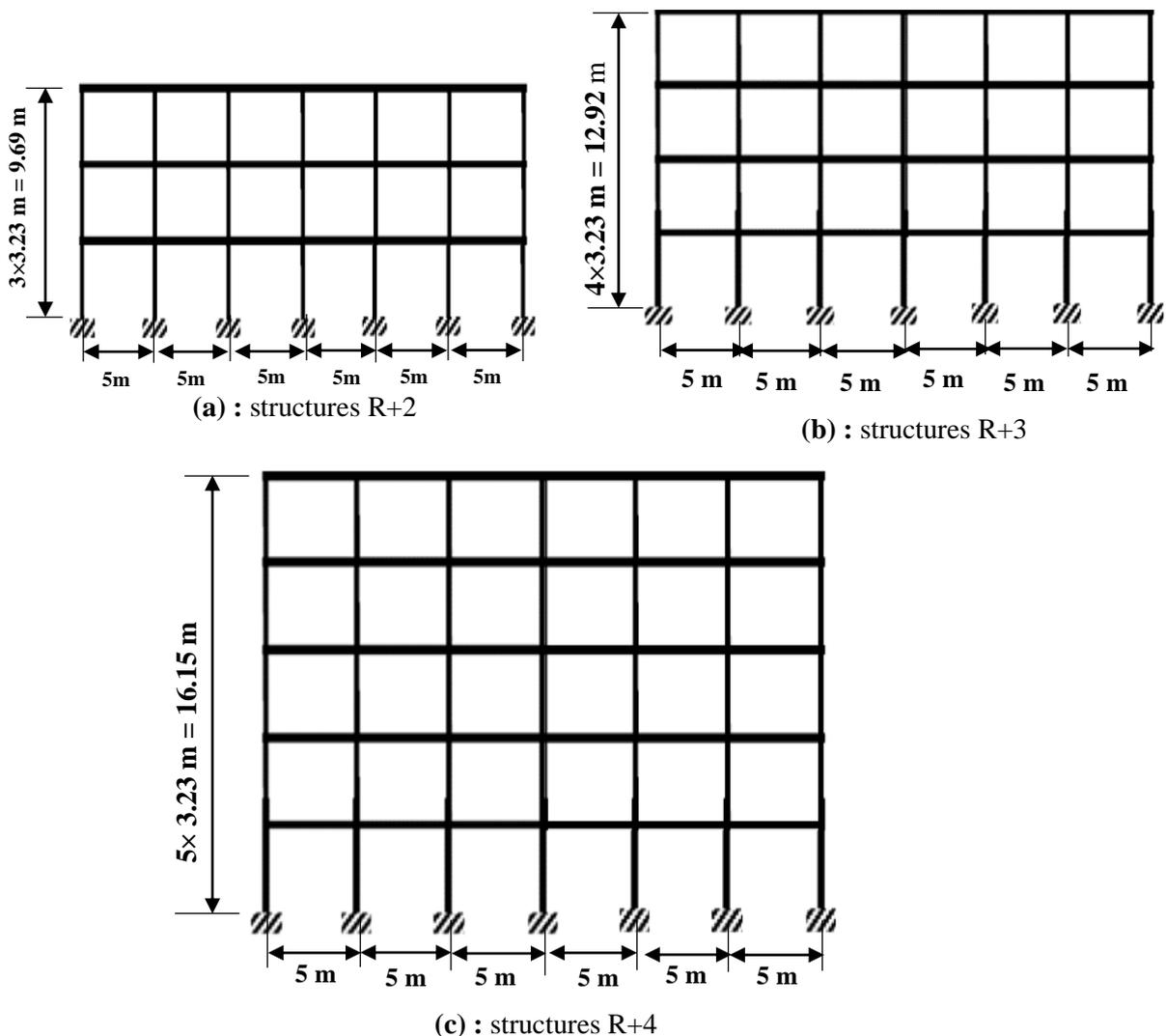


Figure II.1 : vue en élévation des structures étudiées.

#### II.3.1.2. Dimensions en plan

Les structures sont destinées à un usage d'habitation, avec un plancher en corps creux de type (16+4). Leur conception inclut des dimensions en plan précises : chaque structure s'étend sur une longueur de 30 mètres,

divisée en 6 portées de 5 mètres chacune, et une largeur de 24 mètres, répartie en 6 portées de 4 mètres chacune (Figure II.2).

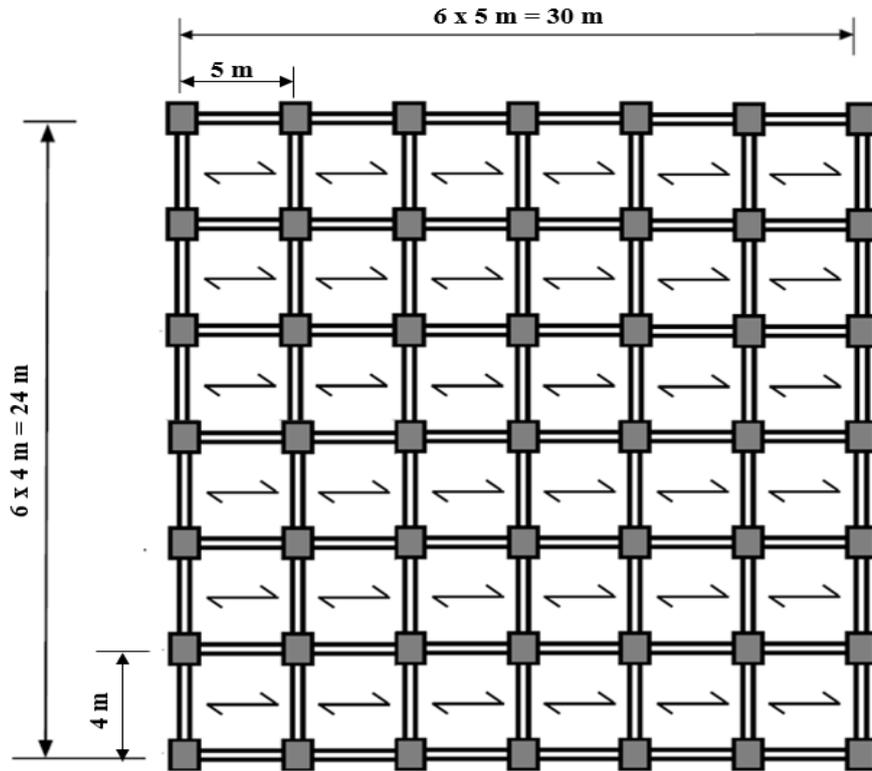


Figure II.2 : Vue en plan des bâtiments R+2, R+3 et R+4.

### II.3.1.3. Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux

Tableau II.2 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux.

	Niveaux	Poteaux axa (cmxcm)	Poutres bxxh (cmxcm)	
			Poutres principales (Sens x)	Poutre secondaires (Sens y)
$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	RDC	40x40	30x45	30x35
	1	35x35		
	2	35x35		
$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	RDC	60x60	35x45	35x40
	1	60x60		
	2	60x60		
$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	RDC	120x120	45x55	45x50
	1	120x120		
	2	120x120		
$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	RDC	30x30	25x35	20x30
	1	30x30		
	2	30x30		
$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_h}$	RDC	45x45	30x35	25x30
	1	45x45		

	2	45x45		
$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	RDC	100x100	45x50	40x45
	1	100x100		
	2	100x100		
$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	RDC	25x25	25x30	20x30
	1	25x25		
	2	25x25		
$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	RDC	35x35	30x35	25x30
	1	30x30		
	2	30x30		
$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_h}$	RDC	80x80	40x45	35x45
	1	80x80		
	2	80x80		
$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	RDC	35x35	25x35	25x30
	1	35x35		
	2	35x35		
	3	35x35		
$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	RDC	55x55	30x45	30x35
	1	55x55		
	2	55x55		
	3	55x55		
$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	RDC	120x120	50x55	40x55
	1	120x120		
	2	120x120		
	3	120x120		
$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	RDC	35x35	25x35	25x30
	1	30x30		
	2	30x30		
	3	25x25		
	4	25x25		
$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	RDC	55x55	30x35	25x30
	1	55x55		
	2	55x55		
	3	55x55		
	4	55x55		
$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	1	130x130	55x60	50x55
	1	130x130		
	2	130x130		
	3	130x130		
	4	130x130		

## II.4. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude pour les différentes structures sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- Le module d'élasticité instantané du béton est :  $E_{ij} = 32456.595$  MPa.
- Pour les armatures de l'acier :

Longitudinales : on a choisi le : « feE.500 » H.A ;  $f_e = 500$  MPa.

**Tableau II.3 :** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton	Acier
	$\gamma_b$	$\gamma_s$
Durable	1,5	1,15
Accidentelle	1,15	1

## II.5. Evaluation des charges et surcharges

### a. Plancher terrasse inaccessible

**Tableau II.4 :** Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	18	0.9
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.16+0.05=0.21	14.50	3.05
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Forme de pente	0.10	22	2.20
Charge permanente totale	$G = 6.63$ kN /m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	$Q = 1$ kN /m <sup>2</sup>		

### b. Plancher étages courants à usage d'habitation (corps creux)

**Tableau II.5 :** Évaluation des charges et surcharges de plancher étage courant (corps creux).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher corps creux	0.16+0.05=0.21	14.5	3.05
Cloison de séparation	0.10	10	1
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale	$G = 5.59$ kN /m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	$Q = 1.5$ kN /m <sup>2</sup>		

### c. Murs extérieurs

**Tableau II.6 :** Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.20
Charge permanente totale	$G = 2.81 \text{ kN /m}^2$		

### d. acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de  $G = s \times \rho_b$

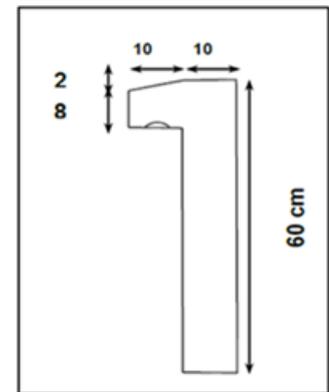
$\rho_b$ : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

$s$  : La surface transversale totale.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + ((0.02 \times 0.1) / 2) = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$



**Figure II.3 :** Dimensions de l'acrotère.

## II.6. Etude sismique linéaire de la structure (Méthode modale spectrale)

### II.6.1. Modélisation des structures

La modélisation numérique consiste à représenter un problème physique avec un nombre infini de degrés de liberté par un modèle doté d'un nombre fini de degrés de liberté, qui reproduit de manière précise les caractéristiques du système original, notamment la masse, la rigidité et l'amortissement. Dans le cadre de cette analyse, le logiciel de calcul utilisé est le SAP2000 version 14.2.2. En d'autres termes, la modélisation vise à trouver un mécanisme simplifié qui reproduit au mieux le comportement réel de la structure, en prenant en compte de manière précise la masse et la rigidité de tous les éléments de la structure.

### II.6.2. Présentation générale du logiciel sap2000

SAP2000 est un programme d'analyse des structures utilisant la méthode des éléments finis. Il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique non-linéaires sur des structures planes ou tridimensionnelles soumises à des actions statiques verticales et horizontales ainsi qu'à des actions de type sismique. Les actions sismiques peuvent être prises en compte par des efforts horizontaux équivalents ou par des accélérogrammes au niveau du sol [19].

### II.6.3. Etude sismique

L'analyse sismique vise à déterminer les valeurs caractéristiques les plus critiques de la réponse sismique et à dimensionner les éléments de résistance pour garantir la sécurité de l'ensemble de la structure et le confort des occupants. Initialement, l'étude dynamique cherche à établir les caractéristiques dynamiques

intrinsèques de la structure lors de ses vibrations libres non amorties. Cette analyse, particulièrement complexe pour notre structure, nécessite souvent des modélisations simplifiées afin de faciliter son analyse

#### **II.6.4. La méthode dynamique modale spectrale**

La méthode dynamique modale spectrale, conforme à l'article 4.3.1 du RPA99/version 2003, évalue les effets maximums dans une structure pour chaque mode de vibration en utilisant un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure. Cette approche permet une analyse approfondie des réponses dynamiques aux charges sismiques, en tenant compte des différents modes de vibration et de leurs impacts respectifs.

L'analyse modale est une méthode couramment employée pour déterminer les modes propres d'une structure. Elle présente plusieurs avantages clés [2] :

- Elle définit l'action sismique via un spectre de réponse.
- Elle repose sur le comportement linéaire de la structure, ce qui facilite le calcul des modes propres.

Sous une sollicitation sismique horizontale, cette méthode estime la réponse dynamique de la structure à partir du spectre, basé sur des valeurs de fréquence et d'amortissement spécifiques [2].

##### **II.6.4.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise [2].

##### **II.6.4.2. Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale**

Le mouvement vibratoire d'un bâtiment peut être considéré comme la superposition des mouvements vibratoires des différents modes propres de la structure, qui agissent comme des oscillateurs simples et indépendants. Cette méthode permet d'analyser séparément l'effet du séisme sur chaque mode de vibration et de combiner ces analyses pour obtenir la réponse globale [2].

L'objectif final de cette analyse est de déterminer les valeurs maximales des déplacements, des efforts, et des contraintes dues à l'action sismique, y compris les deux composantes horizontales et la composante verticale du séisme [2].

##### **II.6.4.3. Les hypothèses de calcul de la méthode modale spectrale**

Les hypothèses de calcul se représentent comme suit [2] :

- Masse concentrée au niveau du nœud principal.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations modales soit au moins égale à 90%.

#### **II.6.5. Calcul de la force sismique totale selon RPA99/version2003 (Article 4.2.3)**

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**Avec :**

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

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : Facteur de qualité.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- **W** : Le poids total de la structure. ( $W = G + \beta Q$ )

**a. Le coefficient d'accélération de la zone A**

Le coefficient d'accélération de la zone est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

**Tableau II.7:** Le coefficient d'accélération de la zone A selon le RPA99/version 2003 des structures.

	Zone	Groupe d'usage	A
$SA_{R+2,III}$	III	2	0,25
$SA_{R+2,IIa}$	IIa	2	0,15
$SA_{R+2,I}$	I	2	0,10
$SA_{R+3,IIa}$	IIa	2	0,15
$SA_{R+4,I}$	I	2	0,10

**b. Facteur d'amplification dynamique moyen**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), Il est donné par l'expression suivante :

Avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- $T_2$  : la période caractéristique, associée à la catégorie du site RPA99/version2003 (tableau 4.7).
- $\eta$  : le facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

- $\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. RPA99/version 2003(tableau 4.2)
- $T$  : la période fondamentale  $T = C_T h N^{\frac{3}{4}}$
- $h_N$  : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- $C_T$  : coefficient dépend du système de contreventement et du type de remplissage. RPA99/version2003 (tableau 4.6)

**Tableau II.8** : valeurs du coefficient  $C_T$ .

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

**Tableau II.9** : Détermination de la valeur du facteur d'amplification dynamique

	Catégorie du site	T2	$\zeta$	$\eta$	$C_T$	$h_N$	T	D
$SA_{R+2,III}$	S <sub>3</sub>	0,5	6%	0,935	0,075	9,69	0,412	2,337
$SA_{R+2,IIa}$	S <sub>3</sub>	0,5	6%	0,935	0,075	9,69	0,412	2,337
$SA_{R+2,I}$	S <sub>3</sub>	0,5	6%	0,935	0,075	9,69	0,412	2,337
$SA_{R+3,IIa}$	S <sub>3</sub>	0,5	6%	0,935	0,075	12.92	0.511	2.304
$SA_{R+4,I}$	S <sub>3</sub>	0,5	6%	0,935	0,075	16.15	0.604	2.061

### c. Le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Avec : Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ", Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

**Tableau II.10** : Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	obsv	$Pq_{xx}$	obsv	$Pq_{yy}$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_{xx}=Q_{yy}= Q=1$  pour toutes les structures étudiées.

#### d. Coefficient de comportement global de la structure

Le coefficient de comportement global de la structure est déterminé en fonction du système de contreventement tel qu'indiqué dans le tableau 4.3 du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003). Dans notre cas, où les structures sont équipées de portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide, nous considérons un système de contreventement correspondant à  $R=5$ .

#### e. Le poids total de la structure

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculé à chaque niveau, il est calculé par la formule suivante :

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

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Étant donné que nos structures sont destinées à un usage d'habitation, le coefficient de pondération  $\beta$  est établi à 0,2 selon le tableau 4.5 du RPA99/version 2003. Le poids total des structures a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000.

#### II.6.6. Spectre de réponse

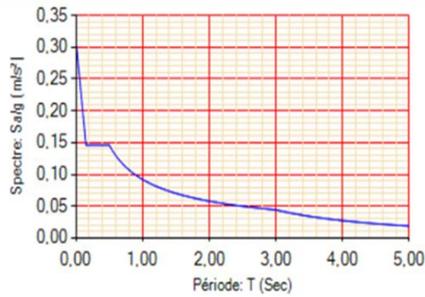
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (RPA99/Version2003 article 4.3.3)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) \left( 2,5\eta \left( \frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) \end{cases}$$

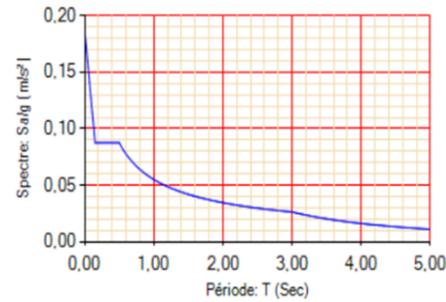
Avec :

- **Sa** : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période  $T$  du bâtiment.
- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99/2003, Tableau 4.5).
- **$\xi$**  : pourcentage d'amortissement critique (RPA 99/2003, Tableau 4.2).
- **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement
- **Q** : Facteur de qualité.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (RPA 99/2003, Tableau 4.3).
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99/2003, Tableau 4.7).

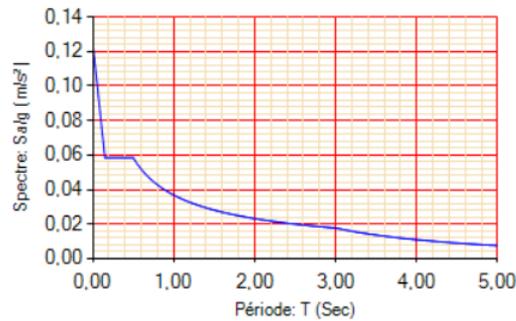
En utilisant SAP2000, le spectre de réponse obtenu est représenté sous forme de courbes sur les figures II.4 , II.5 et II.6.



**Figure II.4 :** Spectre de réponse pour les structures  $SA_{R+2,III}$ .



**Figure II.5 :** Spectre de réponse pour les structures  $SA_{R+2,IIa}$  et  $SA_{R+3,IIa}$



**Figure II.6 :** Spectre de réponse pour les structures  $SA_{R+4,I}$ .

### II.6.7. Vérification des résultats de l'analyse dynamique

Pour vérifier la conformité de notre structure aux exigences du RPA99/Version2003, certaines vérifications doivent être effectuées :

#### a. Mode de vibration et taux de participation massique

Conformément au RPA99/Version2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.

#### b. Résultante des forces sismiques de calcul selon RPA99/version2003 (Article 4.3.6)

D'après l'article 4.3.6, La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule appropriée :

$$0,8 V < V_t$$

Avec :

- $V$  : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.
- $V_t$  : La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales.
- Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport :  $0.8 V/V_t$

### c. Vérification des déplacements inter-étages selon le RPA99/Version2003 (art 4.4.3, art5.10)

Pour l'évaluation des déplacements des structures étudiées, la méthode adoptée est celle prescrite par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version2003). La condition de déplacement a été détaillée dans la section II.2.1.1 du présent chapitre.

### d. Vérification du critère de l'effort normal réduit selon RPA99/version2003 (Article 7.1.3.3)

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}}$$

Avec :

- $N_d$  : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelle (G+Q+E).
- $B_c$  : la section du poteau.
- $f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton.

## II.6.8. Résultats de l'Analyse Sismique

### A. Les périodes et les facteurs de participation massique

Les périodes et les facteurs de participation massique des structures sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.11** : Périodes et facteurs de participation massique des structures.

	Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	1	0,58495	0	0,82624	0	0	0,82624
	2	0,524082	0,83385	0	0	0,83385	0,82624
	3	0,511713	0	0	0	0,83385	0,82624
	4	0,181103	0	0,12174	2,253E-19	0,83385	0,94797
	5	0,168826	0,11707	0	1,989E-17	0,95092	0,94797
$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	1	0,380075	0	0,8249	0	0	0,8249
	2	0,366259	0,82951	0	0	0,82951	0,8249
	3	0,343435	0	0	0	0,82951	0,8249
	4	0,105776	0	0,13511	5,693E-17	0,82951	0,96
	5	0,103471	0,13179	0	1,943E-18	0,9613	0,96
$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	1	0,178767	0	0,74607	3,522E-20	0	0,74607
	2	0,176322	0,74763	0	0	0,74763	0,74607
	3	0,162055	0	0	0	0,74763	0,74607
	4	0,037668	2,959E-16	0,2019	3,47E-13	0,74763	0,94798
	5	0,037521	0,20053	3,291E-15	1,81E-13	0,94816	0,94798
$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	1	0,850146	0	0,85989	1,126E-18	0	0,85989
	2	0,775561	0,87092	0	0	0,87092	0,85989
	3	0,74925	0	0	0	0,87092	0,85989
	4	0,260542	0	0,11129	6,954E-20	0,87092	0,97117
	5	0,24571	0,10421	0	9,444E-19	0,97513	0,97117
$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$	1	0,587768	0	0,81288	1,257E-18	0	0,81288
	2	0,524574	0,82663	0	0	0,82663	0,81288

	3	0,51169	0	0	0	0,82663	0,81288
	4	0,155576	0	0,14376	9,448E-19	0,82663	0,95664
	5	0,145703	0,13369	0	2,004E-17	0,96032	0,95664
$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	1	0,230592	0	0,75767	0	0	0,75767
	2	0,218947	0,76382	0	0	0,76382	0,75767
	3	0,205873	0	0	0	0,76382	0,75767
	4	0,050572	2,163E-17	0,19039	5,15E-15	0,76382	0,94805
	5	0,049671	0,18507	1,195E-17	1,67E-15	0,9489	0,94805
$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	1	1,039469	0,87782	0	0	0,87782	0
	2	1,034485	0	0,87834	0	0,87782	0,87834
	3	0,948901	0	0	0	0,87782	0,87834
	4	0,335445	0,09977	0	4,894E-20	0,97759	0,87834
	5	0,334415	0	0,09947	0	0,97759	0,97781
$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	1	0,761162	0	0,8211	1,877E-18	0	0,8211
	2	0,69921	0,82639	0	0	0,82639	0,8211
	3	0,672343	0	0	0	0,82639	0,8211
	4	0,234789	0	0,12217	1,643E-19	0,82639	0,94326
	5	0,222306	0,11855	0	1,799E-18	0,94494	0,94326
$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	1	0,279802	0,77924	0	0	0,77924	0
	2	0,273488	0	0,78207	0	0,77924	0,78207
	3	0,25229	0	0	0	0,77924	0,78207
	4	0,066927	0,17125	1,11E-18	2,389E-16	0,95049	0,78207
	5	0,066262	2,981E-18	0,16891	2,765E-15	0,95049	0,95098
$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	1	0,933201	0	0,83229	0	0	0,83229
	2	0,880238	0,83803	0	0	0,83803	0,83229
	3	0,835773	0	0	0	0,83803	0,83229
	4	0,283826	0	0,11177	3,369E-18	0,83803	0,94407
	5	0,271555	0,10907	0	1,228E-18	0,9471	0,94407
$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	1	0,598678	0	0,77825	0	0	0,77825
	2	0,508214	0,79488	0	9,679E-20	0,79488	0,77825
	3	0,507092	1,334E-19	0	0	0,79488	0,77825
	4	0,165349	4,965E-19	0,13078	1,705E-18	0,79488	0,90904
	5	0,14741	0,11986	7,007E-19	1,167E-19	0,91473	0,90904
$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	1	0,263355	0	0,73835	1,257E-20	0	0,73835
	2	0,262114	0,73895	0	6,282E-20	0,73895	0,73835
	3	0,238751	0	0	0	0,73895	0,73835
	4	0,061107	3,875E-17	0,17682	1,104E-15	0,73895	0,91517
	5	0,060991	0,17631	1,571E-18	3,296E-17	0,91526	0,91517
$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	1	1,322442	0	0,77836	0	0	0,77836
	2	1,25983	0,77841	0	1,541E-20	0,77841	0,77836
	3	1,187514	0	0	0	0,77841	0,77836
	4	0,463312	0	0,12095	0	0,77841	0,89931
	5	0,447614	0,12197	0	4,227E-18	0,90038	0,89931
	6	0,419848	0	0	6,51E-19	0,90038	0,89931
	7	0,261138	0	0,03744	1,604E-16	0,90038	0,93675
$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	1	0,930954	0	0,76774	0	0	0,76774
	2	0,817365	0,78148	0	0	0,78148	0,76774
	3	0,80032	0	0	0	0,78148	0,76774
	4	0,252787	3,235E-19	0,13504	4,625E-18	0,78148	0,90278
	5	0,230829	0,12634	4,296E-20	1,296E-16	0,90782	0,90278
$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	1	0,327057	0	0,70046	8,149E-20	0	0,70046
	2	0,313421	0,70516	0	7,685E-19	0,70516	0,70046
	3	0,2901	0	0	6,571E-20	0,70516	0,70046

