

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
- جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان  
كلية التكنولوجيا



## MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : **GÉNIE CIVIL**

**Spécialité** : Structure

Par : GUELLIL Zouaoui

**Sujet**

**Vers une prise en compte des sections fissurées dans la  
réglementation parasismique algérienne**

Soutenu publiquement, le / / , devant le jury composé de :

BENMANSOUR N.	MCA	Université de Tlemcen	Présidente
GHEZALI S.	MAA	Université de Tlemcen	Examinatrice
MATALLAH M.	Prof	Université de Tlemcen	Encadreur
MEDJAHED A.	MAA	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année Universitaire :2024/2025

## **Remerciements**

Je remercie sincèrement mon superviseur, le professeur **MATALLAH Mohammed**, Professeur à l'Université de Tlemcen, pour son encadrement, son aide et sa confiance tout au long de ce travail. J'exprime aussi ma gratitude à **M. MEDJAHED Amina**, maître de conférences à l'Université de Tlemcen, pour son soutien et sa disponibilité, qui ont marqué mes premiers pas dans la recherche.

Je tiens à adresser mes remerciements les plus profonds à **Mme BenMansour Nassima**, de l'Université de Tlemcen, pour l'honneur qu'elle m'a fait en présidant ce jury.

Je remercie également **M. GHEZALI Sabah**, maître de conférences à l'Université de Tlemcen pour avoir accepté d'évaluer ce travail. Leurs remarques et suggestions seront précieuses pour mes recherches futures.

**Merci à tous**

## **Dédicaces**

Je dédie ce travail à toutes les personnes qui m'ont soutenues et accompagnées tout au long de ce parcours.

À mes parents, pour leur amour sans faille, leurs sacrifices et leur confiance. Sans eux, rien n'aurait été possible.

À mes professeurs et encadrants, pour leurs conseils avisés et leur patience, qui m'ont fait progresser, tant académiquement que personnellement.

À mes amis, pour leur soutien constant, leur motivation, et les moments partagés qui ont enrichi cette expérience.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce projet.

À toute la promotion Structure 2024/2025.

À ceux que nous aimons, je témoigne ma profonde gratitude.

**GUELLIL Zouaoui**

# RÉSUMÉ

Largement adaptée par les normes internationales (Eurocode 8, ACI 318, TBEC), la réduction de la rigidité due à la fissuration n'est, malheureusement, pas encore prise en compte dans la Réglementation Parasismique Algérienne (RPA). Ce travail propose de faire des dimensionnements parasismiques de deux structures en béton armé (R+5 et R+13) selon le RPA 2024 en prenant en compte les sections fissurées. Les résultats de vérifications cinématiques montrent que l'utilisation des rigidités fissurées, sans ajustement du coefficient de comportement (R), entraîne des dépassements des limites réglementaires (déplacement inter-étage, effet P-Delta). Des réflexions sont ainsi menées sur les valeurs de R à prendre en compte pour le calcul des déplacements réels.

**Mots clés** Rigidité fissurée – RPA 2024 – dimensionnement sismique – Béton armé

## ABSTRACT

Although widely adopted by international standards (Eurocode 8, ACI 318, TBEC), stiffness reduction due to cracking is unfortunately not yet considered in the Algerian Seismic Regulations (RPA). This work proposes seismic designs for two reinforced concrete structures (5 and 13 floors) according to the RPA 2024, taking into account the cracked sections. The results of kinematic verifications show that the use of cracked stiffnesses, without adjustment of the behavior factor (R), leads to exceeding regulatory limits (drift displacement, P-Delta effect). Discussions are therefore being conducted on the R values to be taken into account for the calculation of real displacements.