	4	0,079011	1,442E-17	0,15735	4,02E-16	0,70516	0,85781
	5	0,077305	0,15326	6,18E-17	8,978E-16	0,85842	0,85781
	6	0,073027	0	2,162E-19	1,045E-16	0,85842	0,85781
	7	0,037723	8,938E-18	1,678E-17	8,311E-17	0,85842	0,85781
	8	0,035479	3,28E-16	0,0109	2,197E-15	0,85842	0,86871
	9	0,033224	6,801E-19	0,05186	1,005E-12	0,85842	0,92057
	10	0,033202	0,05676	9,581E-15	4,811E-13	0,91518	0,92057

### B. Vérifications de la Résultante des forces sismique de calcul

Pour  $V_{dyn} < 0.8V$ , on calcul :  $r = 0.8 V/V_{dyn}$

**Tableau II.12** : Résultante des forces sismiques des structures.

	V (kN)	0,8 V (kN)	V <sub>dyn</sub> (kN)		Observation	
			Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	2253,6689	1802,93511	2318,69	2142,021	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	2578,9375	2063,14997	2724,874	2712,469	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	4617,3875	3693,90997	4532,712	4530,721	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	1203,1922	962,553754	1018,006	956,065	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_y = 1.01$
$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$	1327,3941	1061,9153	1367,936	1263,866	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	2237,7093	1790,16743	2249,514	2243,39	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	790,572559	632,458047	551,299	551,553	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_x = 1.15$	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_y = 1.15$
$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	842,758984	674,207188	719,643	672,255	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_y = 1.00$
$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	1245,6948	996,555879	1254,057	1256,36	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	1601,35198	1281,08158	1202,155	1157,596	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_x = 1.07$	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_y = 1.11$
$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	1902,0489	1521,63909	1977,423	1748,382	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	3483,1835	2786,54681	3441,691	3441,691	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$
$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	1190,72486	952,579888	763,988	736,539	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_x = 1.25$	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_y = 1.29$
$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	1386,62077	1109,29661	1147,777	1057,004	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} < 0.8V$ $\Rightarrow r_y = 1.05$
$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	2976,23726	2380,9898	3166,569	3153,734	$V_{dyn} > 0.8V$	$V_{dyn} > 0.8V$

### C. Vérification des déplacements inter-étages

Le tableau suivant présente les déplacements inter-étages calculés pour les différentes structures étudiées. Afin de déterminer si ces structures répondent aux critères de déplacement maximal inter-étages. On rappelle que les critères sont les suivants :

- $SA^{1\%h_k} : 0.8\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 1\% h_k$
- $SA^{0.56\%h_k} : 0.3\% h_k \leq P (\%)h_k \leq 0.56\% h_k$
- $SA^{0.1\%h_k} : P\% h_k \leq 0.1\% h_k$

**Tableau II.13 :** Déplacements inter étages des structures.

		Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(mm)$	$\Delta_k(mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	$P (\%)h_k$
$SA^{1\%h_k}_{R+2,III}$	Sens x_x	2	0,01422	5	71,1	20,685	32,3	0,64
		1	0,010083	5	50,415	31,48	32,3	0,97
		RDC	0,003787	5	18,935	18,935	32,3	0,59
	Sens y-y	2	0,012252	5	61,26	17,03	32,3	0,53
		1	0,008846	5	44,23	27,19	32,3	0,84
		RDC	0,003408	5	17,04	17,04	32,3	0,53
$SA^{0.56\%h_k}_{R+2,III}$	Sens x_x	2	0,006279	5	31,395	9,655	32,3	0,30
		1	0,004348	5	21,74	13,04	32,3	0,40
		RDC	0,00174	5	8,7	8,7	32,3	0,27
	Sens y-y	2	0,006773	5	33,865	10,665	32,3	0,33
		1	0,00464	5	23,2	14,055	32,3	0,44
		RDC	0,001829	5	9,145	9,145	32,3	0,28
$SA^{0.1\%h_k}_{R+2,III}$	Sens x_x	2	0,001538	5	7,69	3,265	32,3	0,10
		1	0,000885	5	4,425	2,975	32,3	0,09
		RDC	0,00029	5	1,45	1,45	32,3	0,04
	Sens y-y	2	0,001582	5	7,91	3,375	32,3	0,10
		1	0,000907	5	4,535	3,055	32,3	0,09
		RDC	0,000296	5	1,48	1,48	32,3	0,05
$SA^{1\%h_k}_{R+2,IIa}$	Sens x_x	2	0,012328	5	61,64	15,475	32,3	0,48
		1	0,009233	5	46,165	24,835	32,3	0,77
		RDC	0,004266	5	21,33	21,33	32,3	0,66
	Sens y-y	2	0,014086	5	71,1343	18,8971	32,3	0,59
		1	0,010344	5	52,2372	29,1183	32,3	0,90
		RDC	0,004578	5	23,1189	23,1189	32,3	0,72
$SA^{0.56\%h_k}_{R+2,IIa}$	Sens x_x	2	0,007436	5	37,18	11,675	32,3	0,36
		1	0,005101	5	25,505	15,46	32,3	0,48

		RDC	0,002009	5	10,045	10,045	32,3	0,31	
		Sens y-y	2	0,008764	5	43,82	14,74	32,3	0,46
			1	0,005816	5	29,08	18,1	32,3	0,56
			RDC	0,002196	5	10,98	10,98	32,3	0,34
$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	Sens x_x	2	0,001408	5	7,04	2,845	32,3	0,09	
		1	0,000839	5	4,195	2,775	32,3	0,09	
		RDC	0,000284	5	1,42	1,42	32,3	0,04	
	Sens y-y	2	0,001564	5	7,82	3,235	32,3	0,10	
		1	0,000917	5	4,585	3,055	32,3	0,09	
		RDC	0,000306	5	1,53	1,53	32,3	0,05	
$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	Sens x-x	2	0,01214	5	69,805	16,95675	32,3	0,52	
		1	0,009191	5	52,84825	27,6575	32,3	0,86	
		RDC	0,004381	5	25,19075	25,19075	32,3	0,78	
	Sens y-y	2	0,012023	5	69,13225	16,767	32,3	0,52	
		1	0,009107	5	52,36525	27,34125	32,3	0,85	
		RDC	0,004352	5	25,024	25,024	32,3	0,77	
$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	Sens x-x	2	0,007233	5	36,165	10,345	32,3	0,32	
		1	0,005164	5	25,82	16,225	32,3	0,50	
		RDC	0,001919	5	9,595	9,595	32,3	0,30	
	Sens y-y	2	0,008044	5	40,22	11,9	32,3	0,37	
		1	0,005664	5	28,32	17,965	32,3	0,56	
		RDC	0,002071	5	10,355	10,355	32,3	0,32	
$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	Sens x-x	2	0,001496	5	7,48	2,87	32,3	0,09	
		1	0,000922	5	4,61	2,995	32,3	0,09	
		RDC	0,000323	5	1,615	1,615	32,3	0,05	
	Sens y-y	2	0,001428	5	7,14	2,71	32,3	0,08	
		1	0,000886	5	4,43	2,865	32,3	0,09	
		RDC	0,000313	5	1,565	1,565	32,3	0,05	
$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	Sens x-x	3	0,014829	5	79,33515	13,0861	31,3	0,42	
		2	0,012383	5	66,24905	21,43745	32,3	0,66	
		1	0,008376	5	44,8116	26,26315	32,3	0,81	
		RDC	0,003467	5	18,54845	18,54845	32,3	0,57	
	Sens y-y	3	0,016151	5	89,63805	15,318	31,3	0,49	
		2	0,013391	5	74,32005	24,5754	32,3	0,76	
		1	0,008963	5	49,74465	29,6148	32,3	0,92	
		RDC	0,003627	5	20,12985	20,12985	32,3	0,62	

$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	Sens x-x	3	0,007315	5	36,575	7,06	32,3	0,22
		2	0,005903	5	29,515	10,525	32,3	0,33
		1	0,003798	5	18,99	11,865	32,3	0,37
		RDC	0,001425	5	7,125	7,125	32,3	0,22
	Sens y-y	3	0,009187	5	45,935	9,99	32,3	0,31
		2	0,007189	5	35,945	13,605	32,3	0,42
		1	0,004468	5	22,34	14,38	32,3	0,45
		RDC	0,001592	5	7,96	7,96	32,3	0,25
$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	Sens x-x	3	0,002094	5	10,47	3,03	31,3	0,10
		2	0,001488	5	7,44	3,235	32,3	0,10
		1	0,000841	5	4,205	2,855	32,3	0,09
		RDC	0,00027	5	1,35	1,35	32,3	0,04
	Sens y-y	3	0,002114	5	10,57	3,065	31,3	0,10
		2	0,001501	5	7,505	3,27	32,3	0,10
		1	0,000847	5	4,235	2,875	32,3	0,09
		RDC	0,000272	5	1,36	1,36	32,3	0,04
$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	Sens x-x	4	0,016849	5	105,30625	15,31875	32,3	0,47
		3	0,014398	5	89,9875	26,125	32,3	0,81
		2	0,010218	5	63,8625	23,5	32,3	0,73
		1	0,006458	5	40,3625	26,33125	32,3	0,82
		RDC	0,002245	5	14,03125	14,03125	32,3	0,43
	Sens y-y	4	0,017817	5	114,91965	16,5894	32,3	0,51
		3	0,015245	5	98,33025	28,1091	32,3	0,87
		2	0,010887	5	70,22115	26,14185	32,3	0,81
		1	0,006834	5	44,0793	28,896	32,3	0,89
		RDC	0,002354	5	15,1833	15,1833	32,3	0,47
$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	Sens x-x	4	0,009329	5	46,645	7,19	32,3	0,22
		3	0,007891	5	39,455	9,96	32,3	0,31
		2	0,005899	5	29,495	11,955	32,3	0,37
		1	0,003508	5	17,54	11,545	32,3	0,36
		RDC	0,001199	5	5,995	5,995	32,3	0,19
	Sens y-y	4	0,011309	5	59,37225	10,15875	32,3	0,31
		3	0,009374	5	49,2135	13,19325	32,3	0,41
		2	0,006861	5	36,02025	15,11475	32,3	0,47
		1	0,003982	5	20,9055	13,99125	32,3	0,43
		RDC	0,001317	5	6,91425	6,91425	32,3	0,21

$SA_{R+4,I}^{0.1\%hk}$	Sens x-x	4	0,002007	5	10,035	2,095	32,3	0,06
		3	0,001588	5	7,94	2,38	32,3	0,07
		2	0,001112	5	5,56	2,475	32,3	0,08
		1	0,000617	5	3,085	2,11	32,3	0,07
		RDC	0,000195	5	0,975	0,975	32,3	0,03
	Sens y-y	4	0,002189	5	12,0395	2,5685	32,3	0,08
		3	0,001722	5	9,471	2,8985	32,3	0,09
		2	0,001195	5	6,5725	2,959	32,3	0,09
		1	0,000657	5	3,6135	2,486	32,3	0,08
		RDC	0,000205	5	1,1275	1,1275	32,3	0,03

#### D. Vérification de l'effort normal réduit

Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal réduit des structures.

	Niveau	Nd (kN)	section (cm <sup>2</sup> )	v	observation
$SA_{R+2,III}^{1\%hk}$	RDC	501,917	40×40	0,13	v < 0,3
$SA_{R+2,III}^{0.56\%hk}$	RDC	550,227	60×60	0,06	v < 0,3
$SA_{R+2,III}^{0.1\%hk}$	RDC	911,033	120×120	0,02	v < 0,3
$SA_{R+2,IIa}^{1\%hk}$	RDC	458,005	30×30	0,20	v < 0,3
$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%hk}$	RDC	486,967	45×45	0,10	v < 0,3
$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%hk}$	RDC	752,837	100×100	0,03	v < 0,3
$SA_{R+2,I}^{1\%hk}$	RDC	450,02	25×25	0,29	v < 0,3
$SA_{R+2,I}^{0.56\%hk}$	RDC	472,829	35×35	0,15	v < 0,3
$SA_{R+2,I}^{0.1\%hk}$	RDC	642,551	80×80	0,04	v < 0,3
$SA_{R+3,IIa}^{1\%hk}$	RDC	593,742	35×35	0,19	v < 0,3
$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%hk}$	RDC	681,358	55×55	0,09	v < 0,3
$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%hk}$	RDC	1162,624	120×120	0,03	v < 0,3
$SA_{R+4,I}^{1\%hk}$	RDC	756,038	35×35	0,25	v < 0,3
$SA_{R+4,I}^{0.56\%hk}$	RDC	795,177	45×45	0,16	v < 0,3

$SA_{R+4,I}^{0.1\%hk}$	RDC	1533,486	130×130	0,04	$v < 0,3$
------------------------	-----	----------	---------	------	-----------

## II.7. Présentation des sections d'acier des poutres et des poteaux

Tableau II.15 : ferrailage des poteaux et des poutres des structures étudiées.

	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires	
	Niveaux	Section d'acier	Section d'acier Nappe supérieure	Section d'acier Nappe inférieure	Section d'acier Nappe supérieure	Section d'acier Nappe inférieure
$SA_{R+2,III}^{1\%hk}$	RDC	8Φ16	3Φ16	3Φ12	3Φ14	3Φ14
	1	8Φ16				
	2	8Φ16				
$SA_{R+2,III}^{0.56\%hk}$	RDC	16Φ16	3Φ16	3Φ14	3Φ14	3Φ14
	1	16Φ16				
	2	16Φ16				
$SA_{R+2,III}^{0.1\%hk}$	RDC	12Φ40	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	1	12Φ40				
	2	12Φ40				
$SA_{R+2,IIa}^{1\%hk}$	RDC	8Φ14	3Φ14	3Φ14	3Φ12	3Φ12
	1	8Φ14				
	2	8Φ14				
$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%hk}$	RDC	12Φ16	3Φ16	3Φ14	3Φ12	3Φ12
	1	12Φ16				
	2	12Φ16				
$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%hk}$	RDC	8Φ40	3Φ20	3Φ20	3Φ16	3Φ16
	1	8Φ40				
	2	8Φ40				
$SA_{R+2,I}^{1\%hk}$	RDC	8Φ14	3Φ14	3Φ12	3Φ12	3Φ12
	1	8Φ14				
	2	8Φ14				
$SA_{R+2,I}^{0.56\%hk}$	RDC	8Φ16	3Φ16	3Φ14	3Φ12	3Φ12
	1	8Φ14				
	2	8Φ14				
$SA_{R+2,I}^{0.1\%hk}$	RDC	12Φ25	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16
	1	12Φ25				
	2	12Φ25				
$SA_{R+3,IIa}^{1\%hk}$	RDC	8Φ14	3Φ16	3Φ14	3Φ12	3Φ12
	1	8Φ14				
	2	8Φ14				
	3	8Φ14				
$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%hk}$	RDC	16Φ16	3Φ16	3Φ12	3Φ12	3Φ12
	1	16Φ16				
	2	16Φ16				
	3	16Φ16				
$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%hk}$	RDC	12Φ40	3Φ20	3Φ20	3Φ16	3Φ16
	1	12Φ40				
	2	12Φ40				
	3	12Φ40				

$SA_{R+4,I}^{1\%hk}$	RDC	8Φ14	3Φ16	3Φ12	3Φ12	3Φ12
	1	8Φ12				
	2	8Φ12				
	3	8Φ12				
	4	8Φ12				
$SA_{R+4,I}^{0.56\%hk}$	RDC	16Φ16	3Φ16	3Φ12	3Φ12	3Φ12
	1	16Φ16				
	2	16Φ16				
	3	16Φ16				
	4	16Φ16				
$SA_{R+4,I}^{0.1\%hk}$	RDC	12Φ40	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	1	12Φ40				
	2	12Φ40				
	3	12Φ40				
	4	12Φ40				

## II.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étude linéaire des structures en béton armé contreventées par des portiques autostables, conforme aux critères du règlement parasismique algérien RPA99 version 2003. L'analyse a porté sur des structures de différents étages, à savoir : R+2 situées dans les zones sismiques I, IIa et III, R+3 dans la zone IIa, et R+4 dans la zone I. en veillant à ce que les déplacements maximaux inter-étages respectent les limites définies. Les vérifications ont inclus les modes de vibration, le taux de participation massique, la comparaison des résultantes des forces sismiques, les déplacements latéraux inter-étages et l'effort normal réduit. Ces analyses ont permis de valider les conceptions des structures dans le domaine élastique linéaire, en assurant leur conformité aux exigences réglementaires. Toutefois, pour une évaluation plus réaliste du comportement sismique des structures, il est nécessaire de dépasser les limites de l'analyse linéaire et de prendre en compte le comportement non linéaire. Le chapitre suivant sera donc consacré à l'étude statique non linéaire (Pushover). Cette analyse approfondie nous permettra de mieux appréhender le comportement des structures en situation de séisme.

# **CHAPITRE III**

## **Analyse statique non linéaire**

### III.1. Introduction

Ce chapitre est dédié à l'analyse statique non linéaire en poussée progressive des différentes structures contreventées par portiques autostables. Notre objectif principal est d'approfondir notre compréhension du comportement réel des structures et de déterminer précisément leurs limites de résistance ainsi que les dommages potentiels en cas de séismes réels. Pour ce faire, nous explorons la méthode d'analyse statique non linéaire largement utilisée, Pushover. Cette méthode offre une approche efficace pour évaluer le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en simulant leur réponse sous des charges croissantes jusqu'à atteindre l'état limite ultime.

Nous débutons par une présentation des principes fondamentaux de la méthode Pushover, en expliquant ses bases théoriques et en illustrant son application pratique. Ensuite, nous examinons en détail les différentes étapes de mise en œuvre de cette méthode, en mettant particulièrement l'accent sur la modélisation des structures et la définition des charges latérales. Pour mener à bien cette analyse, nous utiliserons le logiciel SAP2000 V14, reconnu pour sa précision dans la modélisation du comportement non linéaire des éléments et des matériaux constitutifs de la structure, qui jouent un rôle crucial dans sa résistance aux charges latérales.

### III.2. Définition et présentation de la méthode (Pushover)

L'analyse en poussée progressive, connue sous le nom de Pushover en anglais, constitue essentiellement une analyse statique non linéaire. Elle se réalise en appliquant des charges horizontales réparties sur la hauteur de la structure, augmentant de façon monotone de zéro jusqu'à atteindre l'état ultime correspondant au début de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires restent constantes tout au long de l'analyse [19].

Le résultat de cette analyse est une courbe de "capacité statique" de la structure, qui illustre la relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement de contrôle. Généralement, pour un bâtiment, ce déplacement de contrôle est choisi comme étant le déplacement en tête de la structure (figure III.1) [19].

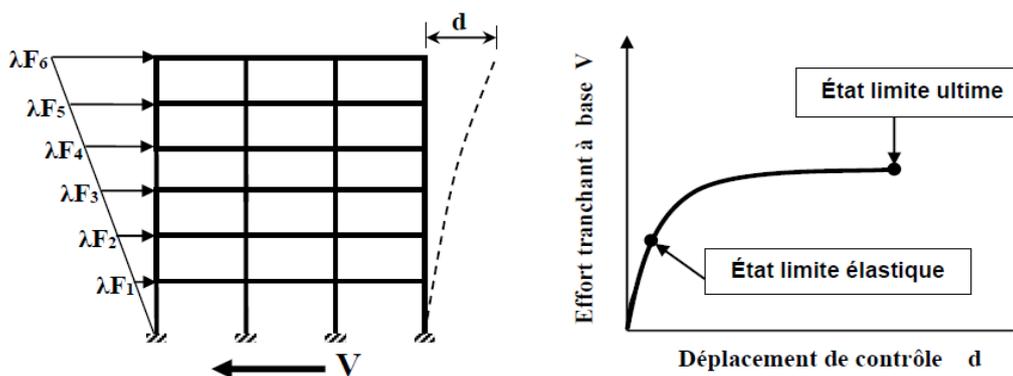


Figure III.1 : Courbe de capacité statique de la structure [19].

### III.3. But de l'analyse Pushover

L'objectif de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer divers paramètres en termes de sollicitations et de déplacements des éléments structurels. Cette analyse est censée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse structurelle qui ne peuvent pas être obtenues par une simple analyse élastique, notamment [49] :

- L'estimation des déformations des éléments devant subir des déformations inélastiques afin de dissiper l'énergie transmise à la structure par le mouvement du sol.

- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les contraintes sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, et les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la dégradation de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure, permettant ainsi d'identifier les points forts et faibles de celle-ci.
- L'identification des zones critiques où les déformations sont censées être importantes.
- La détection des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques en domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étages prenant en compte les discontinuités de rigidité et de résistance, pouvant être utilisées pour le contrôle de l'endommagement.

#### III.4. Hypothèse de l'analyse Pushover

L'analyse statique non linéaire "Pushover" repose sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (MDOF) peut être approximée par celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) (voir figure III.2). Cette méthode suppose que la réponse de la structure est principalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante pendant toute la durée du séisme [50].

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses fournissent de bons résultats en ce qui concerne la réponse sismique (déplacement maximal) obtenue par le premier mode de vibration de la structure simulée dans un système linéaire équivalent [49].

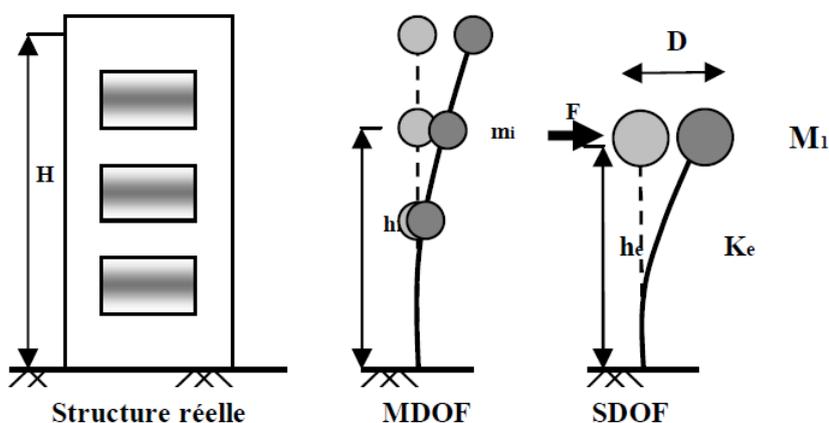


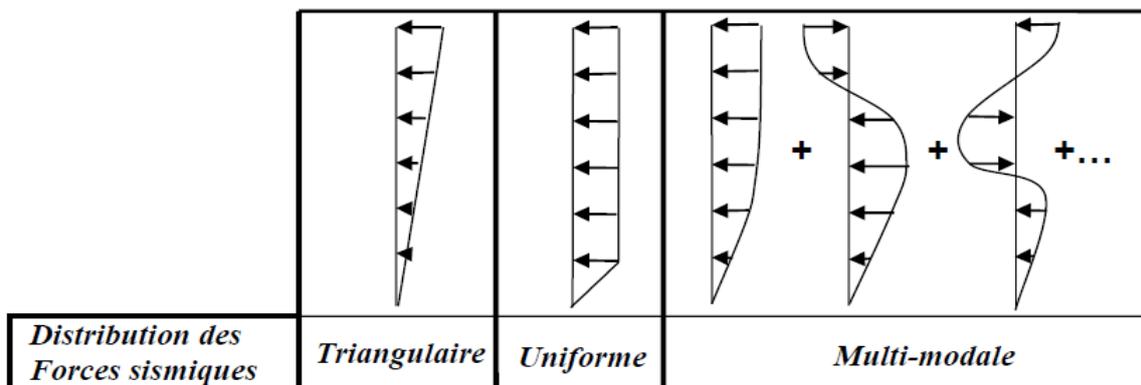
Figure III.2 : Hypothèse de l'analyse Pushover [50].

#### III.5. Distribution des charges latérales

Les charges sismiques horizontales doivent être appliquées selon un profil qui représente approximativement la distribution verticale des forces d'inertie durant un événement sismique. Il est important de noter que, en raison des variations de la rigidité de la structure et de l'influence des différents modes de vibration pendant un séisme, la distribution des forces horizontales ne peut pas être précisément définie [51].

La distribution idéale des forces est celle obtenue par une analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme en fonction du schéma de déformation plastique de la structure, en commençant par une déformation de type « premier mode » [51].

Cette approche implique d'utiliser plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées aux emplacements des masses dans le modèle. La figure suivante illustre différentes distributions des forces latérales selon les travaux de Chopra & Goel, 2001 [51].



**Figure III.3 :** Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales [19].

### III.6. Types de contrôle pour l'analyse Pushover

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

- a. **Analyse à force contrôlée :** La totalité du chargement est appliquée tel qu'il est spécifié. Ce type de contrôle est utilisé lorsque les charges sont connues et que la structure est supposée pouvoir les supporter. Il est notamment employé pour l'application des charges de gravité [19].
- b. **Analyse à déplacement contrôlé :** On contrôle un déplacement spécifique d'un point de la structure. L'amplitude des charges est ajustée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. Cette méthode est utilisée lorsque des déplacements spécifiques sont recherchés, lorsque l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance, ou lorsque la structure pourrait perdre de la résistance ou devenir instable [19]. Ce type de contrôle est utilisé pour l'application des forces sismiques. Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse Pushover sont [19] :

- Définir et attribuer des rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure.
- Définir la distribution verticale des charges latérales.
- Définir un déplacement cible comme référence pour le déplacement attendu de la structure lors du séisme.
- Appliquer les charges de gravité comme conditions initiales, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse.
- Appliquer les charges latérales représentant le séisme, en les augmentant de manière monotone jusqu'à l'état limite ultime de la structure.

Cette méthode d'analyse statique non-linéaire prend en compte de manière approximative la redistribution des efforts internes dans la structure. L'analyse repose sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à celle d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Autrement dit, la réponse est principalement contrôlée par un seul mode de vibration, supposé constant pendant toute la durée du chargement, indépendamment du niveau de déplacement [19].

### III.7. Définition du déplacement cible de la structure

Le déplacement cible est défini comme la référence du déplacement attendu de la structure lors d'un séisme, permettant ainsi de relier les résultats de l'analyse Pushover, qui caractérise la « capacité de déformation », à la « demande de déformation » correspondant à ce déplacement cible. Le point de contrôle du déplacement peut être situé au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris au niveau le plus élevé de chaque structure [19].

### III.8. La courbe de capacité Pushover

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement. Elle est généralement constituée d'une phase élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire, correspondant à la formation de rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'à la rupture (perte de résistance). Cette courbe peut être obtenue par une analyse statique non linéaire appelée « Pushover » ou « poussée progressive » en français, qui permet de déterminer l'effort tranchant en fonction du déplacement du toit à l'aide d'une modélisation numérique [49]. Cette représentation graphique permet de distinguer plusieurs niveaux d'endommagement (I, II, III, IV) (Figure III.4) [52].

- Niveau I : Correspond au comportement élastique de la structure et au niveau de conception habituel, indiquant un état d'endommagement superficiel ou l'absence d'endommagement.
- Niveau II : Représente un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur peut se développer.
- Niveau III : Indique un état d'endommagement avancé, avec une sécurité réduite et une stabilité de la structure menacée.
- Niveau IV : Au-delà de ce niveau, la structure, fortement dégradée, est susceptible d'atteindre sa ruine.

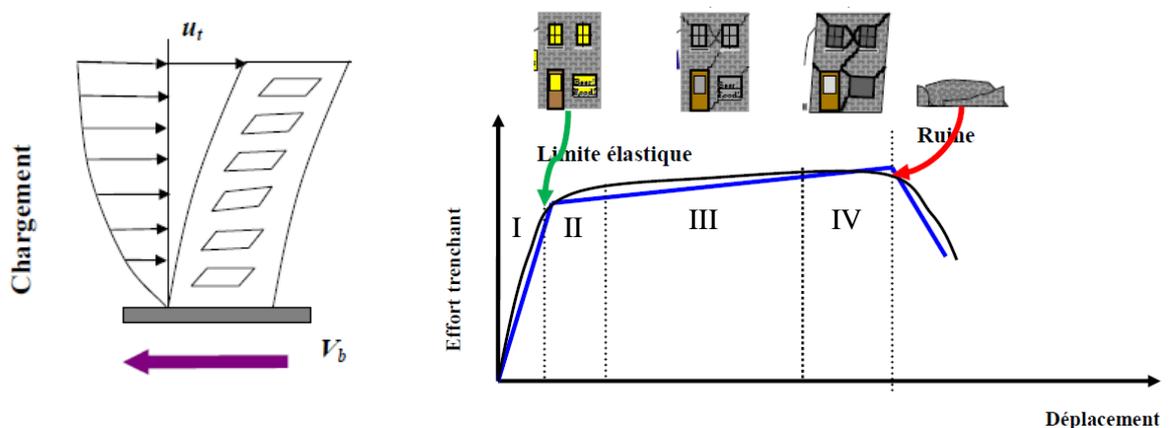


Figure III.4 : les 4 phases d'endommagement selon la courbe de capacité [49], [52].

### III.9. Point de performance

La méthode du spectre de capacité "ATC 40" est une approche développée pour les structures en béton armé, publiée aux États-Unis en 1996 par le "Applied Technology Council". Cette méthode évalue la capacité à atteindre un niveau de performance en termes de déplacements plutôt qu'en termes de forces, car lors des déformations post-élastiques, l'ampleur des dommages dépend davantage des déplacements que des forces. Elle est particulièrement recommandée pour les constructions existantes, où une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses. En corrélant la courbe de capacité de déplacement du bâtiment avec le déplacement maximal induit par un mouvement

sismique de sol donné, on obtient un point appelé "point de performance". La position de ce point par rapport au niveau de performance recherché indique si ce niveau est atteint ou non (voir figure III.5). Les éléments essentiels d'une fonction de vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure comprennent la courbe de capacité du bâtiment et le spectre de demande (séisme) pour estimer les dommages [50].

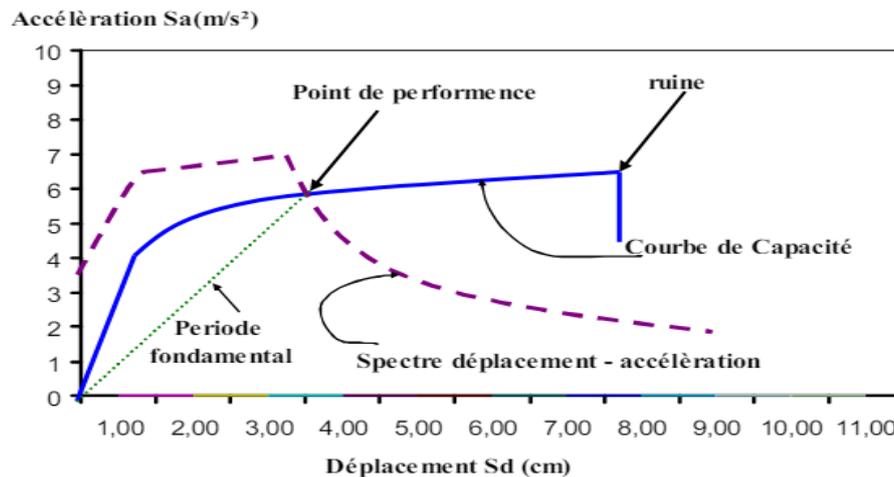


Figure III.5 : Présentation du point de performance [50].

Un "point de performance" permet d'évaluer plusieurs aspects du comportement de la structure face au séisme. Le croisement de la courbe de capacité avec un spectre de demande définit la ductilité nécessaire pour la structure [9].

### III.10. Détermination de la courbe de capacité

Pour développer la courbe de capacité selon la méthode Pushover, le chargement latéral statique équivalent dépend directement de la réponse modale de la structure. En effet, ce chargement doit reproduire les modes déterminants sélectionnés pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré, dans une analyse multimodale [50].

Les différentes étapes d'une analyse Pushover sont les suivantes [50] :

- a. Établissement de la courbe de capacité (effort tranchant à la base - déplacement au sommet) :

Après l'application des forces latérales, cette courbe est obtenue en utilisant les formules suivantes :

$$F = \left( \frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot V_b \quad (10.1)$$

$$D = \left( \frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot D_i \quad (10.2)$$

Où :

- $m_i$  : Masse concentrée au niveau  $i$  ;
- $D_i$  : Déplacement de la masse  $m_i$  ;
- $\phi_i$  : Vecteur déplacement du mode fondamental ;

- $V_b$  : Effort tranchant à la base ;
- $F$  : Force latérale appliquée d'un système à un seul degré de liberté ;
- $D$  : Déplacement d'un système à un seul degré de liberté.

b. Conversion de la courbe obtenue (effort tranchant\_ déplacement au sommet), au spectre de capacité, forma (Sa- Sd)

La force latérale appliquée ( $F$ ) est transformée en accélération spectrale  $S_a$ , et le déplacement réel au niveau du toit ( $D$ ) est transformé en déplacement spectral  $S_d$  en l'utilisant l'équation :

$$S_a = \frac{F}{M_1} \quad (10.3)$$

$$S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (10.4)$$

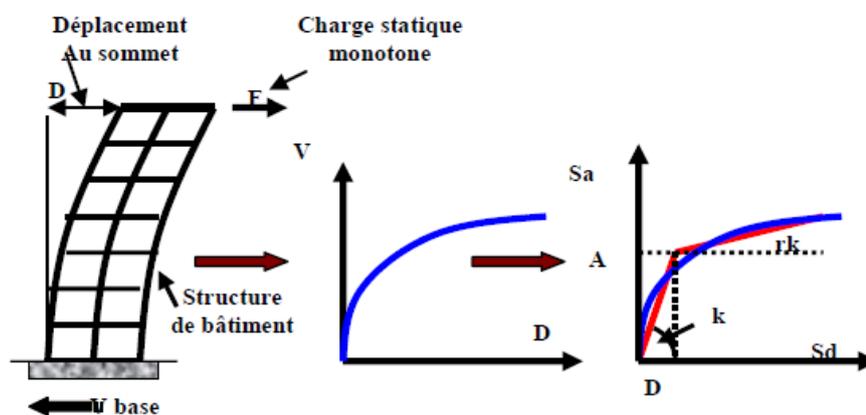
Où :

$M_1$  est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_i$  des différents niveaux,  $D$  est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration, équation :

$$M_1 = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (10.5)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (10.6)$$

Nous obtenons, par ces transformations, une courbe de capacité dont les composantes sont le spectre du déplacement ( $S_d$ ) en abscisse et le spectre d'accélération ( $S_a$ ) en ordonnée. Enfin Le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire, (voir figure III.6).



**Figure III.6** : Conversion du diagramme de capacité en format (A-D) [50].

$D_y$ ,  $A_y$ , déplacement et accélération à l'état limite élastique de la structure,  $r$  taux d'écroûissage,  $K$  la rigidité élastique initiale ( $k= A_y/D_y$ ),  $rk$  est la rigidité plastique avec écroûissage.

### III.11. Spectre de demande

Les spectres de demande sismique sont des spectres de réponse élastique, présentés sous la forme de spectres d'accélération en fonction de spectres de déplacement (A-D) (voir figure III.7). Ces spectres de demande élastique sont obtenus en utilisant la formule suivante [50] :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (10.7)$$

Où :

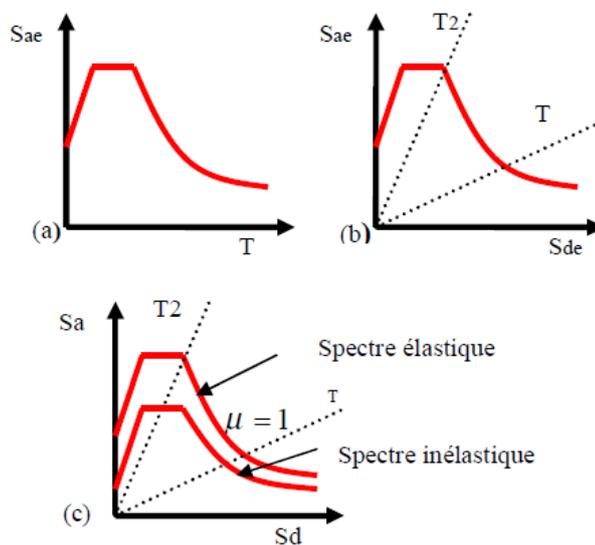
- $S_{de}$  : Pseudo spectres de déplacement élastique
- $S_{ae}$  : Pseudo spectres d'accélération élastique
- $T$  : Période propre de la structure

Les spectres de demande inélastique sont obtenus à partir des expressions suivantes [50] :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad , \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu \cdot T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (10.8)$$

Où :

- $R_\mu$  : Facteur de réduction
- $\mu$  : Facteur de ductilité
- $S_a$  : Spectre d'accélération inélastique
- $S_d$  : Spectre de déplacement inélastique



**Figure III.7 :** (a) Spectre de demande élastique ( $S_{ae}$ - $T$ ), (b) spectre élastique ( $S_{ae}$ -  $S_{de}$ ) et (c) spectre inélastique ( $S_a$ -  $S_d$ ) [50].

### III.12. La méthode du coefficient du déplacement de FEMA-273 (Fédéral Emergency Management Agency)

La méthode du coefficient de déplacement de la FEMA-273 (Federal Emergency Management Agency) n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité. Cette méthode estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible, qui représente le déplacement maximal prévu au sommet de la structure [9]. Le déplacement cible, selon le code FEMA-273, est donné par la relation suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \quad (10.9)$$

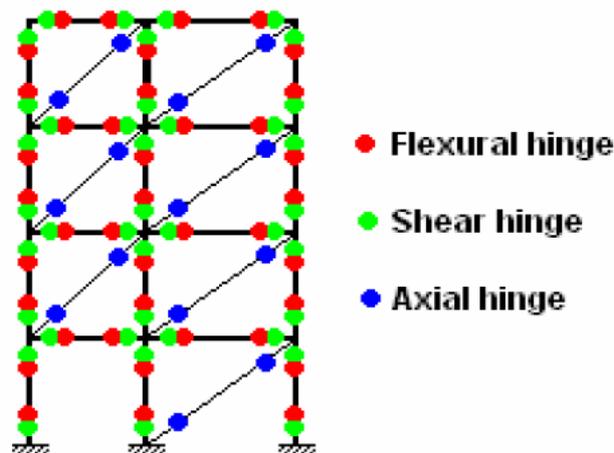
Où :

- $T$  est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction étudiée,
- $S_a$  est l'accélération du spectre de réponse (en  $m/s^2$ ),
- $g$  est l'accélération due à la pesanteur,
- $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont les facteurs correctifs.

### III.13. Rotule plastique

Les rotules plastiques sont des points dans une structure où des fissures et des déformations importantes apparaissent sous des charges cycliques, comme celles provoquées par un séisme. Elles permettent à la structure de fléchir ou de se déplacer sans se rompre immédiatement, facilitant ainsi la dissipation de l'énergie sismique [53].

Les rotules plastiques comprennent trois types principaux (voir figure III.8), à savoir : les rotules plastiques de flexion, situées aux extrémités des poutres et des poteaux, permettant à ces éléments de tourner sans se rompre (voir figure III.9) ; les rotules plastiques de cisaillement, également aux extrémités des poutres et poteaux, gérant les forces de cisaillement pour les déplacements horizontaux ; et les rotules plastiques axiales, placées aux extrémités des diagonales, simulant la fissuration des murs de maçonnerie sous des charges sismiques [53].



**Figure III.8 :** Emplacement des rotules plastiques dans un modèle structural [53].

En pratique, ces rotules sont des emplacements clés dans les modèles d'analyse sismique, simulant les zones où l'on prévoit que les déformations et les fissures seront les plus prononcées après un séisme. Elles se trouvent généralement près des articulations des poutres et des poteaux, là où les fissures diagonales croisées sont souvent observées [53].

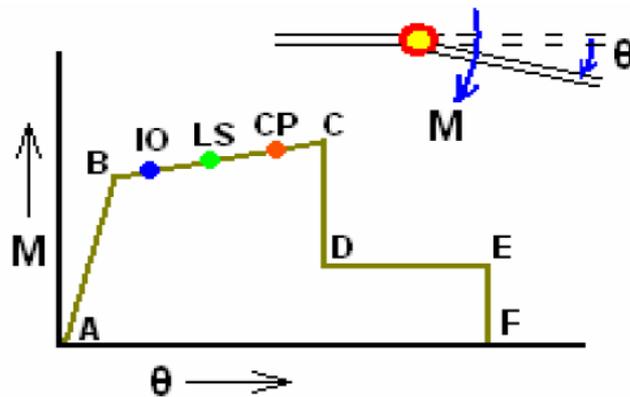


Figure III.9 : Courbe (moment- rotation) [53].

Le règlement FEMA 356 et ATC 40 établit des points de référence (IO, LS, CP) pour caractériser le niveau de dégradation de chaque section et son degré d'entrée dans le domaine plastique, comme illustré dans la figure III.9 [9] :

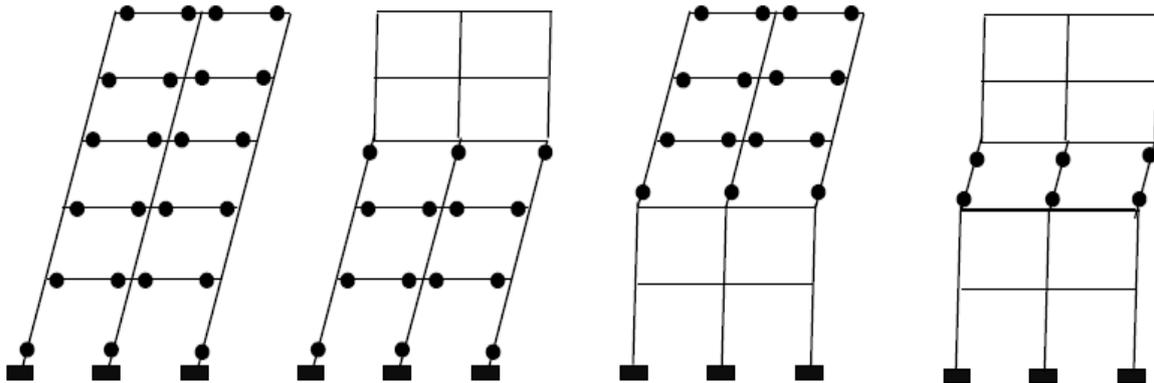
- Point A : Origine.
- Point B : État de plastification.
- Point C : Capacité ultime pour l'analyse Pushover.
- Point D : Résistance résiduelle pour l'analyse Pushover.
- Point E : Défaillance totale.

D'autres points de référence adoptés par les codes de calcul pour évaluer l'analyse non linéaire statique sont:

- Niveau IO (Immediate Occupancy) : Dommages relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.
- Niveau LS (Life Safety) : Dommages importants, entraînant une perte significative de raideur.
- Niveau CP (Collapse Prevention) : Déformations post-élastiques importantes, au-delà desquelles la section est susceptible de se rompre.

#### III.14. Critère de ruine

Dans la présente étude, le critère de ruine globale est défini par l'apparition d'un des mécanismes de ruine, tel qu'illustré à la figure III.10. Une structure est considérée comme instable lorsqu'un mécanisme de défaillance se forme, soit dans l'ensemble de la structure, soit dans une partie de celle-ci, en raison de la formation de rotules et du mécanisme associé. L'évaluation de l'état limite ultime repose sur ce critère dans le cadre de cette étude [54].



● : Rotule plastique.

Figure III.10 : Quatre cas d'instabilité structurale [54].

### III.15. Etapes de l'analyse Pushover

Nous résumons les étapes à suivre pour réaliser l'analyse Pushover des structures en utilisant le programme SAP2000. Ces étapes sont les suivantes [53] :

- a. Création du modèle : Créer un modèle représentant la structure, y compris les charges verticales (charges permanentes et charges d'exploitation), ainsi que les propriétés et dimensions des éléments.
- b. Définition des rotules : Définir et assigner les propriétés des rotules aux éléments du portique.
- c. Définition des cas de charges : Définir les cas de charges nécessaires pour l'analyse Pushover, incluant:
  - Les charges de gravité.
  - Les charges horizontales utilisées pour la poussée de la structure.
- d. Définition du nœud de contrôle : Définir le nœud de contrôle, la direction et la valeur du déplacement cible.
- e. Exécution des cas Pushover :
  - Appliquer les charges de gravité comme conditions initiales, qui doivent rester constantes pendant l'analyse.
  - Appliquer les charges horizontales représentant le séisme, en les augmentant de manière monotone.
- f. Apparition des rotules plastiques : Au fur et à mesure de l'augmentation des forces latérales appliquées pendant l'analyse, des rotules plastiques apparaissent progressivement. L'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure dépendent de l'intensité du chargement latéral et des déplacements résultants. Cette analyse, qui repose sur des poussées progressives appliquées à la structure, est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000.

Pour effectuer cette analyse, basée sur des poussées progressives appliquées à la structure, le logiciel SAP2000 est utilisé.

Dans la dernière étape, SAP2000 trace la courbe Pushover, la forme déformée montrant les rotules plastiques, les forces et d'autres résultats pertinents de l'analyse Pushover dont nous avons besoin.

### III.16. Avantages de l'Analyse Pushover

L'analyse Pushover présente plusieurs avantages qui en font un outil précieux tant pour l'évaluation des structures existantes que pour la conception de nouvelles structures. Elle offre des informations sur de nombreuses caractéristiques de réponse qui ne sont pas accessibles par le biais d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Voici quelques-uns de ces avantages [55] :

- Évaluation des demandes en force dans les éléments fragiles : Elle permet de déterminer les demandes axiales dans les poteaux, les moments dans les zones de connexion poteau-poutre, etc.
- Estimation des demandes en déformation pour les éléments inélastiques : Elle permet d'estimer les déformations nécessaires pour absorber l'énergie due aux mouvements du sol.
- Analyse des conséquences de la détérioration des différents éléments : Elle permet de comprendre comment la détérioration de certains éléments affecte le comportement global du système structural.
- Identification des zones critiques à forte demande en déformation : Elle permet de repérer les zones où les déformations sont susceptibles d'être importantes.
- Détection des discontinuités de force : Elle permet de détecter les variations de caractéristiques dynamiques résultant des discontinuités de force en plan ou en élévation.
- Évaluation des déplacements inter-étages : Elle explique les discontinuités de force ou de rigidité et peut être utilisée pour contrôler les dommages et évaluer les effets P-delta.

De plus, l'analyse Pushover offre une estimation de la performance prévue de la structure en évaluant les demandes en forces et en déformation. Elle fournit des informations sur la force et la déformation de la structure, ce qui permet de comprendre sa performance. En outre, elle permet de révéler les éléments critiques pendant un mouvement sismique, ce qui est essentiel pour la conception structurelle. Comparativement aux procédures dynamiques non linéaires, les procédures statiques non linéaires sont plus simples à utiliser au quotidien pour la conception. Enfin, l'analyse Pushover fournit des données sur la ductilité de la structure, ce qui n'est pas possible avec une analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique [56].

### III.17. Limites de l'analyse Pushover

Bien que la méthode statique non linéaire présente des avantages, elle comporte également plusieurs limitations.

Tout d'abord, l'analyse Pushover est approximative par nature et repose sur un chargement statique, ce qui signifie qu'elle ne peut pas représenter les phénomènes dynamiques avec une grande précision. Pour évaluer avec précision les demandes prévues par l'analyse Pushover, il serait nécessaire de réaliser un grand nombre d'études de cas sur différentes configurations de structures [51].

De plus, cette méthode peut être imprécise pour les structures où les effets des modes de vibration supérieurs sont significatifs. Elle peut ne pas détecter les faiblesses structurelles qui apparaissent lorsque les caractéristiques dynamiques de la structure changent après la formation du premier mécanisme plastique local. Par ailleurs, elle peut exagérer certains aspects de la réponse structurale [51].

En ce qui concerne le déplacement cible et le modèle de charge latérale, l'analyse Pushover part de l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à celle d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Cette simplification peut ne pas toujours être adéquate pour toutes les structures [51].

Elle est mieux adaptée aux structures de faible hauteur et avec des périodes de vibration courtes (Mwaf & Elnashai, 2001) [1].

### III.18. Application de l'analyse statique non linéaire (Pushover)

#### III.18.1. Définition du comportement non linéaire de la structure

##### III.18.1.1. Définition du comportement non linéaire des matériaux

L'approche de modélisation adoptée relie la réponse non linéaire globale au comportement des matériaux à utiliser. Cela nécessite de sélectionner un modèle robuste et fiable qui représente les lois de comportement définies pour le béton et l'acier. Les relations choisies doivent être validées par des données expérimentales. Il existe dans la littérature de nombreux modèles numériques du comportement du béton et de l'acier, qui permettent de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques impliqués dans la dégradation des matériaux. Dans cette étude, les modèles d'endommagement sélectionnés sont : le modèle développé par Mander pour le béton, et le modèle de Park pour l'acier [9].

##### III.18.1.1.1. Modèle de Mander du béton

Le comportement du béton est complexe et difficile à représenter avec une seule loi homogène, principalement en raison de sa grande hétérogénéité. Le modèle Mander a été choisi pour la modélisation du bâtiment (définition des matériaux) ; cela permet une simulation efficace du comportement du béton confiné.

➤ La courbe contrainte – déformation pour le béton non confiné :

Define ⇒ Materials ⇒ béton ⇒ Modify/show matériel proprieties ⇒ Nonlinear material data.

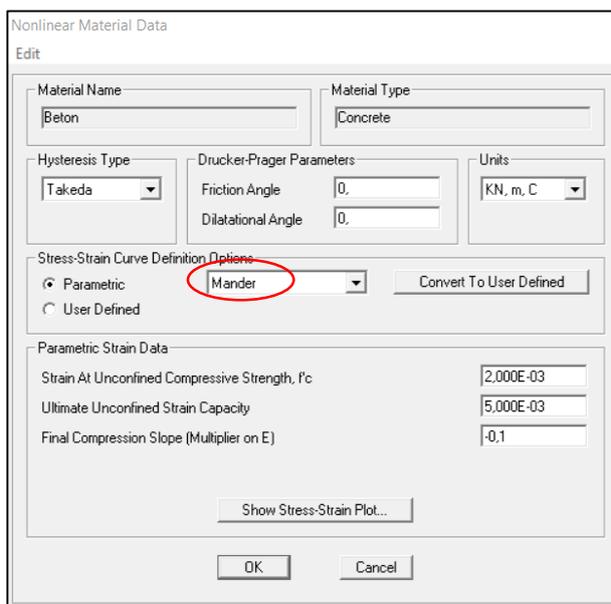


Figure III.11 : Le choix du modèle d'endommagement du béton.