**Keywords:** Cracked stiffness – RPA 2024 – seismic design – Reinforced concrete

## الملخص

على الرغم من أن الانخفاض في الصلابة بسبب التشقق متكيف على نطاق واسع مع المعايير الدولية (Eurocode 8، ACI 318، TBEC)، إلا أنه للأسف لم يتم أخذه في الاعتبار بعد في لوائح الزلازل الجزائرية (RPA). يقترح هذا العمل إجراء أبعاد زلزالية لمنشأتين من الخرسانة المسلحة (R+5 و R+13) وفقاً لـ RPA 2024 مع الأخذ في الاعتبار المقاطع المتشققة. تظهر نتائج التحقق الحركي أن استخدام الصلابة المتشققة، دون تعديل معامل السلوك (R)، يؤدي إلى تجاوز الحدود التنظيمية (النزوح بين الطوابق، تأثير P-Delta). وبناء على ذلك، يتم إجراء الاعتبارات بشأن قيم R التي يجب أخذها في الاعتبار عند حساب الإزاحات الفعلية

الكلمات المفتاحية: صلابة الشقوق - RPA 2024 - التصميم الزلزالي - الخرسانة المسلحة



# Listes des figures et tableaux

## Chapitre 1 : GENERALITES SUR LE PARASISMIQUE

<b>Figure 1.1</b> Approche sur les effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003	2
<b>Figure 1.2</b> Maisons effondrées (séisme El Asnam 1980)	3
<b>Figure 1.3</b> Type des failles	4
<b>Figure 1.4</b> schéma des forces latérales	6
<b>Figure 1.5</b> Principe de la méthode modale spectrale	8
<b>Figure 1.6</b> Courbe de capacité et spectre de réponse d'une structure	10

## Chapitre 2 NOTION DES SECTIONS FISSURÉES

<b>Tableau 2.1</b> Valeurs de la rigidité effective de l'ACI 318	33
<b>Tableau 2.2</b> Valeurs de la rigidité effective de l'ASCE 41-17	35
<b>Tableau 2.3</b> Valeurs de la rigidité effective de TBEC 2018	36
<b>Tableau 2.4</b> Tableau comparatif entre les différents coefficients de rigidité effective	39

## Chapitre 3 ETUDE ÉLÉMENTAIRE DE L'EFFET DES SECTIONS FISSURÉES

<b>Figure 3.1</b> Portique testé expérimentalement	42
<b>Figure 3.2</b> Courbe de capacité expérimentale	44
<b>Figure 3.3</b> Modèle numérique de portique	45

<b>Figure 3.4</b> Coefficient de rigidité effective dans SAP 2000	46
<b>Figure 3.5</b> Système hyperstatique degré 3	47
<b>Figure 3.6.</b> Courbe de capacité analytique	49
<b>Figure 3.7</b> Courbe de capacité	58
<b>Figure 3.8</b> Analyse de modèle numérique	60
<b>Tableau 3.1</b> caractéristique principales de simulation de portique	43
<b>Tableau 3.2</b> valeurs des coefficients de section fissurées	46
<b>Tableau 3.3</b> valeurs de période analytique et numérique	61
<b>Chapitre 4 APPLICATION À DES STRUCTURES EN BA</b>	
<b>Figure 4.1</b> Structure R+5	65
<b>Figure 4.2</b> Structure R+13	70
<b>Tableau 4.1</b> force sismique pour chaque étage	66
<b>Tableau 4.2</b> déplacement inter étages et effet P-Delta (sections originales)	66
<b>Tableau 4.3</b> déplacement inter étages et effet P-Delta (ACI)	67
<b>Tableau 4.4</b> : déplacement inter étages et effet P-Delta (EUROCODE)	67
<b>Tableau 4.5</b> : déplacement inter étages et effet P-Delta (TBEC)	67
<b>Tableau 4.6</b> : déplacement inter étages et effet P-Delta (sections originales, R+13)	71
<b>Tableau 4.7</b> : déplacement inter étages et effet P-Delta (ACI, R+13)	71
<b>Tableau 4.8</b> : déplacement inter étages et effet P-Delta (EUROCODE, R+13)	72
<b>Tableau 4.9</b> : déplacement inter étages et effet P-Delta (TBEC, R+13)	72