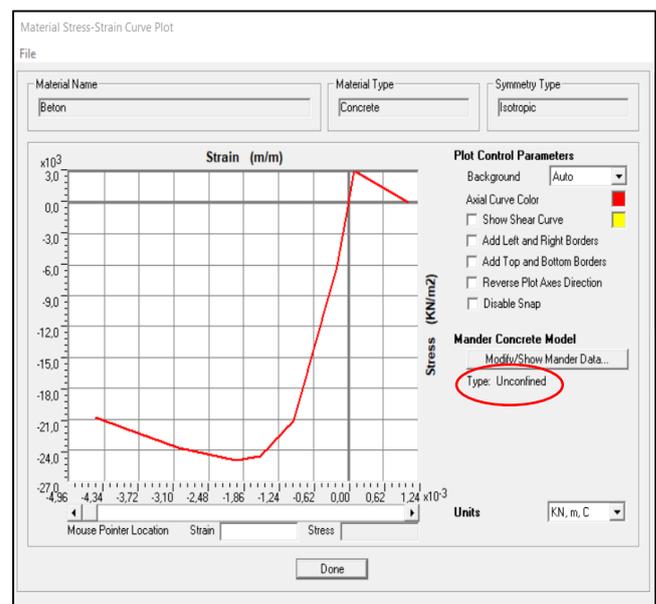
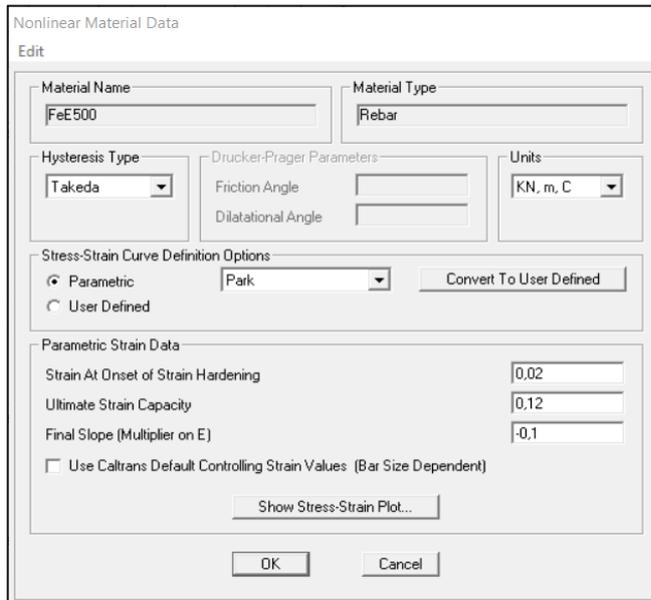


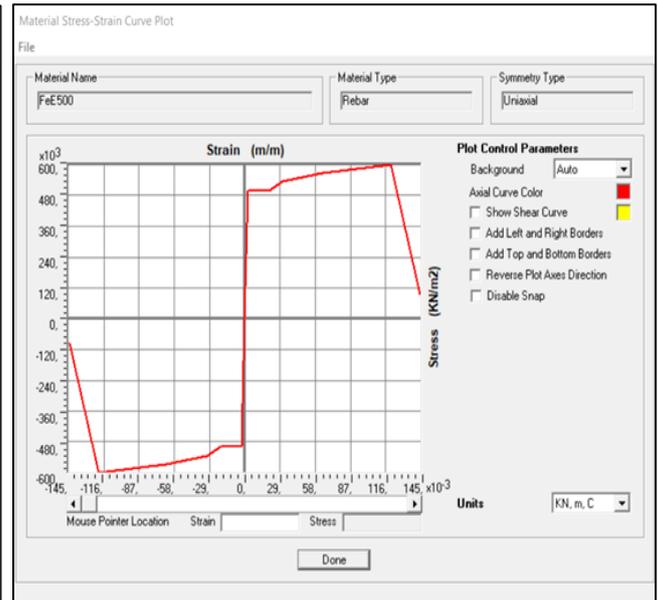
Figure III.12: Définitions des lois de comportement du béton non confiné

##### III.18.1.1.2. Modèle de l'acier

À la différence du béton, le comportement de l'acier est pratiquement identique en traction et en compression. La figure (III.14) illustre le comportement de l'acier.



**Figure III.13 :** Le choix du modèle d'endommagement d'acier.



**Figure III.14:** La courbe de contrainte déformation ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) de l'acier (modèle élasto-plastique simplifié)

### III.18.1.2. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

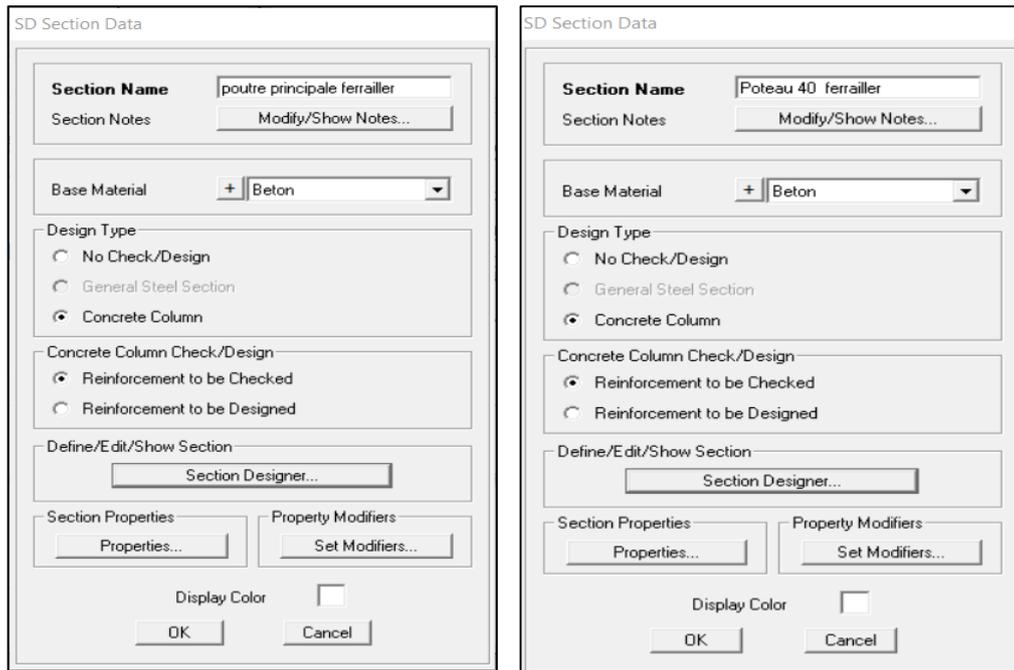
Les poutres et les poteaux sont modélisés dans notre étude à l'aide d'éléments présentant des propriétés élastiques linéaires. Toutefois, pour capturer leur comportement non linéaire, des rotules plastiques sont attribuées à leurs extrémités. Cette approche est justifiée par le fait que la rupture potentielle dans une structure de portique autostable survient généralement au niveau de ces rotules plastiques, qui se forment aux extrémités des poutres et des poteaux. Ces rotules plastiques sont caractérisées par des paramètres spécifiques qui déterminent leur capacité de déplacement ou de rotation avant rupture, et ces paramètres dépendent des caractéristiques de l'élément correspondant, telles que la résistance du matériau, la section et le ferrailage.

Le comportement non linéaire des éléments est donc introduit par l'incorporation de rotules plastiques, également appelées "Plastic Hinge", aux niveaux des sections susceptibles de subir une plastification. Ces rotules peuvent être de différents types, tels que moment (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P), torsion (T), voire une combinaison de ces derniers, comme l'interaction effort normal-moment (PMM). Dans notre analyse, nous avons spécifié que les poteaux sont dotés de rotules de flexion (de type P-M2-M3), tandis que les poutres sont équipées de rotules de flexion (de type M3). Les propriétés de ces rotules plastiques, définies par défaut dans le logiciel utilisé, sont extraites du règlement américain FEMA356.

### III.18.1.3. Affectation du ferrailage aux éléments (poteaux-poutres)

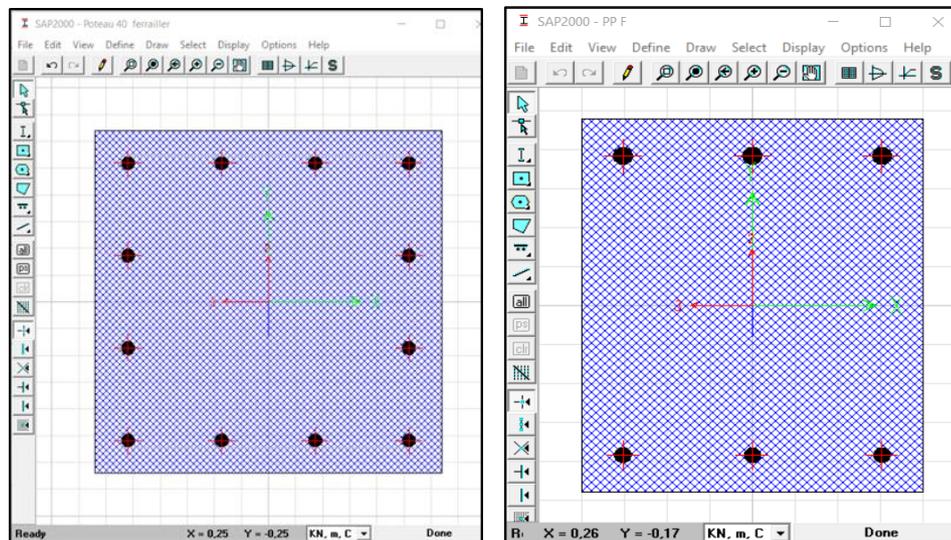
Les sections d'acier des éléments, à savoir les poteaux et les poutres, qui ont été identifiées par l'analyse linéaire, seront intégrées dans le modèle de calcul en remplacement des sections initialement définies par des sections ferrillées. Les étapes à suivre sont les suivantes :

- a. En commence par la définition des sections ferrillées



**Figure III.15 :** La boîte de dialogue SD (Section Designer)

- b. Après on utilise l’option de ‘‘Section Designer’’ pour dessiner le ferrailage de la section.



a) Poteau

b) Poutre

**Figure III.16 :** Le dessin de ferrailage des sections

Après avoir terminé la définition des éléments ferrailés on remplace les sections non ferrillées par des sections ferrillées.

### III.18.1.4. Introduction des rotules plastiques

L'étape de l'analyse Pushover consiste à définir les rotules plastiques de type «  $P-M2-M3$  » pour les poteaux et ( $M3$ ) pour les poutres.

#### a. Poteaux :

Pour les poteaux, nous introduisons des rotules de type "Default P-M2-M3" qui prennent en compte l'interaction entre l'effort normal et les moments fléchissant. Pour ce faire, les étapes suivantes sont suivies:

Select ⇒ Frame section ⇒ Poteaux ⇒ Assign ⇒ Frame ⇒ Hinges.

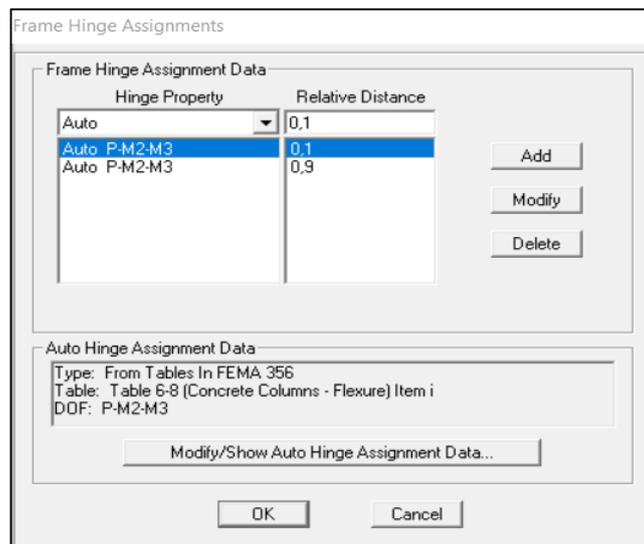


Figure III.17 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

Ensuite on définit les paramètres des rotules plastiques dans les poteaux.

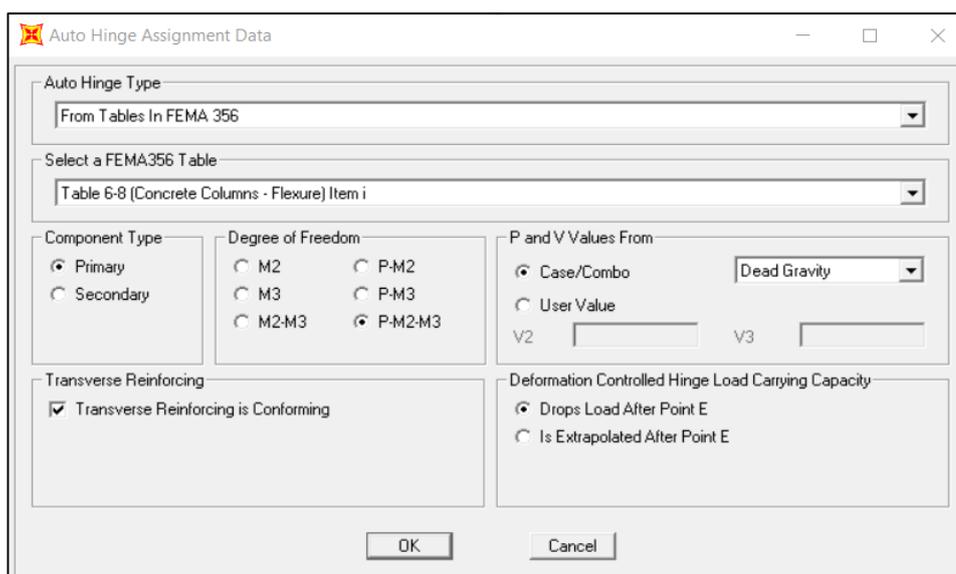


Figure III.18 : Paramètres des rotules plastiques des poteaux.



Figure III.19 : Les propriétés de la rotule plastique P-M2-M3.

**b. Poutres :**

Les rotules de flexion « M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Select ⇒ Frame section ⇒ Poutres ⇒ Assign ⇒ Frame ⇒ Hinges.

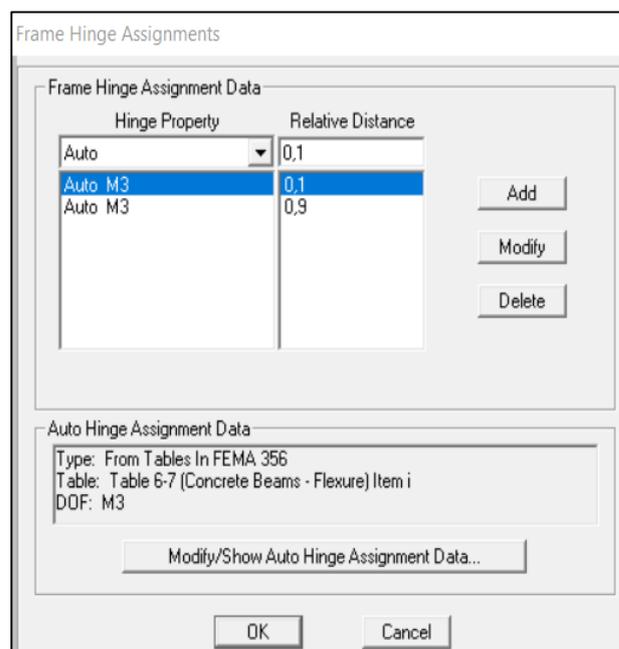


Figure III.20 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

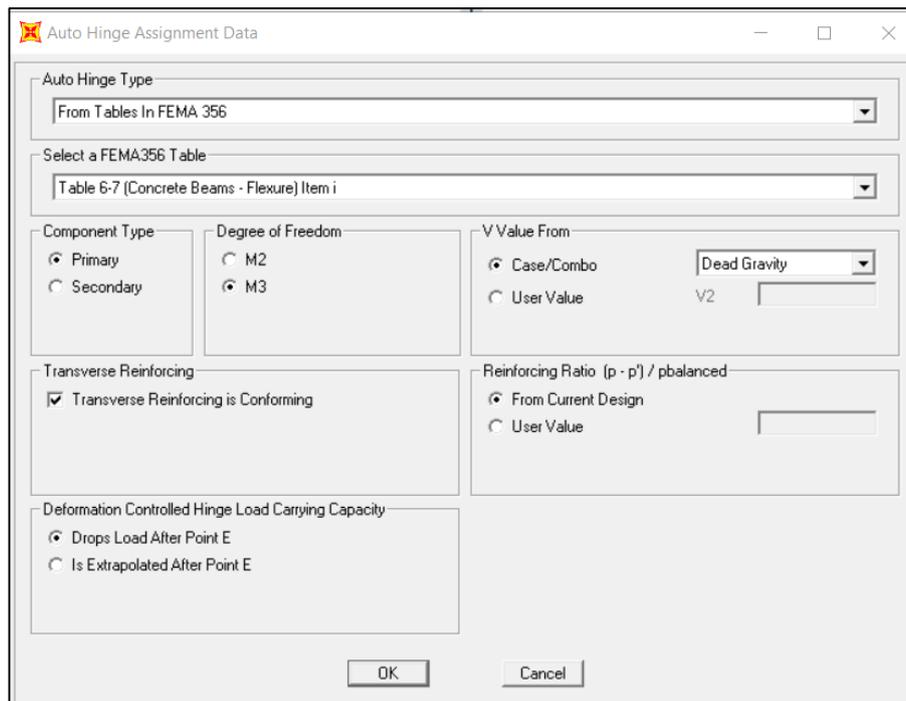


Figure III.21: Paramètres des rotules plastiques des poutres.

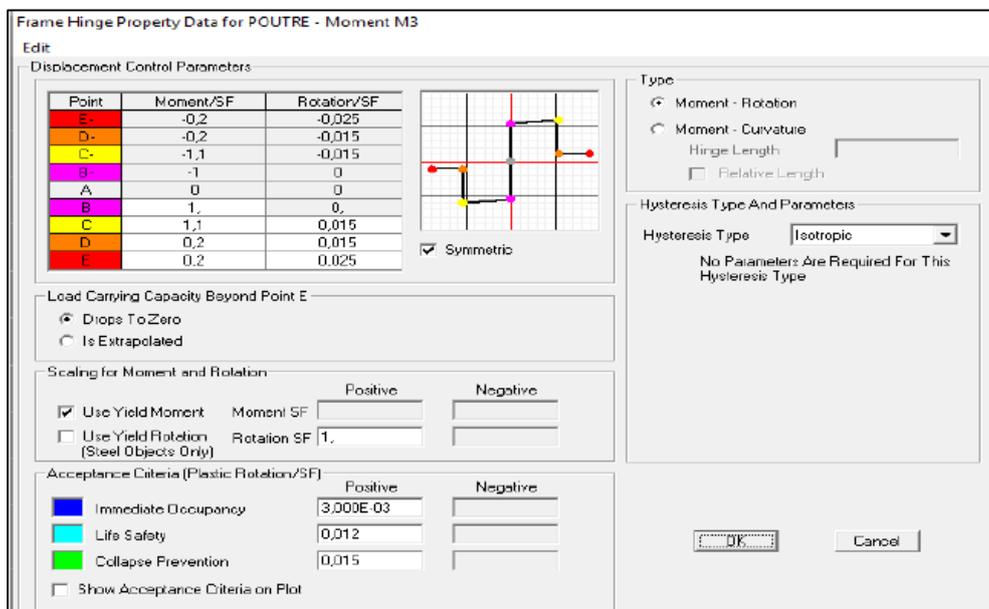


Figure III.22: Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion).

### III.18.1.5. Définition du chargement de l'analyse Pushover

La définition du chargement pour l'analyse Pushover se fait en adoptant une approche de "monitoring displacement". Cette méthode implique l'application progressive de forces latérales sur la hauteur de la structure jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un niveau défini comme le déplacement de contrôle, estimé à  $H/25$ , soit environ 4% de la hauteur totale de la structure ( $H$ ). Ce type d'analyse est privilégié lorsque les charges appliquées à la structure ne sont pas précisément connues, ou lorsque l'augmentation progressive des charges risque d'entraîner l'instabilité de la structure.

Le logiciel offre également la possibilité de mener des analyses en mode "force contrôlée". Cette option est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont bien définies et ne risquent pas de provoquer l'instabilité. Dans ce cas, l'analyse se concentre sur le contrôle des forces appliquées plutôt que sur le contrôle des déplacements.

#### III.18.1.5.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Cette étape implique la définition des charges gravitaires, qui regroupent l'ensemble des charges agissant sur la structure, telles que le poids propre, les surcharges, etc., dans le domaine non linéaire. Cette définition est effectuée en considérant la combinaison recommandée par le RPA 99 version 2003, à savoir  $G+0.2Q$ . Pour ce faire, dans le logiciel, nous accédons à l'option "Define load cases" pour ajouter un nouveau cas de charge.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Dead Gravity [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [ ]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

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

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.0
Load Pattern	G	1.0
Load Pattern	Q	0.2

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure III.23 : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Pushover.

### III.18.1.5.2. Définition de l'analyse sous charges horizontales

Une fois les charges gravitaires définies dans le domaine non linéaire, nous passons à l'analyse statique non linéaire sous l'effet de charges horizontales (analyse Pushover). Dans cette phase, nous appliquons deux types de charges horizontales : celles agissant selon l'axe x-x et celles agissant selon l'axe y-y.

Figure III.24 : Définition du chargement de l'analyse Pushover (Sens x-x).

Figure III.25 : Définition de la magnitude du déplacement du point de contrôle et nombre des steps (Sens x-x)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: push Y [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [Dead Gravity]
 

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
 

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	-1.
Accel	UY	-1.

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters:
 

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:
 

- Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
- Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure III.26 : Définition du chargement de l'analyse Pushover (Sens y-y).

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 

- Full Load
- Displacement Control

Control Displacement:
 

- Use Conjugate Displacement
- Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.5168

Monitored Displacement:
 

- DOF [U2] at Joint [197]
- Generalized Displacement

[OK] [Cancel]

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:
 

- Final State Only
- Multiple States

For Each Stage:
 

- Minimum Number of Saved States: 10
- Maximum Number of Saved States: 100

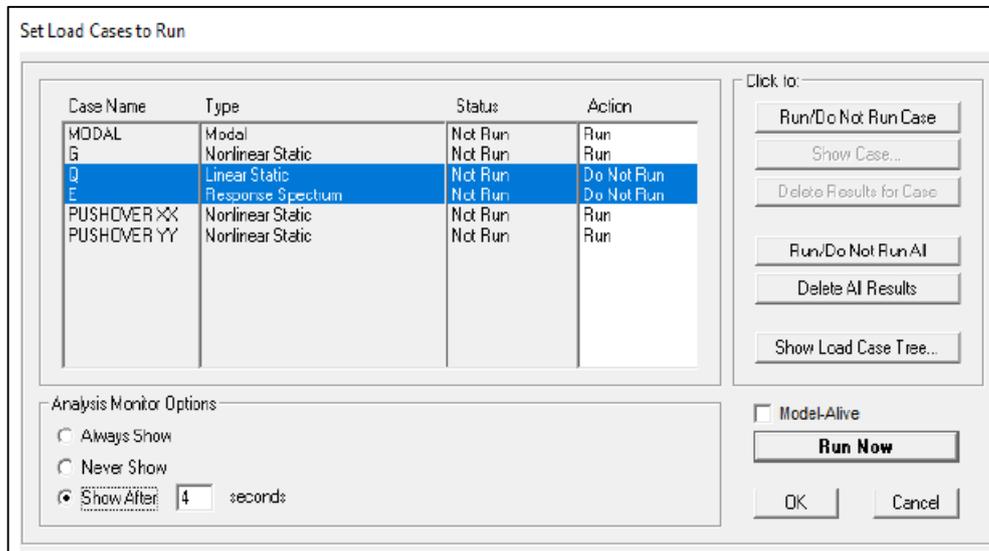
Save positive Displacement Increments Only

[OK] [Cancel]

Figure III.27 : Définition de la magnitude du déplacement du point de contrôle et nombre des steps (Sens y-y)

### III.18.2. Lancement de l'analyse

On clique sur analyse  $\Rightarrow$  run analyses, une boîte de dialogue apparaît (figure III.16).



**Figure III.28 :** Définir les cas de charge à exécuter.

➤ Pour visualiser la courbe de capacité :

Display  $\Rightarrow$  Show Static Pushover Curve.

### III.19. Conclusion

Ce chapitre nous a introduits à l'analyse statique non linéaire en poussée progressive, mettant en évidence l'importance cruciale de la méthode Pushover dans l'évaluation du comportement des structures en situation sismique. Nous avons exploré en détail les bases théoriques de cette méthode, ainsi que ses différentes étapes d'application, en soulignant l'importance de la modélisation précise des structures et de la définition adéquate des charges latérales. En outre, nous avons examiné comment intégrer les lois de comportement des matériaux et les rotules plastiques, dans cette analyse. En utilisant l'analyse Pushover comme outil principal, nous avons pu approfondir notre compréhension du comportement réel des structures au-delà du domaine élastique linéaire. Les résultats obtenus de cette méthode seront présentés et interprétés dans le chapitre suivant, constituant une base solide pour le calcul du coefficient de comportement.

## **CHAPITRE IV**

### **Présentation et discussion des résultats de l'étude**

### IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons et discutons les résultats des analyses Pushover effectuées sur les différentes structures étudiées, présentées et dimensionnées au chapitre II. Les résultats de l'étude sont présentés comme suit :

- Tout d'abord, nous présentons les résultats des analyses Pushover relatifs aux paramètres suivants :
  - La ductilité globale,  $\mu_{\Delta}$ , des structures étudiées, utilisée pour le calcul du facteur de ductilité,  $R_{\mu}$ , selon la méthode basée sur la théorie du facteur de ductilité, c'est-à-dire la méthode de Newmark et Hall citée au paragraphe I.8.2.1.1 du chapitre I ;
  - Le facteur de sur-résistance,  $\Omega$ , des différentes structures étudiées, calculé selon l'équation I.40 citée au paragraphe I.8.3 du chapitre I ;
  - Le coefficient de comportement,  $R$ , des structures étudiées, qui est le produit des deux facteurs précités, c'est-à-dire le facteur de ductilité,  $R_{\mu}$ , et le facteur de sur-résistance,  $\Omega$ , selon l'équation I.39 du chapitre I.

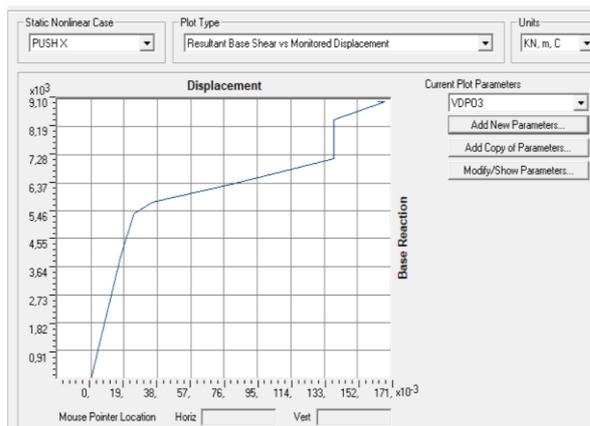
Les paramètres de ductilité globale et le facteur de sur-résistance mentionnés ci-dessus sont extraits des courbes de capacité obtenues à partir des analyses Pushover, présentées aux paragraphes IV.2.1.

### IV.2. Résultats des analyses Pushover

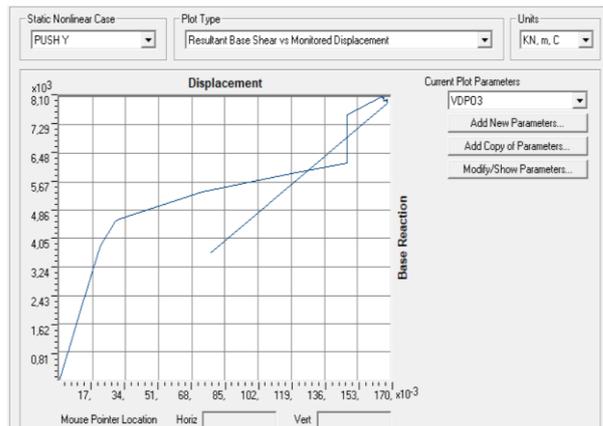
Nous commençons par présenter les courbes de capacité des structures étudiées, obtenues par les analyses Pushover, qui montrent chacune l'effort tranchant à la base de la structure en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, nous présentons et analysons leurs mécanismes de ruine, en nous basant sur les critères de ruine définis au paragraphe III.14 du chapitre III. Enfin, nous procédons à une analyse comparative des résultats obtenus.

#### IV.2.1. Courbes de capacité des structures étudiées

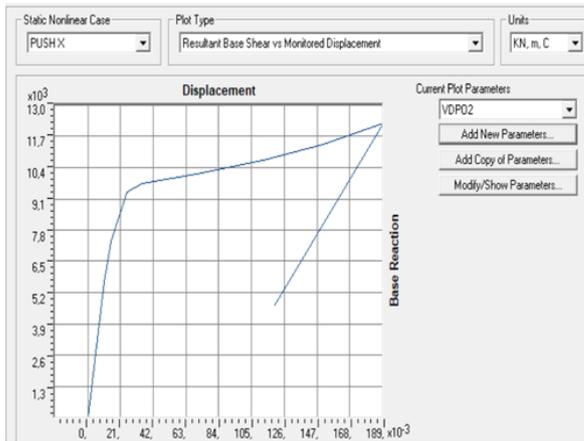
Les figures suivantes illustrent les courbes de capacité pour chaque structure analysée dans cette étude.



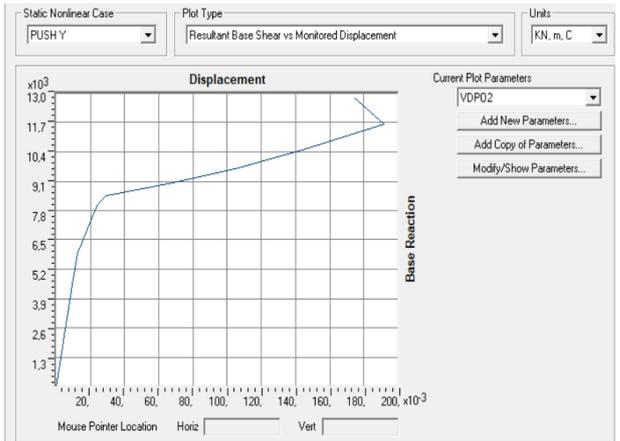
**Figure IV.1 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$  sens (x-x).



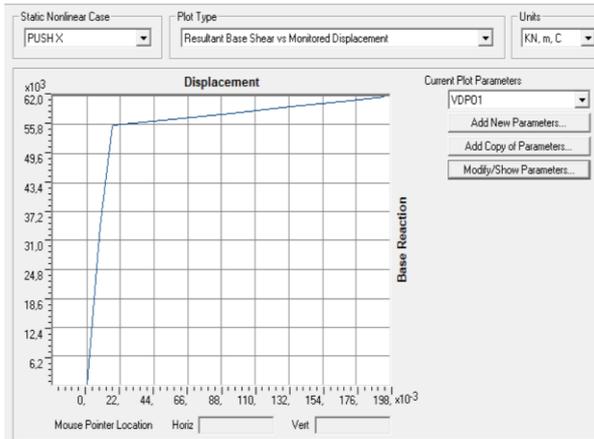
**Figure IV.2 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$  sens (y-y).



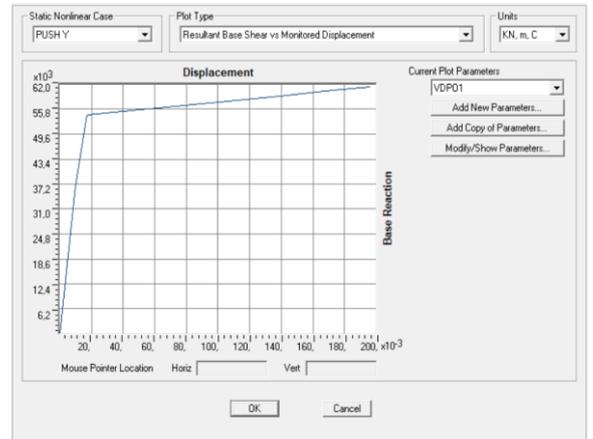
**Figure IV.3 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x).



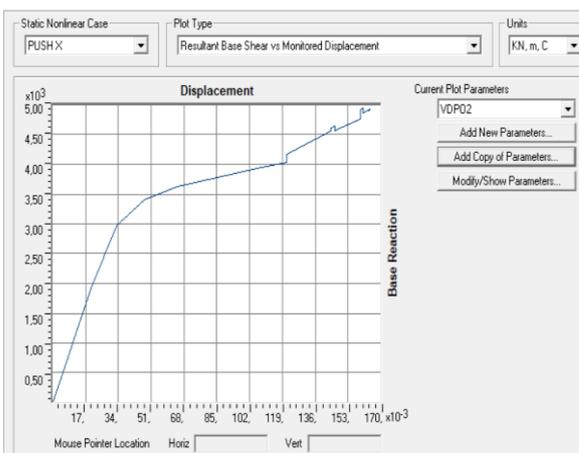
**Figure IV.4 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y).



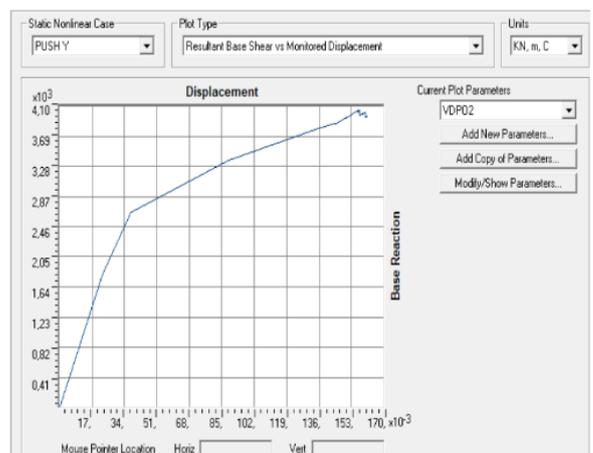
**Figure IV.5 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x).



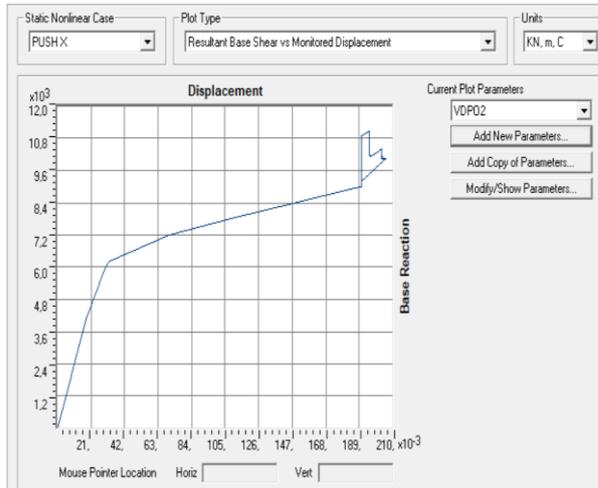
**Figure IV.6 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y).



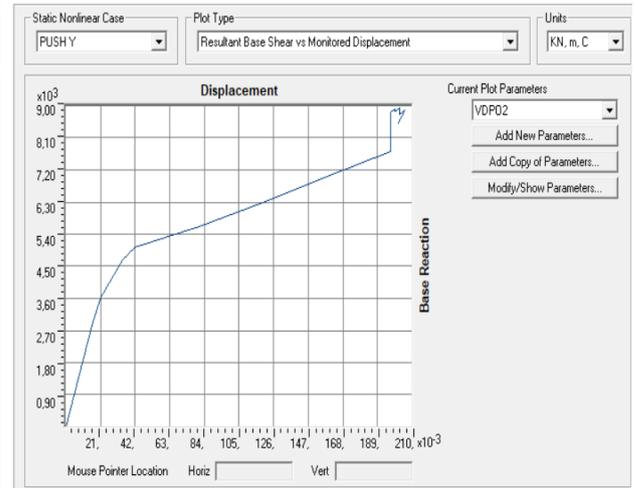
**Figure IV.7 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$  sens (x-x).



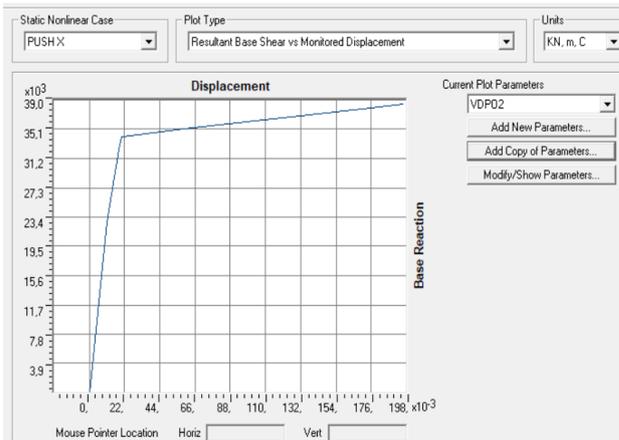
**Figure IV.8 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$  sens (y-y).



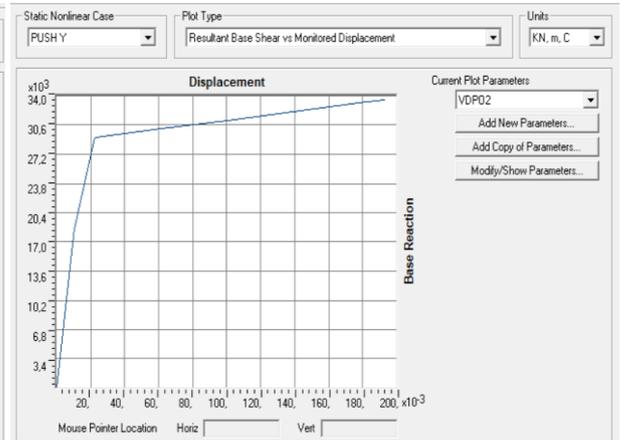
**Figure IV.9 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x).



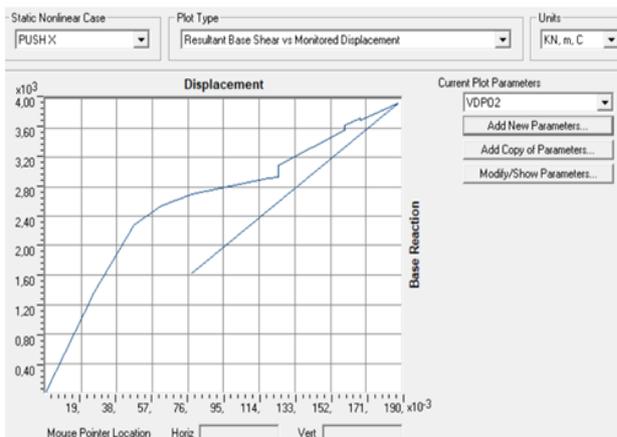
**Figure IV.10 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y).



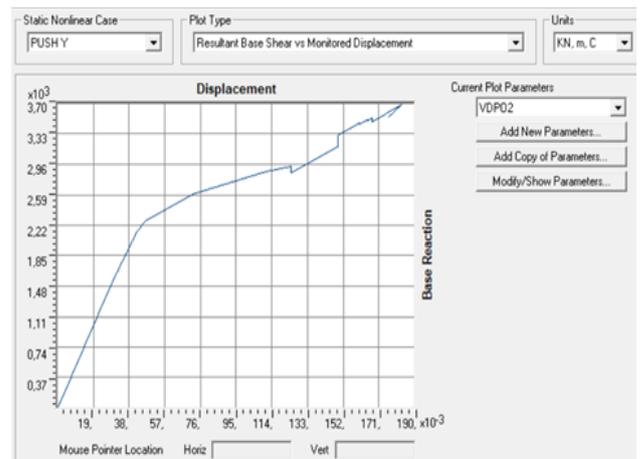
**Figure IV.11 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x).



**Figure IV.12 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y).



**Figure IV.13 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$  sens (x-x).



**Figure IV.14 :** Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$  sens (y-y).

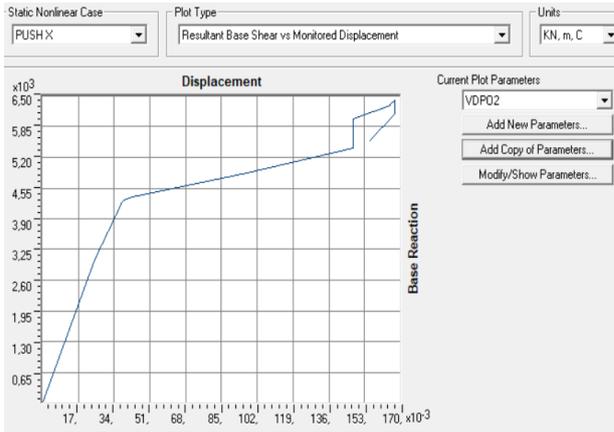


Figure IV.15 : Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x).

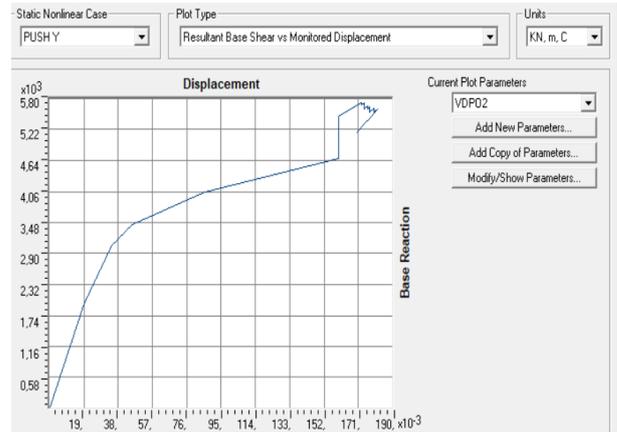


Figure IV.16 : Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y).

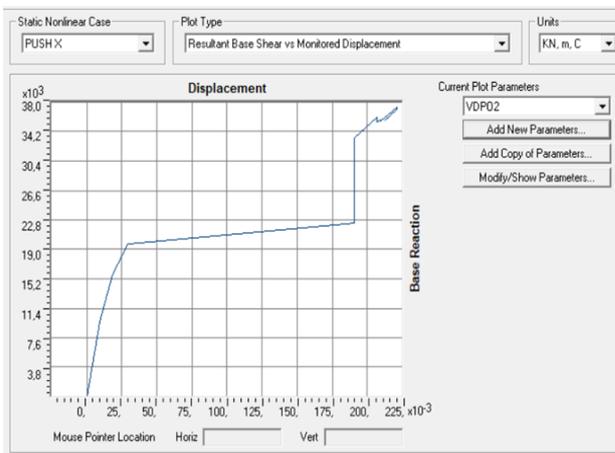


Figure IV.17 : Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x).

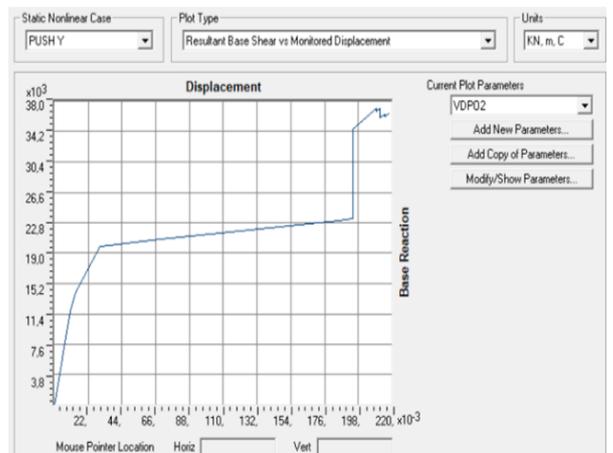


Figure IV.18 : Courbe de capacité  $SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y).

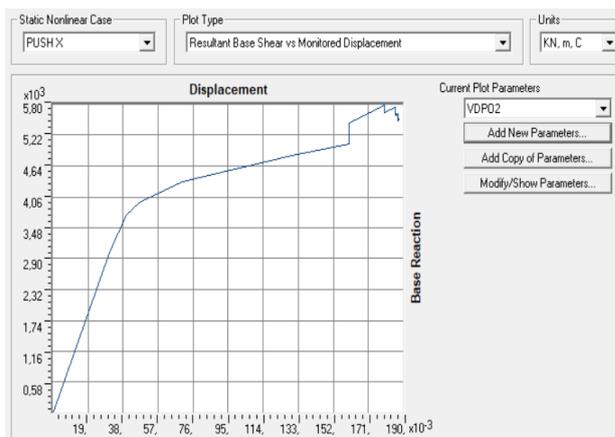


Figure IV.19 : Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$  sens (x-x).

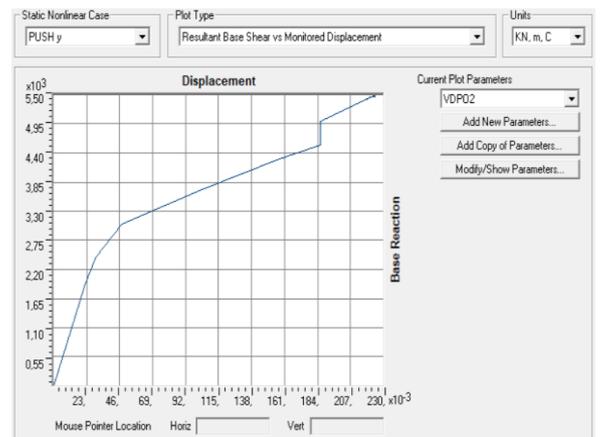
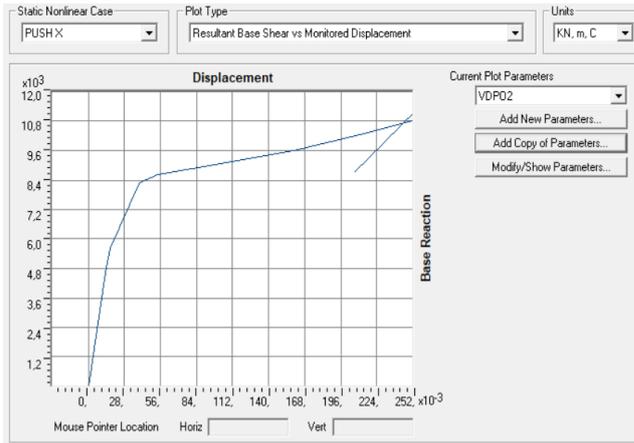
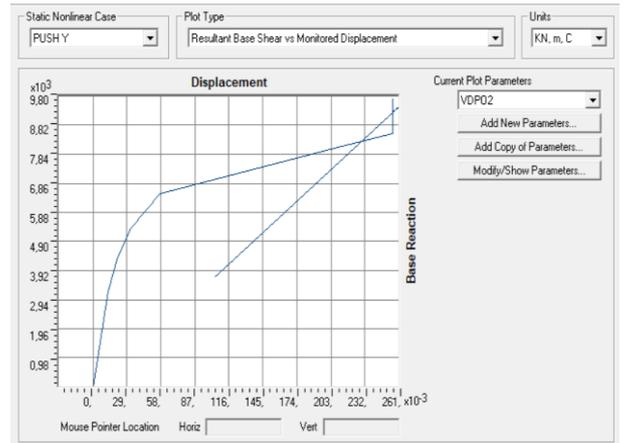


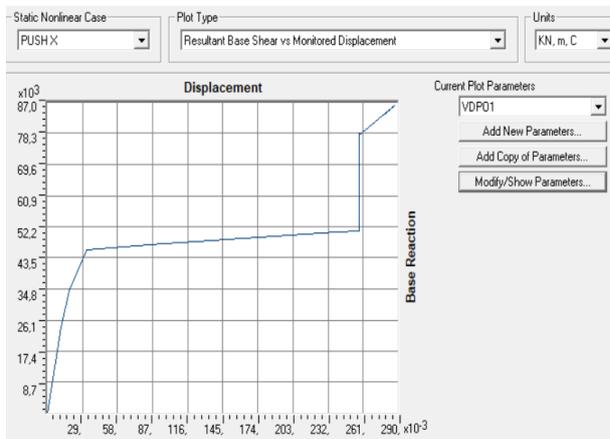
Figure IV.20 : Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$  sens (y-y).



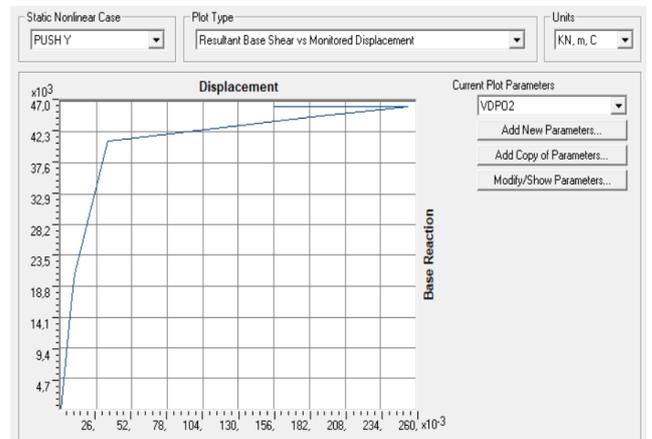
**Figure IV.21:** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x).



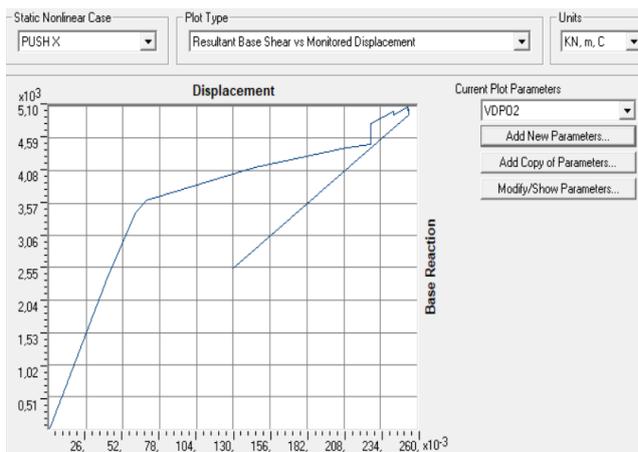
**Figure IV.22 :** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y).