# **TABLE DES MATIÈRES**

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>i-10</b>
<b>1. GENERALITES SUR LE PARASISMIQUE.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCTION.....	2
1.2. BASES THÉORIQUES.....	3
1.2.1. Généralités sur les séismes.....	3
1.2.2. L'origine des séismes.....	3
1.2.2.1. La langue des séismes : magnitude, intensité et spectre.....	4
1.2.2.2. Les séismes "tueurs".....	5
1.2.3. Comportement des structures sous séisme.....	5
1.2.3.1. Rigidité vs. Ductilité.....	5
1.2.3.2. Les trois étapes de la résistance sismique.....	5
1.2.3.3. Les pièges invisibles.....	5
1.3. MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE .....	6
1.3.1. Méthodes d'analyse élastique linéaire.....	6
1.3.1.1. Méthode statique équivalente.....	6
1.3.1.2. Méthode spectrale modale.....	7
1.3.2. Méthodes non linéaires.....	8
1.3.2.1. Analyse dynamique non linéaire.....	8
1.3.2.2. Méthode Pushover : Analyse Statique Non Linéaire.....	9
1.4. VÉRIFICATIONS AUX ÉTATS LIMITES.....	11
1.4.1. Déplacements Inter-Étages.....	11
1.4.2. Effets P-Delta.....	12
1.4.3. Effort Normal Réduit.....	12
1.5. RÈGLEMENTS ET NORMES PARASISMIQUES.....	13
1.5.1. Eurocode 8.....	13
1.5.2. ACI Code (American Concrete Institute).....	15
1.5.3. ASCE Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17).....	16
1.5.4. TBEC.....	17
1.5.5. RPA.....	19
1.5.6. Comparaison des philosophies de conception parasismique.....	20
1.6. Conclusion.....	21
<b>2. Notion des Sections Fissurées.....</b>	<b>23</b>
2.1. INTRODUCTION.....	24
2.2. Théorie d'inertie effective .....	24
2.2.1. Les travaux de Yu et Winter.....	24
2.2.2. Modèle de Branson.....	26
2.2.3. Modèle de Branson simplifié.....	28
2.2.4. Modèle Al-Zaid, Al-Shaikh, and Abu-Hussein 1991.....	29
2.2.5. Modèle de bischoff .....	31
2.3. L'INERTIE FISSURÉES DANS LES CODES PARASISMIQUE .....	32
2.3.1. EUROCODE.....	32
2.3.2. ACI.....	33
2.3.3. ASCE.....	34
2.3.4. TBEC.....	36

2.4. Synthèse comparative.....	37
2.4.1. ACI318-19 et ASCE 7-22.....	37
2.4.2. Eurocode 8.....	37
2.4.3. TBEC 2018.....	38
2.2 2.5. Conclusion.....	39
<b>3. ETUDE ÉLÉMENTAIRE DE L'EFFET DES SECTIONS FISSURÉES.....</b>	<b>40</b>
3.1. INTRODUCTION.....	41
3.2. DESCRIPTION DE L'ESSAI EXPÉRIMENTAL.....	41
3.2.1. Géométrie et configuration.....	42
3.2.2. Méthodologie de l'essai.....	43
3.2.3. Résultat expérimental.....	43
3.3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE AVEC SAP2000.....	44
3.3.1. Hypothèses de modélisation.....	44
3.3.2. Approche de fissuration .....	45
3.4. COURBE DE CAPACITÉ ANALYTIQUE.....	47
3.5. ANALYSE DES RÉSULTATS.....	58
3.5.1. ÉTUDE DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE.....	59
3.5.1.1. Calcule analytique.....	59
3.5.1.2. Période numérique.....	60
3.5.2. Analyse des résultats.....	61
<b>4. APPLICATION À DES STRUCTURES EN BA.....</b>	<b>63</b>
4.1. INTRODUCTION.....	64
4.2. ETUDE D'UNE STRUCTURE R+5.....	64
4.2.1. Calcule de l'effort sismique.....	65
4.2.2. Présentation des résultats.....	66
4.2.3. Analyse des résultats.....	68
4.3. ETUDE DE STRUCTURE R+13.....	69
4.3.1. Analyse des résultats.....	73
4.3.2. Comparaison avec la structure R+5.....	74
4.4. CONCLUSION.....	75
<b>5. CONCLUSION GÉNÉRALE.....</b>	<b>77</b>
<b>6. BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>79</b>

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

La vulnérabilité du béton armé face aux actions sismiques ne réside pas uniquement dans sa résistance ultime, mais aussi — et surtout — dans son comportement post-fissuration. Sous l'effet de sollicitations répétées ou extrêmes, comme celles induites par un séisme, les éléments en béton armé subissent des fissurations qui modifient profondément leur comportement structurel, notamment en réduisant leur rigidité. Cette perte de rigidité, appelée rigidité effective, influence directement les déplacements, la répartition des efforts internes et les périodes propres de vibration des structures.