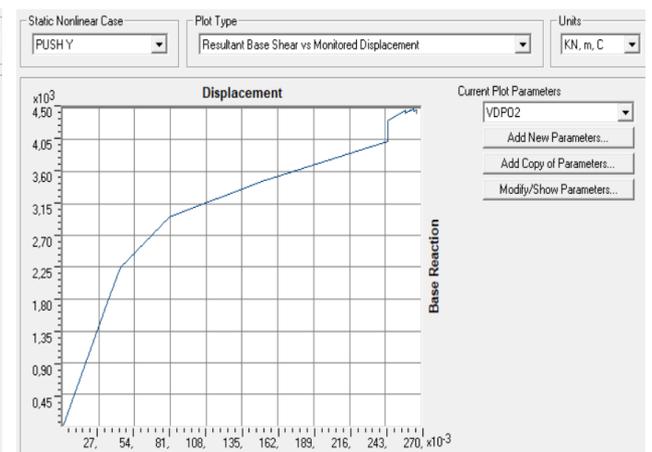
**Figure IV.23 :** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x).



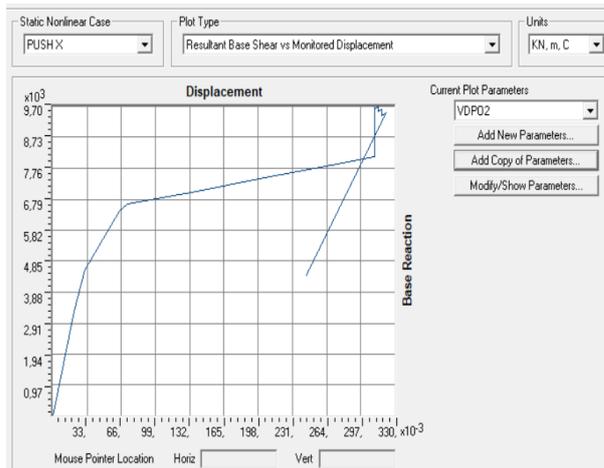
**Figure IV.24:** Courbe de capacité  $SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y).



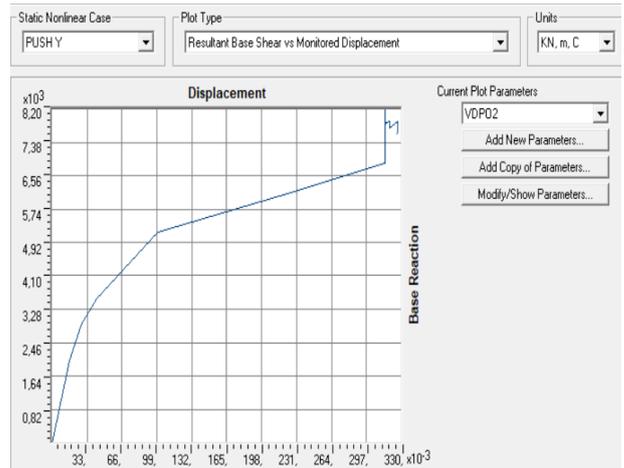
**Figure IV.25 :** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$  sens (x-x).



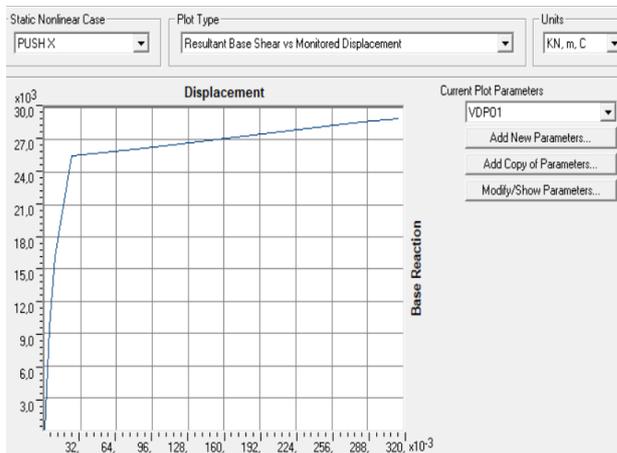
**Figure IV.26:** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$  sens (y-y).



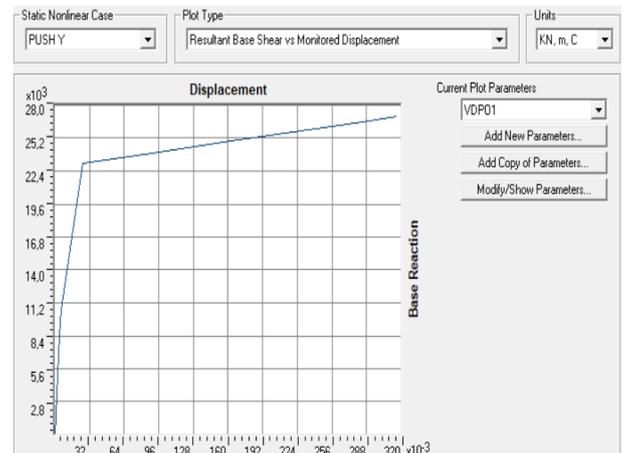
**Figure IV.27 :** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$  sens (x-x).



**Figure IV.28 :** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$  sens (y-y).



**Figure IV.29 :** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$  sens (x-x).

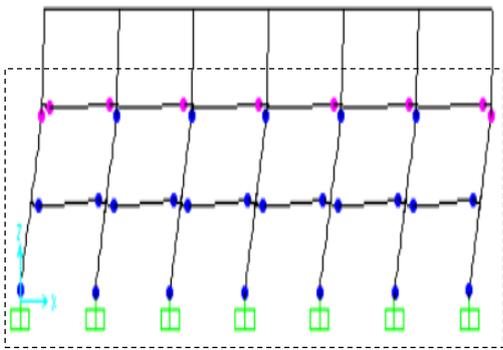
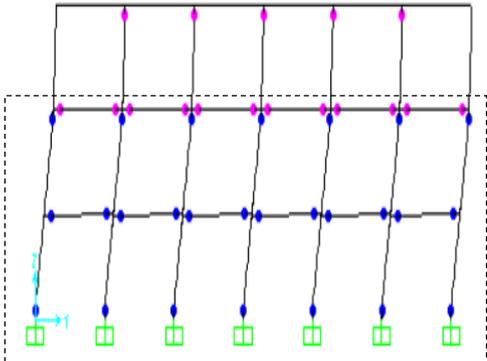
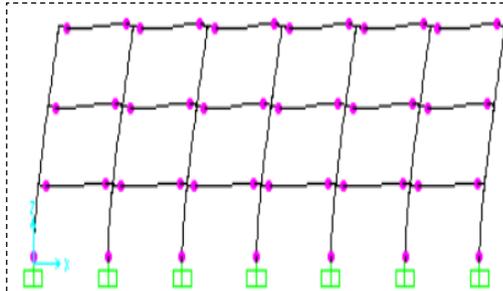
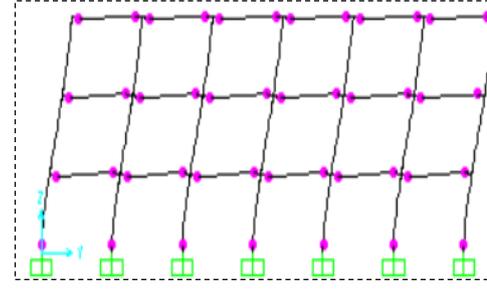
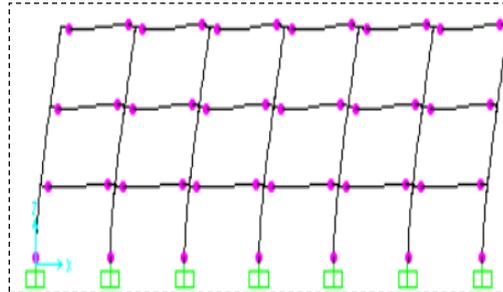
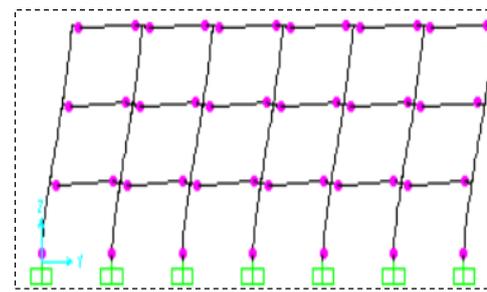


**Figure IV.30 :** Courbe de capacité  $SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$  sens (y-y).

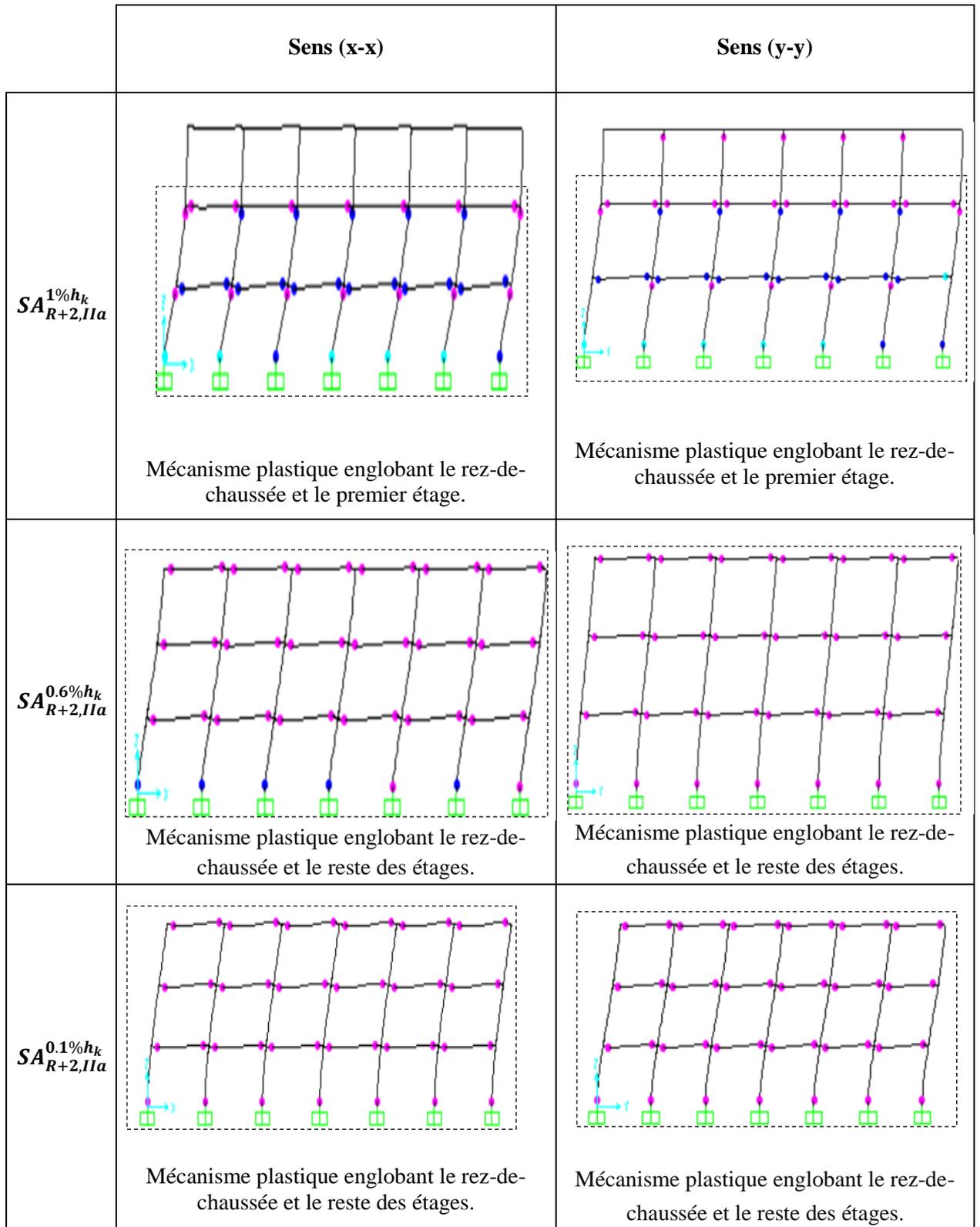
### IV.2.2. Mécanismes de ruine

Dans cette section, nous présenterons les mécanismes de ruine des structures étudiées, basés sur le critère de ruine globale défini au paragraphe III.14 du chapitre III, et illustrerons la distribution des rotules plastiques correspondant à ces mécanismes.

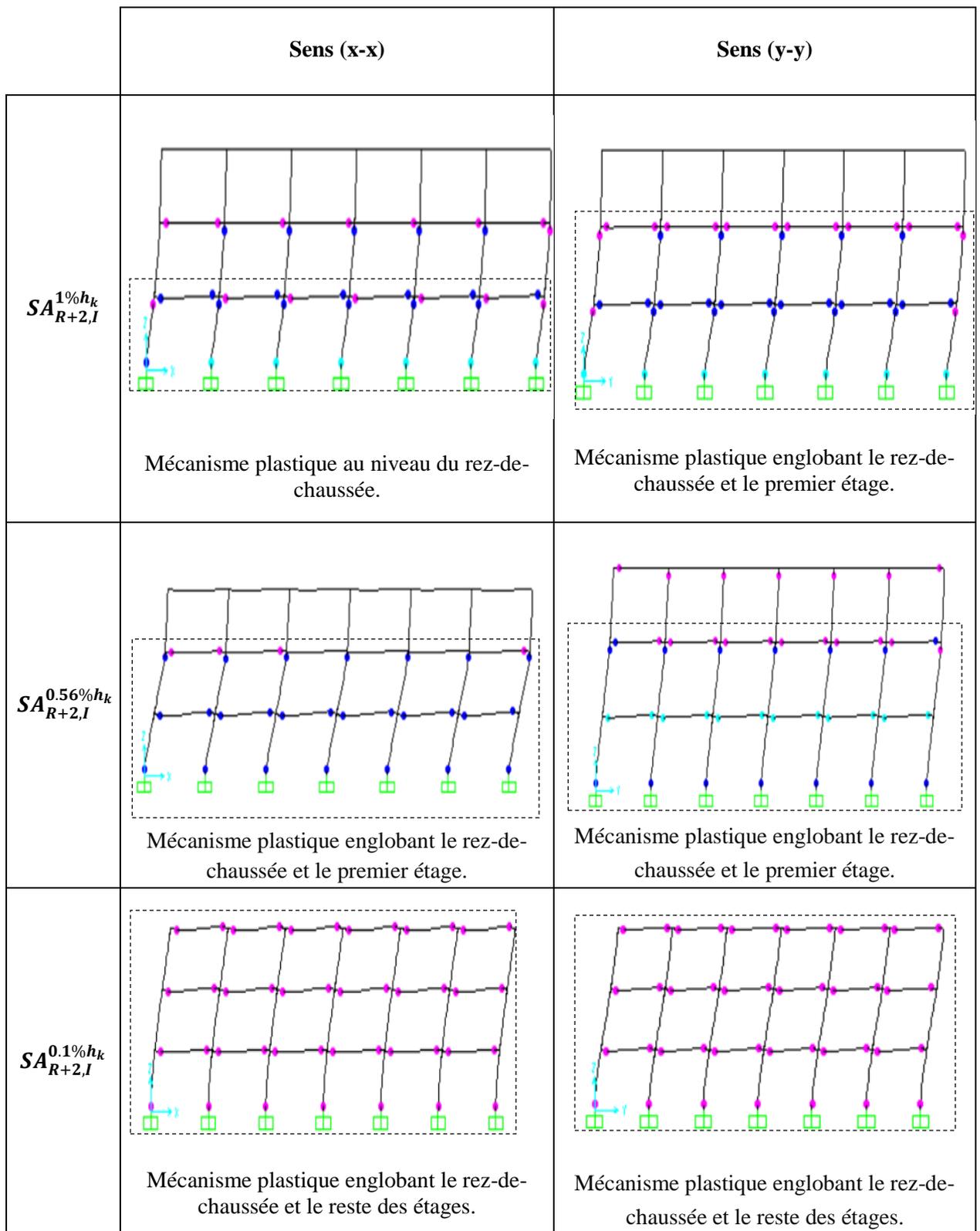
Une fois que le critère de ruine définissant l'état limite ultime des structures étudiées est observé, nous exposons dans la section IV.3 les valeurs évaluées de la ductilité globale,  $\mu_{\Delta}$ , qui est utilisée pour le calcul du facteur de ductilité,  $R_{\mu}$ , du facteur de sur-résistance,  $\Omega$ , et du coefficient de comportement,  $R$ , respectivement.

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	 <p>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le premier étage.</p>	 <p>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le premier étage.</p>
$SA_{R+2,III}^{0.6\%h_k}$	 <p>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le reste des étages.</p>	 <p>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le reste des étages.</p>
$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	 <p>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le reste des étages.</p>	 <p>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le reste des étages.</p>

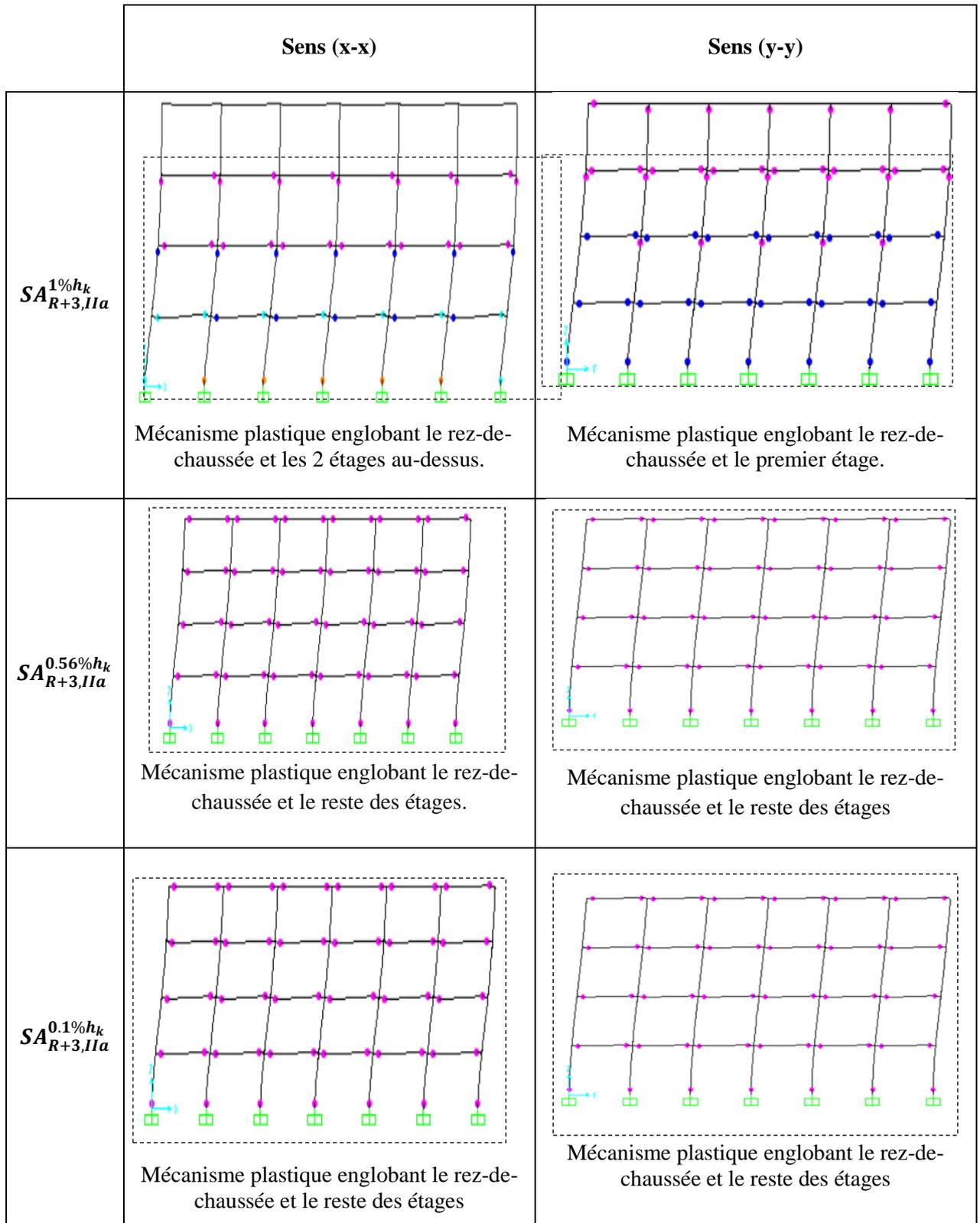
**Figure IV.31** : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des Structures  $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$ .



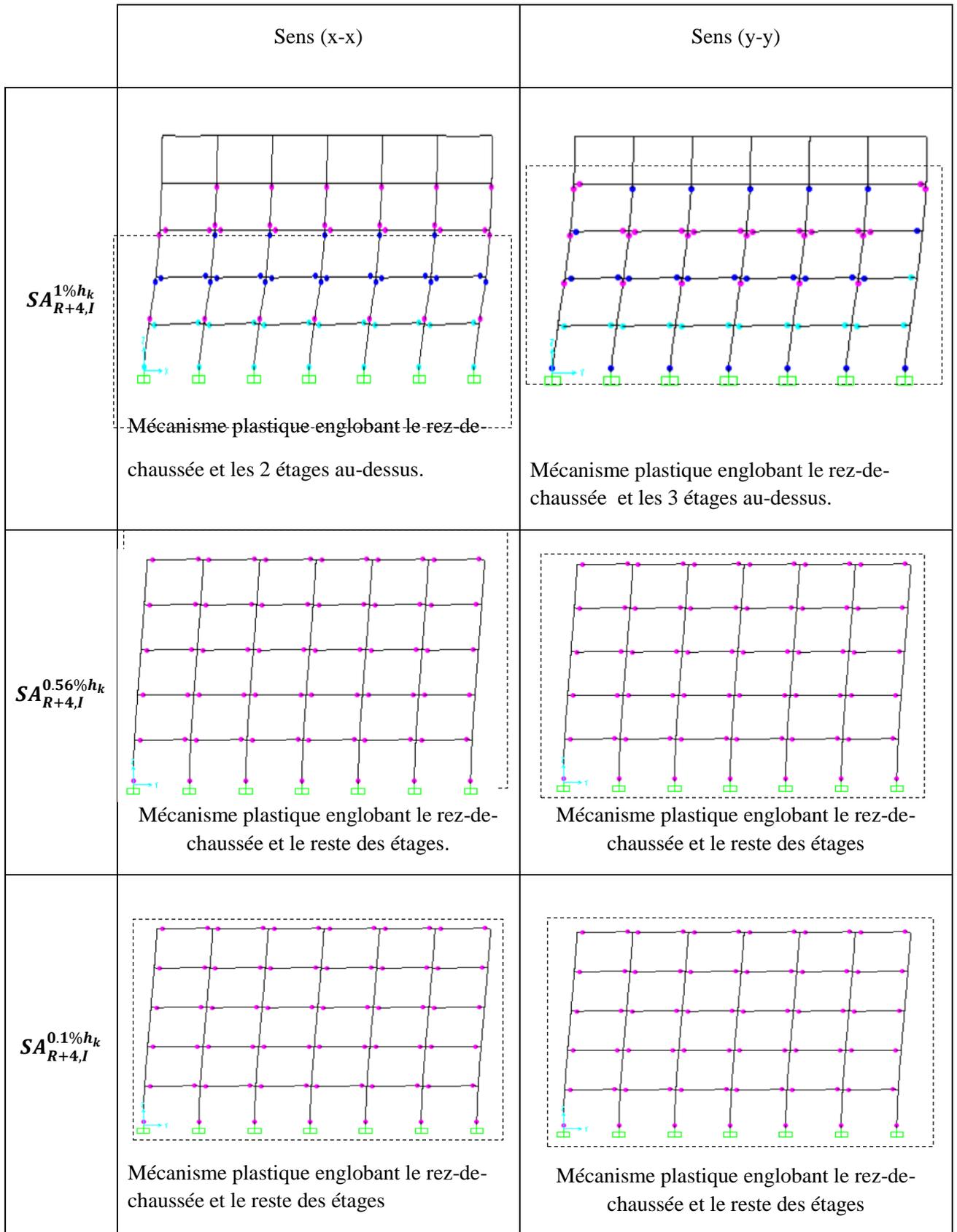
**Figure IV.32 :** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des Structures  $SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$ .



**Figure IV.33 :** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des Structures  $SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$ .



**Figure IV.34 :** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des Structures  $SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$ .



**Figure IV.35 :** Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des Structures  $SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$ ,  $SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$  et  $SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$ .

### IV.3. Détermination du coefficient de comportement, R

Le coefficient de comportement (R) des structures étudiées est évalué en prenant en compte leurs états limites ultimes, qui correspondent à leurs états de ruine respectifs. Ce coefficient est déterminé en multipliant le facteur de ductilité ( $R_{\mu}$ ) par le facteur de sur-résistance ( $\Omega$ ).

Le facteur de ductilité ( $R_{\mu}$ ) est calculé selon la méthode de Newmark et Hall, référencée au paragraphe I.8.2.1.1 du chapitre I. Sa valeur dépend de la période fondamentale des structures présentées dans le tableau II.11 du chapitre II, et de la ductilité globale ( $\mu_{\Delta}$ ) comme décrit par l'équation 1.21, présentée au paragraphe I.6.2 du chapitre I. Les résultats de la ductilité et du facteur de ductilité sont synthétisés dans le tableau IV.1.