Dans la plupart des réglementations parasismiques internationales (Eurocode 8, ACI 318, TBEC, ASCE 41), la prise en compte de cette rigidité réduite est désormais intégrée dans les analyses sismiques linéaires. Ces normes proposent des coefficients de réduction de l'inertie ou de la rigidité flexionnel/cisaillement, adaptés à la typologie des éléments et à leur état de sollicitation. À l'inverse, la réglementation parasismique algérienne actuelle (RPA 2024) n'intègre pas encore explicitement cette notion dans ses modèles d'analyse, ce qui peut conduire à des surestimations de la rigidité globale, et donc à une sous-estimation des déplacements réels ou des périodes de vibration.

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans une démarche exploratrice visant à combler cette lacune. Il a pour objectif d'étudier l'impact de l'introduction des sections fissurées dans les analyses linéaires, en comparant les résultats obtenus avec les rigidités originales et ceux obtenus en appliquant des coefficients de réduction proposés par les normes étrangères. L'étude repose à la fois sur des modèles numériques, une comparaison avec des résultats expérimentaux, et l'application sur des structures types, permettant d'évaluer les effets concrets sur les déplacements inter-étages, les effets P-Delta, et les périodes fondamentales.

Au-delà de l'aspect technique, ce travail ambitionne d'ouvrir une réflexion sur l'évolution possible du RPA, en proposant des ajustements méthodologiques simples mais efficaces, alignés avec les pratiques internationales, afin d'améliorer la précision des analyses sismiques tout en préservant une cohérence dans un contexte algérien.

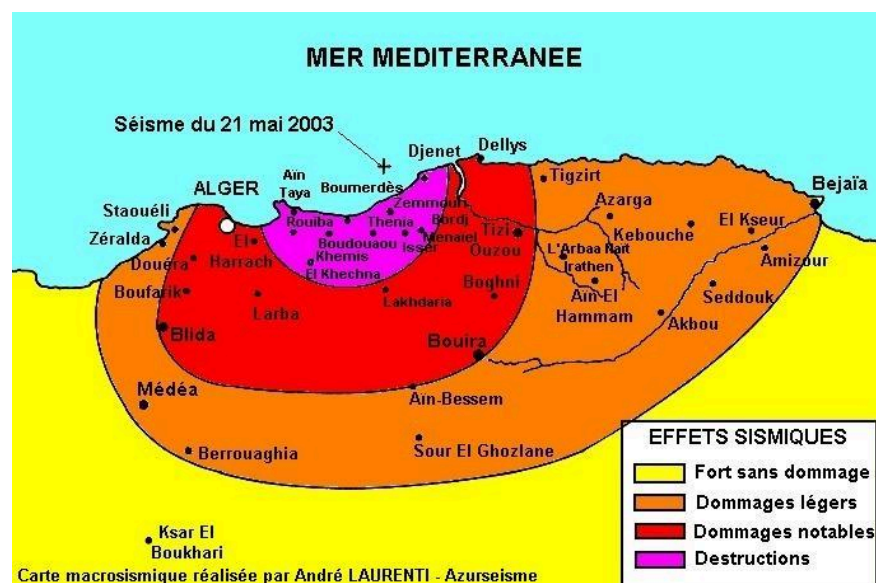


## Chapitre

# 1. GENERALITES SUR LE PARASISMIQUE

## 1.1. INTRODUCTION

Les séismes ne tuent pas, ce sont les bâtiments qui tuent. Cette réalité glaçante, tout ingénieur l'a confrontée en observant les dégâts des tremblements de terre. Les chiffres parlent d'eux-mêmes : chaque année, près de 100 000 secousses sismiques sont enregistrées dans le monde, dont environ 2 000 dépassent la magnitude 7 - seuil critique où les constructions ordinaires commencent à céder. Les figures 1.1 et 1.2 montrent l'étendue des dommages causés par le séisme de Boumerdes.