Ensuite, les résultats du calcul du facteur de sur-résistance ( $\Omega$ ) sont présentés dans le tableau IV.2, déterminés conformément à l'équation I.40, spécifiée au paragraphe I.8.3 du chapitre I.

Enfin, en combinant les valeurs obtenues pour  $R_{\mu}$  et  $\Omega$ , nous déterminons le coefficient de comportement (R) selon l'équation I.39 du chapitre I, et ce résultat est exposé dans le tableau IV.3.

Chaque catégorie regroupe des structures avec un nombre d'étages identique, situées dans la même zone sismique, mais présentant des variations significatives de déplacement inter-étages, à savoir  $SA^{1\%h_k}$ ,  $SA^{0.56\%h_k}$ ,  $SA^{0.1\%h_k}$ .

**Tableau IV.1:** Facteur de ductilité,  $R_{\mu}$ , des structures étudiées.

	Structures	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
		$\Delta_u$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\mu_{\Delta}$	$R_{\mu}$	$\Delta_u$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\mu_{\Delta}$	$R_{\mu}$
Catégorie 1	$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	9.55	2.16	4.42	4.42	14.39	2.78	5.18	5.18
	$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	3.50	1.63	2.15	1.82	2.88	1.54	1.87	1.66
	$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	1.70	0.90	1.89	1.00	1.70	0.97	1.75	1.00
Catégorie 2	$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	10.6	3.14	3.37	3.37	13.4	3.5	3.83	3.83
	$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$	6.79	2.69	2.59	2.59	4.20	2.53	1.66	1.66
	$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	1.56	1.04	1.5	1.41	1.71	1.04	1.64	1.51
Catégorie 3	$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	11.90	4.04	2.94	2.94	12.43	4.04	3.07	3.07
	$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	9.70	3.45	2.81	2.81	8.34	3.89	2.14	2.14
	$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	29.46	11.70	2.52	2.00	23.77	11.80	2.01	1.74

Catégorie 4	$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	13.00	3.70	3.51	3.51	15.80	3.35	4.71	4.71
	$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	5.37	2.23	2.40	2.40	5.74	2.42	2.37	2.37
	$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	2.10	1.38	1.52	1.43	2.36	1.08	2.21	1.85
Catégorie 5	$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	21	6.21	3.38	3.38	21.8	5.15	4.23	4.23
	$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	8.85	4.00	2.21	2.21	15.88	5.71	2.78	2.78
	$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	2.42	1.27	1.90	1.67	2.58	1.6	1.61	1.49

Tableau IV.2: Facteur de sur-résistance,  $\Omega$ , des structures étudiées.

	Structures	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
		$V_{apparent}$ (kN)	$V_{Design}$ (kN)	$\Omega$	$V_{apparent}$ (kN)	$V_{Design}$ (kN)	$\Omega$
Catégorie 1	$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	6318,075	2954,157	2.14	6847.413	3992,531	1.72
	$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	9726.622	5651.538	1.72	8443.292	4747.511	1.78
	$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	55694.646	35166.077	1.58	54379.973	36820.158	1.47
Catégorie 2	$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	3930.049	1919.827	2.05	3783.626	1808.180	2.09
	$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$	7211.246	4083.677	1.77	5024.367	2930.076	1.71
	$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	27618.545	19605.26	1.40	24426.757	15951.229	1.53
Catégorie 3	$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	2910.490	1376.191	2.11	2928.945	1528.933	1.91
	$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	4859.827	3026.534	1.60	4581.829	2642.303	1.73
	$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	19658.677	9621.031	2.04	19834.357	11671.329	1.70
Catégorie 4	$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	4845.161	3043.433	1.6	4287.037	1877.727	2.28
	$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	8627.199	4642.173	1.86	6494.876	3228.014	2.01
	$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	36581.451	24291.426	1.51	31999.499	17284.764	1.85
Catégorie 5	$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	4437.361	2470.522	1.80	3877.065	1756.436	2.2
	$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	7048.947	3275.217	2.15	8154.746	4748.353	1.71
	$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	25480.88	16209.852	1.57	23025.663	8462.614	1.57

**Tableau IV.3:** Coefficient de comportement, R, des structures étudiées.

	Structures	Sens (x-x)					Sens (y-y)				
		R $\mu$	$\Omega$	R	R <sub>RPA</sub>	Différenc e	R $\mu$	$\Omega$	R	R <sub>RPA</sub>	Différence
Catégorie 1	SA <sub>R+2,III</sub> <sup>1%h<sub>k</sub></sup>	4.42	2,14	9.45	5	89%	5.18	1.72	8.88	5	77.6%
	SA <sub>R+2,III</sub> <sup>0.56%h<sub>k</sub></sup>	1.82	1.72	3.13	5	-37.4%	1.66	1.78	2.95	5	-41%
	SA <sub>R+2,III</sub> <sup>0.1%h<sub>k</sub></sup>	1.00	1.58	1.58	5	-68.4%	1.00	1.47	1.47	5	-70.6%
Catégorie 2	SA <sub>R+2,IIa</sub> <sup>1%h<sub>k</sub></sup>	3.37	2.05	6.90	5	38%	3.83	2.09	8.00	5	60%
	SA <sub>R+2,IIa</sub> <sup>0.56%h<sub>k</sub></sup>	2.59	1.77	4.5	5	-10%	1.66	1.71	2.83	5	-43.4%
	SA <sub>R+2,IIa</sub> <sup>0.1%h<sub>k</sub></sup>	1.41	1.40	1.97	5	-60%	1.51	1.53	2.31	5	-53.8%
Catégorie 3	SA <sub>R+2,I</sub> <sup>1%h<sub>k</sub></sup>	2.94	2.11	6.20	5	24%%	3.07	1.91	5.86	5	17.2%
	SA <sub>R+2,I</sub> <sup>0.56%h<sub>k</sub></sup>	2.81	1.60	4.49	5	-10.2%	2.14	1.73	3.70	5	-26%
	SA <sub>R+2,I</sub> <sup>0.1%h<sub>k</sub></sup>	2.00	2.04	4.08	5	-18.4%	1.74	1.70	2.96	5	-40.8%
Catégorie 4	SA <sub>R+3,IIa</sub> <sup>1%h<sub>k</sub></sup>	3.51	1.6	5.62	5	12.4%	4.71	2.28	10.73	5	114.6%
	SA <sub>R+3,IIa</sub> <sup>0.56%h<sub>k</sub></sup>	2.40	1.86	4.46	5	-10.8%	2.37	2.01	4.76	5	-4.80%
	SA <sub>R+3,IIa</sub> <sup>0.1%h<sub>k</sub></sup>	1.43	1.51	2.16	5	-56.8%	1.85	1.85	3.42	5	-31.6%
Catégorie 5	SA <sub>R+4,I</sub> <sup>1%h<sub>k</sub></sup>	3.38	1.80	6.04	5	20.8%	4.23	2.2	9.30	5	86%
	SA <sub>R+4,I</sub> <sup>0.56%h<sub>k</sub></sup>	2.21	2.15	4.75	5	-5%	2.78	1.71	4.75	5	-5%
	SA <sub>R+4,I</sub> <sup>0.1%h<sub>k</sub></sup>	1.67	1.57	2.62	5	-47.6%	1.49	1.57	2.33	5	-53.4%

#### IV.4. Analyse des résultats obtenus des structures étudiées

##### IV.4.1. Classification de la ductilité de déplacement selon FEMA 306 pour chaque structure

La classification de la ductilité des structures étudiées selon le règlement américain FEMA 306 [51], comme évoqué dans le chapitre 1 à la section I.6.9, répartit les structures dans chaque catégorie de ductilité comme suit :

- Ductilité Faible ( $\mu_{\Delta} < 2$ ) : Les structures ayant une ductilité de déplacement inférieure à 2.

- Ductilité Modérée ( $2 \leq \mu_{\Delta} \leq 5$ ) : Les structures ayant une ductilité de déplacement comprise entre 2 et 5.
- Ductilité Élevée ( $\mu_{\Delta} > 5$ ) : Les structures ayant une ductilité de déplacement supérieure à 5.

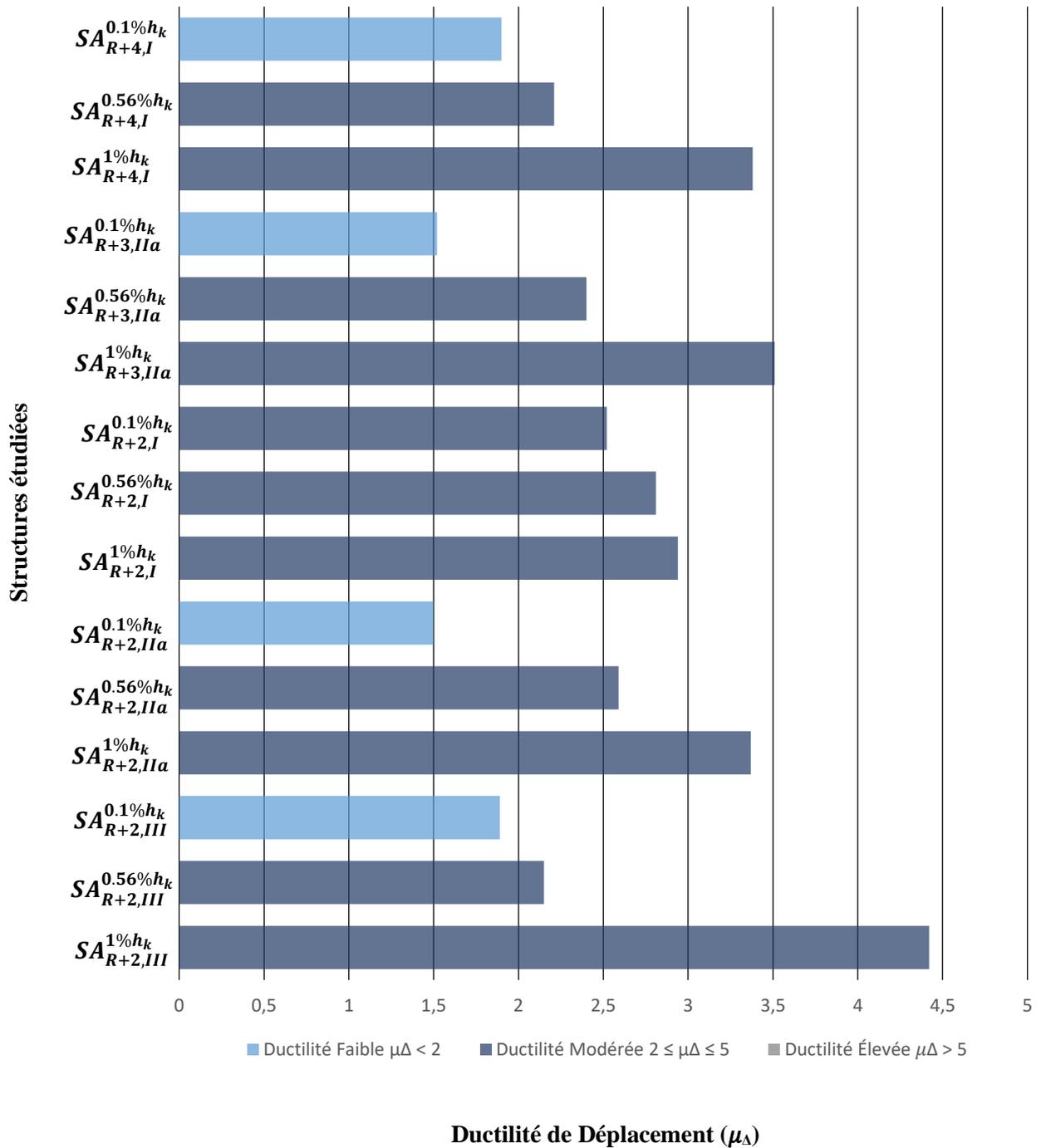
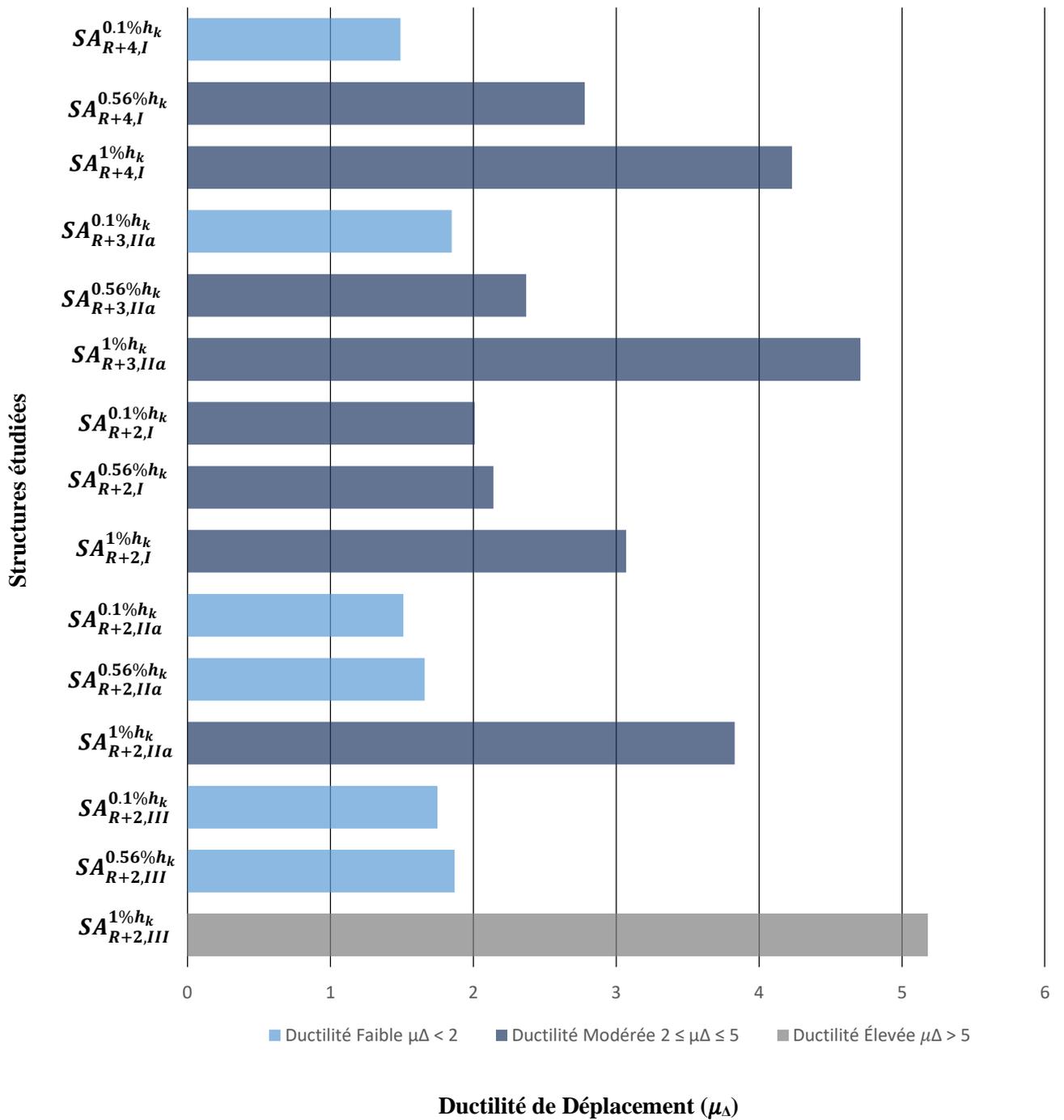


Figure IV.37 : Classification de la ductilité de déplacement des structures étudiées selon FEMA 306 selon la direction x-x.



**Figure IV.38** : Classification de la ductilité de déplacement des structures étudiées selon FEMA 306 selon la direction y-y.

D'après les données représentées dans la figure IV.37 et IV.38, le classement des structures selon leur ductilité se présente comme suit :

- Les structures  $SA^{1\%h_k}$ , dont le déplacement maximal inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, sont principalement classées dans la catégorie de ductilité élevée pour  $SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$  suivant la direction y-y, tandis que les autres appartiennent à la catégorie de ductilité modérée qui tend vers une ductilité élevée.
- Les structures  $SA^{0.56\%h_k}$ , dont le déplacement maximal inter-étages est inférieur ou égal à 0,56% de la hauteur de l'étage, se situent majoritairement dans la catégorie de ductilité modérée, mais leur ductilité tend vers la catégorie de ductilité faible. Certaines de ces structures sont directement classées dans la catégorie de ductilité faible.
- Les structures  $SA^{0.1\%h_k}$ , dont le déplacement maximal inter-étages est inférieur ou égal à 0,1% de la hauteur de l'étage, sont principalement classées dans la catégorie de ductilité faible. Cependant, certaines présentent une ductilité modérée, bien que cette dernière tende également vers une ductilité faible.

On observe que la ductilité des structures étudiées diminue à mesure que les déplacements inter-étages diminuent. Une réduction significative de la ductilité est observée entre les structures  $SA^{1\%h_k}$ ,  $SA^{0.56\%h_k}$ ,  $SA^{0.1\%h_k}$  ayant le même nombre d'étages et situées dans la même zone sismique (même catégorie).

Pour les structures R+2 de la catégorie  $SA^{1\%h_k}$  situées dans différentes zones sismiques (III, IIa, I), on observe que leur ductilité est plus élevée en zone III et diminue progressivement avec la réduction de l'intensité sismique. Plus précisément, les structures en zone III présentent une ductilité supérieure à celles en zone IIa, tandis que celles en zone IIa ont une ductilité supérieure à celles en zone I. Cela indique que les structures situées dans des zones sismiques plus sévères (zone III) ont une capacité de déformation plus grande comparativement à celles situées dans des zones sismiques moins sévères (zones IIa et I).

#### IV.4.2. Influence de la rigidité sur la ductilité des structures en fonction des déplacements inter-étages

Dans cette section, nous évaluons quantitativement l'influence de la rigidité sur la ductilité des structures autostables en béton armé. Cette analyse compare les diverses structures en mesurant les variations de la rigidité élastique initiale «  $k_e$  » et de la ductilité par rapport à une structure de référence. La structure de référence, désignée  $SA^{1\%h_k}$ , est celle dont le déplacement maximal inter-étages est inférieur à 1% de  $h_k$ . La rigidité élastique initiale des structures est déterminée à partir des résultats de l'analyse Pushover de la courbe idéalisée (Fema 356) obtenue via SAP2000. Les résultats de ces variations sont présentés dans le tableau IV.4 et IV.5.

**Tableau IV.4 :** Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens x-x.

	Structures	Rigidité initiale $K_e$ (kN/m)	Variation de la Rigidité initiale (%)	Ductilité	Variation de la Ductilité (%)
Catégorie 1	$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	233124,29	-	4,42	-
	$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	534917,80	56,42	2,15	51,36
	$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	3901069,00	94,02	1,89	57,24
Catégorie 2	$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	96660,62	-	3,37	-
	$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$	227685,17	57,55	2,59	23,15
	$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	2074413,50	95,34	1,50	55,49
Catégorie 3	$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	52396,86	-	2,94	-
	$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	122463,48	57,21	2,81	4,42
	$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	1074412,30	95,12	2,52	14,29
Catégorie 4	$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	98107,07	-	3,51	-
	$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	342864,20	71,39	2,40	31,62
	$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	2209139,30	95,56	1,52	56,70
Catégorie 5	$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	58204,38	-	3,38	-
	$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	125052,44	53,46	2,21	34,62
	$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	1811219,20	96,79	1,90	43,79

**Tableau IV.5 :** Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens y-y.

	Structures	Rigidité initiale $K_e$ (kN/m)	Variation de la Rigidité initiale (%)	Ductilité	Variation de la Ductilité (%)
Catégorie 1	$SA_{R+2,III}^{1\%h_k}$	186310,78	-	5,18	-
	$SA_{R+2,III}^{0.56\%h_k}$	495671	62,41	1,87	63,90
	$SA_{R+2,III}^{0.1\%h_k}$	3795187	95,09	1,75	66,22
Catégorie 2	$SA_{R+2,IIa}^{1\%h_k}$	80050,49	-	3,83	-
	$SA_{R+2,IIa}^{0.56\%h_k}$	180272,86	55,59	1,66	56,66
	$SA_{R+2,IIa}^{0.1\%h_k}$	1866414,5	95,71	1,64	57,18
Catégorie 3	$SA_{R+2,I}^{1\%h_k}$	52912,22	-	3,07	-
	$SA_{R+2,I}^{0.56\%h_k}$	102994,17	48,63	2,14	30,29
	$SA_{R+2,I}^{0.1\%h_k}$	1125779,9	95,30	2,01	34,52
Catégorie 4	$SA_{R+3,IIa}^{1\%h_k}$	87043,12	-	4,71	-
	$SA_{R+3,IIa}^{0.56\%h_k}$	236474,45	63,19	2,37	49,68
	$SA_{R+3,IIa}^{0.1\%h_k}$	2187607,8	96,02	2,21	53,08
Catégorie 5	$SA_{R+4,I}^{1\%h_k}$	52329,14	-	4,23	-
	$SA_{R+4,I}^{0.56\%h_k}$	95796,37	45,37	2,78	34,28
	$SA_{R+4,I}^{0.1\%h_k}$	1355525,3	96,14	1,61	61,94

Les tableaux IV.4 et IV.5 montrent que la rigidité élastique initiale des structures augmente de manière significative lorsque les déplacements inter-étages diminuent. Inversement, la ductilité diminue en conséquence. Les variations calculées sont utilisées pour une représentation graphique, permettant de visualiser la relation entre la rigidité élastique initiale et la ductilité.

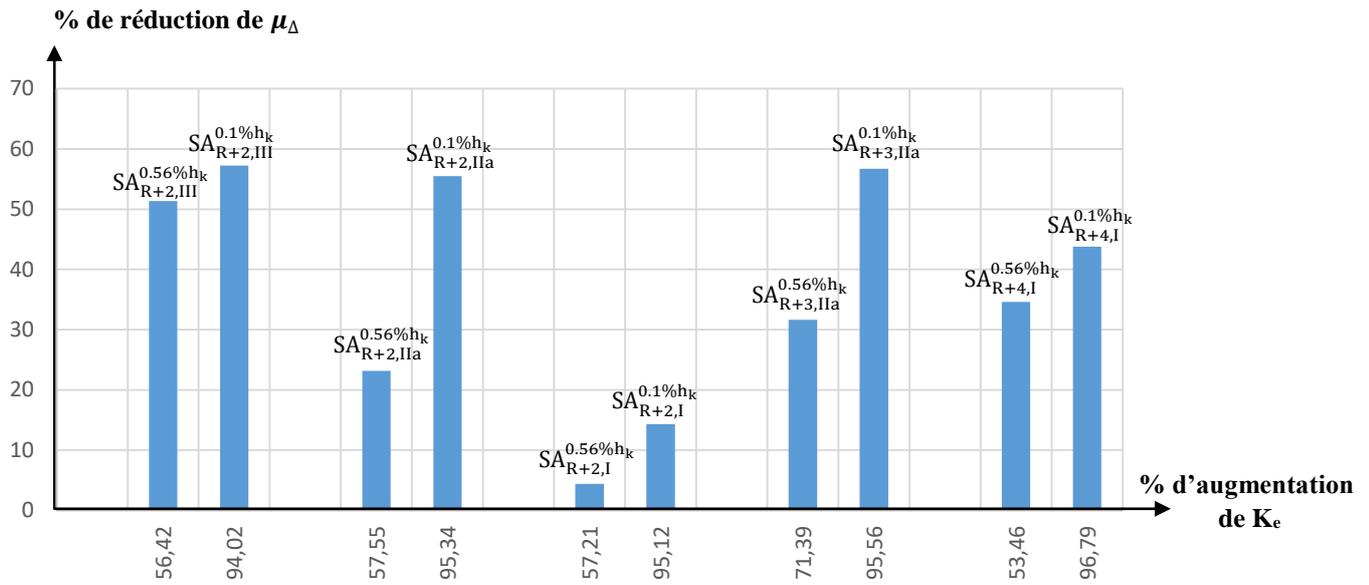


Figure IV.39 : Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens x-x.

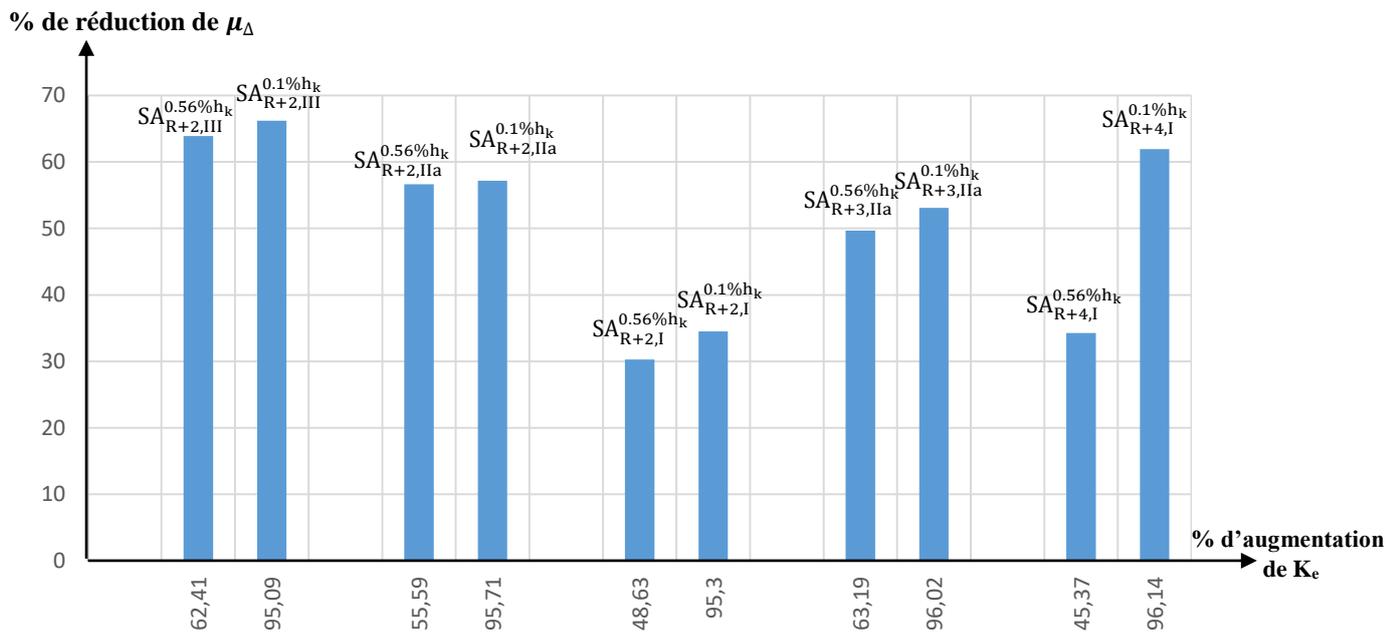
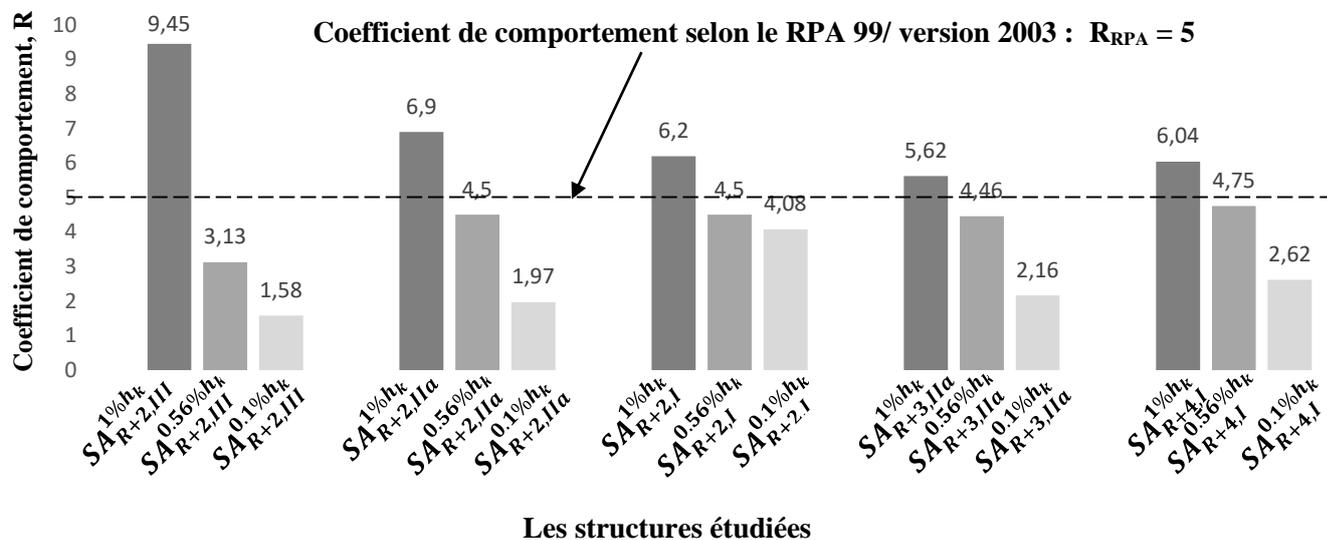


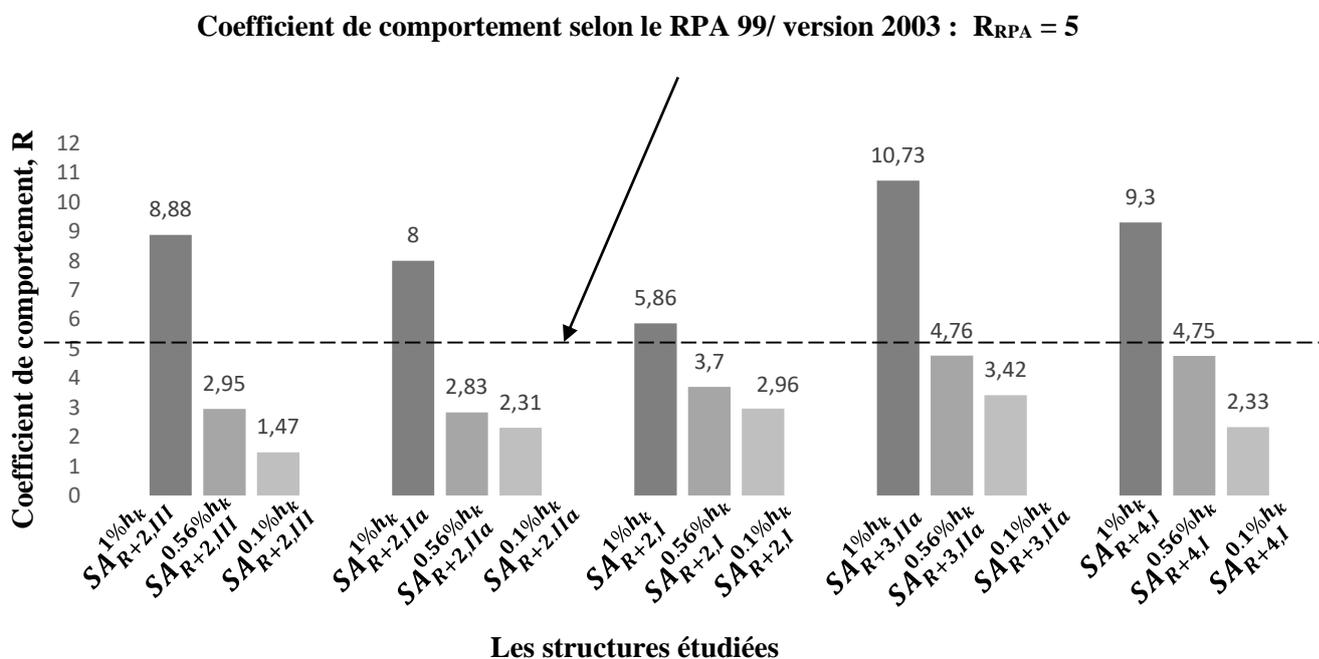
Figure IV.40 : Influence de la rigidité sur la ductilité des structures selon le sens y-y.

Après avoir analysé les graphiques, il est clair que la réduction de la ductilité est proportionnelle à l'augmentation de la rigidité élastique initiale lorsque les déplacements inter-étages diminuent. En comparant les structures  $SA^{0.56\%h_k}$  et  $SA^{0.1\%h_k}$  avec  $SA^{1\%h_k}$ , nous observons que les structures  $SA^{0.1\%h_k}$  présentent une rigidité supérieure à celles de  $SA^{0.56\%h_k}$ , ce qui se traduit par une plus grande diminution de la ductilité. Ainsi, réduire les déplacements entraîne une augmentation de la rigidité, mais cela conduit également à une réduction de la ductilité des structures.

**IV.4.3. Analyse comparative des coefficients de comportement des structures : Étude par rapport aux normes du RPA 99/version 2003**



**Figure IV.41:** Comparaison des coefficients de comportement des structures étudiées et celui de RPA 99/version 2003 suivant (x-x).



**Figure IV.42:** Comparaison des coefficients de comportement des structures étudiées et celui de RPA 99/version 2003 suivant (y-y).

L'objectif de notre travail est de comparer les valeurs du coefficient de comportement R évaluées dans cette étude avec celles préconisées par le code RPA 99/version 2003.

Comme souligné précédemment dans l'étude de la section IV.4.1 de ce chapitre, pour les structures ayant le même nombre d'étages et situées dans la même zone sismique mais présentant différents déplacements inter-étages (même catégorie), la ductilité des structures étudiées diminue à mesure que les déplacements inter-étages diminuent. Étant donné que le coefficient de comportement est fonction de cette ductilité, nous observons une diminution significative du coefficient de comportement. Cette réduction est illustrée dans le tableau IV.3 ainsi que dans les figures IV.41 et IV.42.

En comparant les valeurs de R trouvées dans cette étude à celles spécifiées par le RPA, il apparaît que cette réduction devient notable pour les structures dont le déplacement maximal inter-étages est inférieur ou égal à 0,56% de la hauteur de l'étage.

De plus, l'étude de la section IV.4.1 montre que les structures dont le déplacement maximal inter-étages est inférieur ou égal à 0,56% de la hauteur de l'étage se situent majoritairement dans la catégorie de ductilité modérée, avec une tendance à basculer vers la catégorie de ductilité faible. Certaines de ces structures sont directement classées comme ayant une ductilité faible.

Ces résultats suggèrent qu'afin de garantir une ductilité élevée ou modérée, les structures étudiées devraient idéalement maintenir un déplacement maximal inter-étages supérieur à 0,56% de la hauteur de l'étage.

En conséquence, Nous proposons donc que la limite inférieure des déplacements inter-étages soit fixée à 0,56% de la hauteur de l'étage :  $0.56\% h_K \leq \Delta_K$

Selon les directives du RPA99/Version2003 (art. 4.4.3 et art. 5.10), les déplacements latéraux inter-étages doivent satisfaire la condition suivante :  $\Delta_K \leq 1\% h_K$ .

Le RPA99/Version2003 fournit la limite supérieure des déplacements inter-étage, tandis que notre étude propose une limite inférieure pour les structures contreventées par portique autostable. La limite des déplacements inter-étage peut être traduite par l'expression suivante :

$$0,56\% h_k \leq \Delta_k \leq 1\% h_k$$

Où :  $h_k$  représente la hauteur d'étage

Enfin, ces résultats répondent à notre problématique initiale : établir la limite inférieure des déplacements inter-étages nécessaires pour garantir une certaine ductilité du bâtiment, telle que définie par le coefficient de comportement R.

#### IV.5. Conclusion

En résumé, notre étude a montré que la ductilité des structures autostables en béton armé diminue avec la réduction des déplacements inter-étages et que les structures situées dans des zones sismiques plus sévères ont une capacité de déformation plus grande. Nous avons également observé que la rigidité élastique initiale des structures est proportionnelle à la réduction de la ductilité lorsque les déplacements inter-étages diminuent, impactant directement le coefficient de comportement R. En particulier, les structures avec des déplacements inter-étages maximaux inférieurs ou égaux à 0,56% de la hauteur de l'étage montrent une réduction notable de leur coefficient de comportement par rapport aux valeurs préconisées par le code RPA. Ces observations soulignent l'importance de considérer les déplacements inter-étages dans la conception parasismique pour garantir une ductilité adéquate et une meilleure résistance aux séismes des bâtiments.

## CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Ce mémoire a exploré en profondeur l'amélioration de la conception parasismique des structures en béton armé, en mettant particulièrement l'accent sur les structures contreventées par portique autostable. Grâce à une méthodologie combinant études théoriques et analyses numériques, il a permis d'approfondir notre compréhension des comportements structuraux et de proposer des critères de conception plus rigoureux face aux séismes.

L'étude a débuté par une exploration approfondie des principes fondamentaux de la conception parasismique, soulignant l'importance cruciale de la ductilité et du dimensionnement en capacité. La ductilité, définie comme la capacité des structures à subir des déformations plastiques sans s'effondrer, a été identifiée comme un paramètre clé, évaluée initialement pour déterminer le coefficient de comportement « R ».

L'évaluation du coefficient de comportement des structures contreventées par portique autostable, basée sur des analyses statiques non linéaires, a été au cœur de cette étude. En simulant la réponse des structures sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée. Il s'agit des structures de différents étages, à savoir : R+2 situées dans les zones sismiques I, IIa et III, R+3 dans la zone IIa, et R+4 dans la zone I, en veillant à ce que les déplacements maximaux inter-étages respectent des critères spécifiques : certaines structures auront des déplacements compris entre 0,8%  $h_k$  et 1%  $h_k$ , d'autres entre 0,3%  $h_k$  et 0,56%  $h_k$ , et enfin, certaines auront des déplacements inférieurs ou égaux à 0,1%  $h_k$ , où  $h_k$  représente la hauteur d'étage.

Les poutres et les poteaux des structures en béton armé sont représentés par des éléments de poutres élastiques comportant des rotules plastiques concentrées à leurs extrémités. À cette fin, les modèles de Mander, pour le béton, ainsi que celui de Park pour l'acier, sont utilisés. Ces modèles permettent d'établir les lois Moment – Rotation associées à la plastification par flexion des rotules plastiques.

L'analyse statique non linéaire a permis d'intégrer les comportements plastiques des matériaux et des éléments structuraux, offrant ainsi une évaluation plus réaliste de leur performance.

Pour déterminer l'état limite ultime des structures, nous avons adopté des critères de ruine basés sur la formation d'un mécanisme plastique à un étage ou sur plusieurs étages de la structure, entraînant une instabilité structurelle.

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

- Les résultats ont révélé une forte corrélation entre la ductilité des structures et les déplacements inter-étages, démontrant une diminution de la ductilité lorsque ces déplacements diminuent. On en déduit que la ductilité est inversement proportionnelle à la rigidité.
- Par ailleurs, l'influence de la zone sismique sur la ductilité a été observée, démontrant que les structures situées dans des zones plus sévères présentent une ductilité accrue. Cette observation s'explique par le fait que la force exercée dans les zones sismiques plus intenses entraîne une ductilité plus importante. Ainsi, la ductilité est étroitement liée à la force appliquée à la structure et aux déplacements imposés par le séisme.
- Il a également été constaté que la valeur du coefficient de comportement, R, préconisée par le code RPA99/version 2003 est surestimée, en particulier pour les structures avec des déplacements maximaux inter-étages inférieurs ou égaux à 0,56% et 0,1% de la hauteur de l'étage.

- En conséquence, il est proposé d'établir une limite inférieure des déplacements inter-étages pour les structures contreventées par portique autostable, afin d'assurer une ductilité adéquate et d'améliorer leur capacité à résister aux charges sismiques.
- Nous proposons donc que la limite inférieure des déplacements inter-étages soit fixée à 0,56% de la hauteur de l'étage. Selon les directives du RPA99/Version2003 (art. 4.4.3 et art. 5.10), les déplacements latéraux inter-étages doivent satisfaire la condition suivante :  $\Delta_K \leq 1\% h_K$ . Le RPA99/Version2003 fournit la limite supérieure des déplacements inter-étage, tandis que notre étude propose une limite inférieure pour les structures contreventées par portique autostable. La limite des déplacements inter-étage peut être traduite par l'expression suivante :

$$0,56\% h_k \leq \Delta_K \leq 1\% h_K$$

- Cette étude a permis une meilleure compréhension des relations entre la ductilité, les déplacements inter-étages et le coefficient de comportement R, conduisant à des critères de conception plus précis et efficaces. En fin de compte, ce travail contribue à l'élaboration de stratégies de conception parasismique optimisées, visant à améliorer la sécurité et la robustesse des structures en béton armé face aux séismes, tout en minimisant les risques de dommages majeurs.

En perspective, il serait bénéfique de réexaminer cette étude en utilisant la méthode d'analyse temporelle. Cette approche est reconnue pour offrir une précision supérieure par rapport à la méthode Pushover [19].

En outre, il serait bénéfique d'élargir notre étude aux structures contreventées par des portiques autostables irréguliers, en tenant compte des variations en plan ou en élévation. Il serait également intéressant d'explorer d'autres types de structures, comme celles en béton armé avec un remplissage en maçonnerie rigide ou contreventées par des voiles.

Ces travaux pourraient permettre de mieux comprendre les défis de la conception parasismique et de développer des solutions encore plus efficaces pour renforcer la sécurité des bâtiments en béton armé face aux séismes.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Sebai K. Quantification De La Ductilité Des Constructions Autostables En Béton Armé Dimensionnées Selon Le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/V-2003. Thème de magistère, Département de Génie Civil, Université Hassiba Ben Bouali De Chlef; 2012.
- [2] Mekki M. Génie Parasismique. Oran : Université des Sciences et de la Technologie d'Oran – Mohammed Boudiaf.
- [3] Davidovici V, Corvez D, Capra A, Ghavamian S, Le Corvec V, Saintjean C, et al. Pratique du calcul sismique. Guide d'application. Paris: AFNOR, Afnor et Groupe Eyrolles; 2015. ISBN Afnor: 978-2-12-465401-7, ISBN Eyrolles: 978-2-212-14135-1.
- [4] RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999- Version 2003. DTR-BC 248 - CGS. Alger; 2003.
- [5] Eurocode 8. "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments". ENV 1998; 1994 Dec.
- [6] Issam A. *Analyse pushover des structures en béton armé tridimensionnelles à étage souple* [thèse de doctorat]. Biskra : Université Mohamed Khider; 2018 déc 13.
- [7] Ourabah A, Hamouche S, Seghir A, Tahakourt A. Analyse pushover d'une structure auto-stable (R+8) / Pushover analysis of multistory structures. Dans: SICZS\_2010: Symposium International sur la Construction en Zone Sismique; 2010 oct 26-27; Chlef, Algérie. Chlef: Université Hassiba Benbouali de Chlef; 2010.
- [8] Jalil W, Jalil A. *Conception et analyse sismique. Guide d'application de l'Eurocode 8 à partir des règles PS 92/2004*. Paris: AFNOR; 2014.
- [9] Lahlah A, Mellout K. *Conception et calcul parasismique d'un bâtiment ISS+RDC+8 en B.A, Application des méthodes PUSHOVER et dynamique par accélérogrammes. Prise en compte de l'effet de la maçonnerie* [mémoire de master]. Blida: Université de Saad Dahleb-Blida; 2020.
- [10] Mansouri R. *Ductilité et comportement sismique des structures* [mémoire de master]. Alger: École Nationale Polytechnique; 2017.
- [11] Davidovici V. *La construction en zone sismique*. Paris: Édition Le Moniteur; 1999.
- [12] Belhamdi N. *Étude de la réponse sismique non linéaire, évaluation du coefficient de comportement global d'une structure, application à un portique métallique*. Sarrebruck: Éditions universitaires européennes; 2011. ISBN-10: 6131568332.
- [13] Pecker A. *Dynamique des structures et des ouvrages*. Paris: École des Ponts et Chaussées; 2006.
- [14] Kada O. *Réponse sismique de structures à comportement non linéaire sur sol rocheux* [thèse de magistère]. Alger: École Nationale Polytechnique; 2002.
- [15] Lestuzzi P. *Dynamisches Plastisches Verhalten Von Stahlbetontragwänden Unter Erdbebeneinwirkung* [thèse de doctorat]. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne; 2000.
- [16] Lestuzzi P, Badoux M. The  $\gamma$ -Model : A Simple Hysteretic Model for Reinforced Concrete Walls.
- [17] Lestuzzi P, Belmouden Y, Trueb M. Non linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity. Bull Earthquake Eng. 2007;5:549–569.

- [18] P. Schwab & P. Lestuzzi, « Assessment of the Seismic Non-Linear Behavior of Ductile Structures Due to Synthetic Earthquakes ».
- [19] Louzai A. *Évaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires* [thèse de doctorat]. Tizi-Ouzou: Université Mouloud Mammeri; 2016.
- [20] Mander JB, Priestley MJN. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *J Struct Eng ASCE*. 1988;114(8):1827-1849.
- [21] Richard FE, Brandtzaeg A, Brown RL. A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses. University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185. 1928;104.
- [22] Popovics S. A Numerical Approach to the Complete Stress Strain Curve of Concrete. *Cement and Concrete Research*. 1973;3(5).
- [23] Park R, Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*. Canada: John Wiley and Sons, Inc.; 1975.
- [24] Menegotto M, Pinto PE. Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. Zurich, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering; 1973.
- [25] Dusabimana F. *Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil. Thème : Conception et dimensionnement parasismiques*; 2010.
- [26] Badoux M, Lestuzzi P, Vogt R. *Construction en béton: Introduction à la norme SIA 262. Dimensionnement parasismique. Extrait de la documentation D 0182. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich*; 2003.
- [27] Louzai A, Abed A. Influence of Capacity Design Method in Comparison with Conventional Design Method on the Seismic Response of RC Walls in Dual Structures. *Département de génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou. ISSN: 1111-5211, January 2020, N° 62, pp. 27-47*.
- [28] Lestuzzi P, Sellami S, Badoux M. *Conception parasismique : Conception et dimensionnement des bâtiments*. Souad Sellami (Éd.). PPUR presses polytechniques; 2008. ISBN: 9782880747473.
- [29] Paulay T. The Philosophy and Application of Capacity Design. *Scientia Iranica*. 1995;2(2):117-143.
- [30] Saranik M. *Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés* [thèse de doctorat]. Écully : École Centrale de Lyon; 2011 déc 12.
- [31] Larbi R, Naili M, Kibboua A. Dimensionnement en capacité des piles évidées d'un pont en béton armé selon RPOA-2008. 6ème Symposium International sur la construction en zones sismiques (SICZS2013), Chlef, 9-10 Octobre 2013.
- [32] Mansouri R. *Ductilité et comportement sismique des structures. Mémoire de Master en Génie Civil, ENP 2017, Ecole Nationale Polytechnique*; 2017.
- [33] Gioncu V, Mazzolani FM. *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*. 2002.
- [34] Kassoul A, Sebai K. *Critère de la ductilité locale durant la conception des bâtiments en béton armé*. Chlef : Université Hassiba Benbouali de Chlef; 2012 fév 14. 55-61.

- [35] Elawady SE, M.H. Ductility Considerations in Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. Dissertation, Master in Building Construction, Leiria. Supervised by Rodrigues H (Adjunct Professor, School of Technology and Management, Polytechnic Institute of Leiria); 2017.
- [36] Gieu S. Ductilité des structures en béton armé. Mémoire de master. 27 novembre 2012.
- [37] Bertero VV. State of the art report – Ductility based structural design. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, Tokyo, Japon, 673–686; 1988.
- [38] Fekhar F, Kharoubi R. Analyse de la ductilité locale des poutres en béton armé selon les différents règlements parasismiques. Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique. 2018/2019.
- [39] Eurocode 2 EN 1992-1-1. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels; 2004.
- [40] Shdeed E, Kassoul A. Prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens bâtis. Damascus UNIV. Journal. 2002;18(2).
- [41] Applied Technology Council. FEMA 306: Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Basic Procedures Manual. Redwood City, California: Applied Technology Council; 1998.
- [42] Ivashutin S. La construction en béton armé monolithique de chambre. Alamy Images. Published June 7, 2013. Disponible sur : <https://www.alamyimages.fr/photo-image-la-construction-en-beton-arme-monolithique-de-chambre-144767101.html>. Consulté le 19 mai 2024
- [43] Applied Technology Council. ATC-3-06: Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. Redwood City, California; 1978.
- [44] Mazzolani F, Piluso V. Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames. Publié par Tylor & Francis; 1966.
- [45] Building Seismic Safety Council. 2003 Edition of the NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency; 2003.
- [46] Eurocode 8, prEN 1998-1, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, 2003.
- [47] American Society of Civil Engineers SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures Second Edition, les Etats Unis d'Amérique
- [48] International Code Council. International Building Code (IBC). 2000. Le International Building Code est mandaté et incorporé par les États et les municipalités, ainsi que par le Code of Federal Regulations à 36 CFR 1191.
- [49] Menasri Y. Approche de la Vulnérabilité Sismique des Structures Portiques en Béton Armé - Cas Bâtis Algériens. Thèse de doctorat en Génie Civil. Université 8 Mai 1945 Guelma; 2018.
- [50] Menasri Y, Nouaouria MS, Guenfoud M. Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire (pushover). Dans : SICZS\_2010: Symposium International sur la Construction en Zone Sismique. Chlef (Algérie): Université Hassiba Benbouali de Chlef ; 2010 oct 26-27.

- [51] Boumaza F, Ferrouk R. Influence de la régularité en plan et en élévation dans le comportement non linéaire des structures en béton armé R+3, R+6 et R+9 (Méthode Push-over). Mémoire de master en Génie Civil. Université de Blida 1; 2019/2020.
- [52] Hemsas M. Modélisation par macro-éléments du comportement non linéaire des ouvrages à voile porteurs en béton armé sous action sismique [thèse de doctorat]. Bordeaux: Université Bordeaux 1; 2010 avril 15.
- [53] Leslie R. The Pushover Analysis, explained in its Simplicity. Dans : Proceedings of 2nd National Conference – RACE'13 at SAINTGITS College of Engineering, Kottayam; September 2013.
- [54] Monavari B, Massumi A. Estimating Displacement Demand in Reinforced Concrete Frames using some Failure Criteria. Int J Adv Struct Eng. 2012.
- [55] Tifaoui F, Touati L. Performance sismique des structures à systèmes de contreventement mixte. Mémoire de master. Université A.MIRA-BEJAIA; Année académique 2018/2019.
- [56] Yang P, Wang Y. A study on improvement of pushover analysis. January 2000.