**Figure 1.1** : Étendue des dommages suite au séisme de Boumerdes

L'évolution des normes parasismiques raconte une course contre la montre. Je me souviens encore des débats en salle de cours lorsque notre professeur nous montrait les photos jaunies du séisme d'El Asnam en 1980, soulignant comment les erreurs de conception se payaient au prix fort. La philosophie actuelle de conception parasismique a radicalement changé :

- On ne se contente plus de calculer des résistances
- On apprend aux structures à "plier sans rompre"
- On intègre l'incertitude scientifique dans les calculs



**Figure 1.2** : Maisons effondrées (séisme El Asnam 1980)

Le défi technique est de taille : comment concilier les impératifs de sécurité avec les réalités économiques, surtout dans des pays comme l'Algérie où l'urbanisation est toujours grandissante ?

## 1.2. BASES THÉORIQUES

### 1.2.1. Généralités sur les séismes

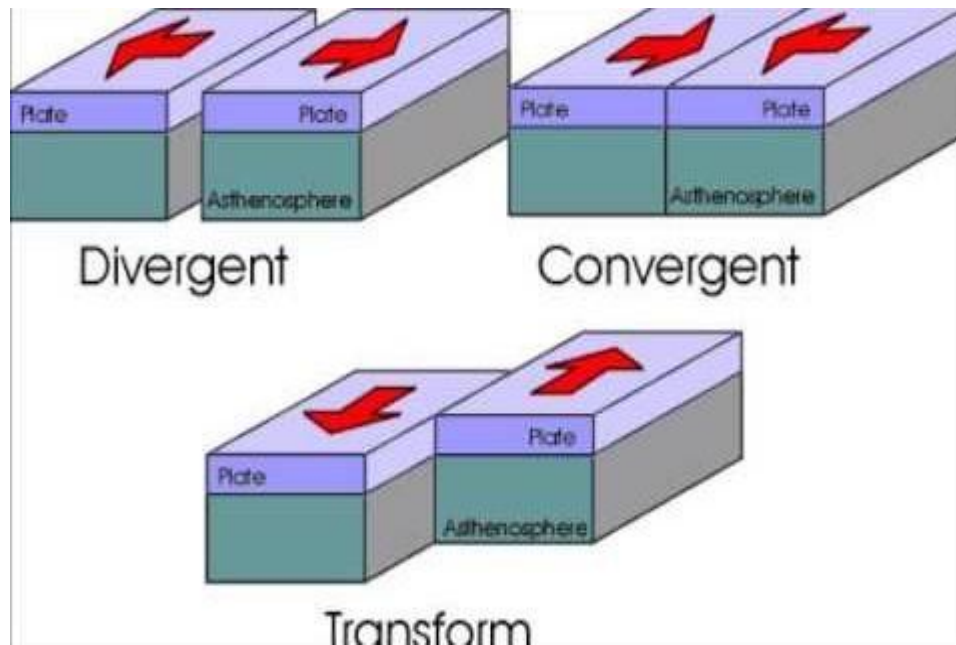
### 1.2.2. L'origine des séismes

Les séismes ne sont pas des catastrophes "accidentelles" – ils font partie du cycle naturel de notre planète. Imaginez la croûte terrestre comme une immense mosaïque de plaques rigides qui glissent lentement (quelques cm par an) sur un manteau visqueux. Quand ces plaques se bloquent, l'énergie accumulée finit par se libérer brutalement : c'est la faille qui craque, envoyant des ondes sismiques dans toutes les directions [1].

Trois scénarios principaux (Figure 1.3) :

- Frontières convergentes (ex. Japon) : Une plaque plonge sous une autre, séismes puissants et profonds
- Frontières divergentes (ex. Islande) : Les plaques s'écartent, séismes modérés
- Failles transformantes (ex. Californie) : Frottement latéral, séismes destructeurs peu profonds

Le plus long séisme enregistré (Sumatra 2004) a duré 10 minutes, assez pour faire osciller la Terre entière de plusieurs centimètres [2]



**Figure 1.3** : Type des failles

#### 1.2.2.1. La langue des séismes : magnitude, intensité et spectre

Un séisme se décrit de deux manières complémentaires :

- Magnitude (Richter ou MW) : Mesure l'énergie libérée à la source. Une augmentation de 1 point = x 30 énergie !

M3 : À peine ressenti

M6 : Dégâts locaux

M9+ : Catastrophe continentale

- Intensité (échelle EMS) :

Décrit les effets locaux. Un même séisme peut être "violent" près de l'épicentre et "faible" à 100 km.

- Le spectre de réponse

Ce graphique révolutionnaire (introduit par Biot en 1932) révèle comment les structures de différentes périodes répondent à un séisme donné. C'est la "carte d'identité vibratoire" d'un tremblement de terre.[3]

#### 1.2.2.2. Les séismes "tueurs"

Lisbonne 1755 (M~8.5) : Premier séisme à influencer les codes de construction (reconstruction avec des rues larges)

San Francisco 1906 (M7.8) : Découverte du rôle des failles actives

Mexico 1985 (M8.0) : Leçon tragique sur l'amplification des sols mous

Les séismes induits par les activités humaines (barrages, fracturation hydraulique) représentent aujourd'hui 20% des secousses enregistrées [4].

#### 1.2.3. Comportement des structures sous séisme

##### 1.2.3.1. Rigidité vs. Ductilité

Pendant des décennies, les ingénieurs ont cru que des structures ultra-rigides résisteraient mieux. La réalité est plus subtile :

Un bâtiment trop rigide (comme un gratte-ciel des années 1960) attire davantage les forces sismiques tandis qu'un bâtiment ductile (conçu pour plier) dissipe l'énergie en se déformant, comme un roseau dans la tempête [5]

##### 1.2.3.2. Les trois étapes de la résistance sismique

- a. Domaine élastique : Le bâtiment vibre sans dommage permanent (comme un ressort)
- b. Domaine plastique : Apparition de fissures contrôlées – l'acier travaille en étirant
- c. Phase d'instabilité : Effondrement progressif si les déformations deviennent trop importantes[6]

##### 1.2.3.3. Les pièges invisibles

- a. Effets de torsion : Un simple décalage du noyau de rigidité peut multiplier les contraintes par 3. [7]
- b. Poteaux courts : Ces éléments raides attirent disproportionnellement les efforts.[8]

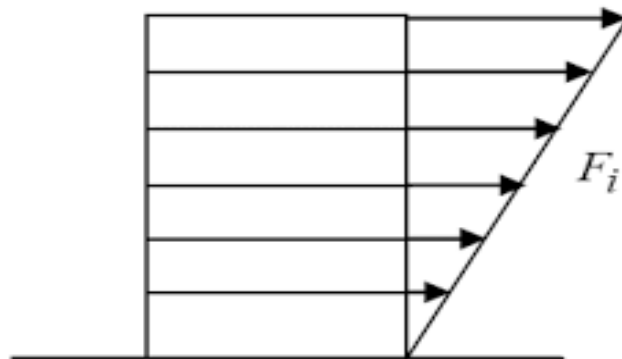
- c. Éléments non structuraux : Les cloisons lourdes mal fixées deviennent des projectiles.[9]

## 1.3. MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE

### 1.3.1. Méthodes d'analyse élastique linéaire

#### 1.3.1.1. Méthode statique équivalente

Recommandée pour les bâtiments réguliers de faible hauteur ( $\leq 25$  m), cette méthode repose sur une simplification majeure : la réponse sismique est dominée par le mode fondamental de vibration. Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.



**Figure 1.4** : schéma des forces latérales

La force sismique totale,  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

$$V = \lambda \frac{S_{sd}}{g}(T_0) \cdot W$$

$\frac{S_{sd}}{g}(T_0)$  : Ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_0$

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$ : Coefficient de correction

$$\lambda = 0.85 \text{ si } T_0 \leq (2. T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux, autrement } \lambda = 1$$

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i »

### **Avantages :**

Donne une estimation satisfaisante des forces sismiques horizontales globales, même si elle ne capture pas les effets locaux ou les modes supérieurs.

### **Limites :**

Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition verticale de l'effort tranchant total.

Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition horizontale de l'effort tranchant de chaque étage.

Elle ne représente que forfaitairement les effets locaux des modes supérieurs.

Inadaptée aux structures irrégulières[10], [11]

#### 1.3.1.2. Méthode spectrale modale

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

Étapes :

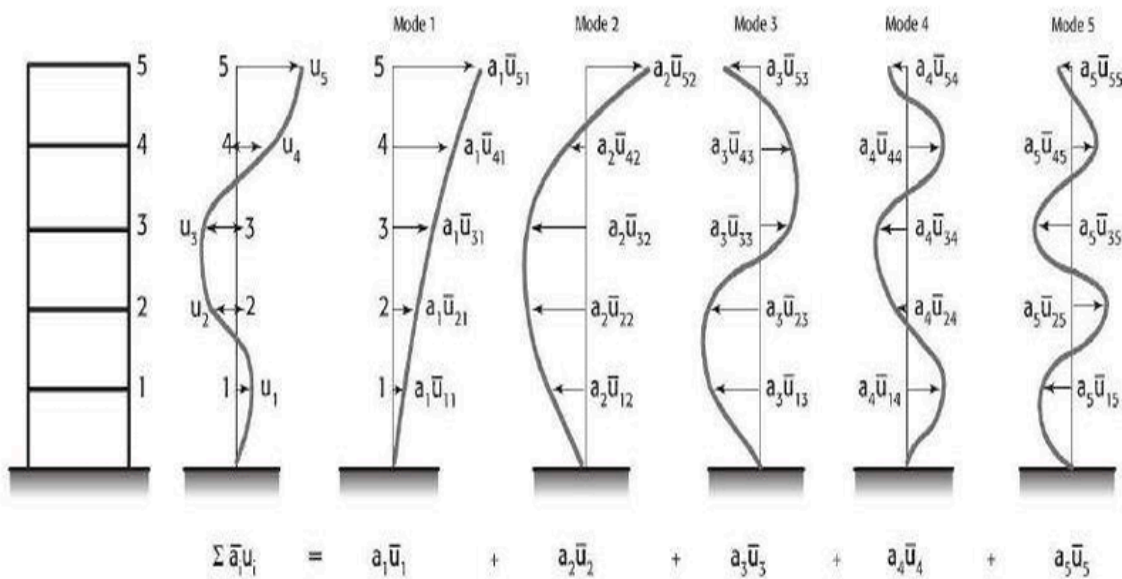
- a. Décomposition modale :

La structure est modélisée comme une superposition de systèmes à un degré de liberté.

- b. Combinaison des modes :

SRSS (Square Root of Sum of Squares) si les modes sont indépendants.

CQC (Complete Quadratic Combination) en cas de couplage modal.



**Figure 1.5 :** Principe de la méthode modale spectrale

### Avantages :

Prend en compte les contributions de plusieurs modes de vibration.

Meilleure représentation du comportement dynamique

### Limites :

Méthode moins précise en cas de comportement non linéaire important

Ne permet pas d'observer les mécanismes de ruine[10], [11]

## 1.3.2. Méthodes non linéaires

### 1.3.2.1. Analyse dynamique non linéaire

Introduite dans les années 1970 et formalisée à partir de 1977, cette approche représente une évolution significative par rapport à l'analyse PushOver classique. Contrairement aux méthodes statiques non linéaires, elle intègre une sollicitation dynamique explicite en appliquant un ou plusieurs accélérogrammes à la structure. Son principal atout réside dans sa capacité à modéliser finement le comportement réel des structures sous séisme, en considérant :

- Les variations de rigidité dues à l'endommagement progressif des éléments (fissuration, plastification).

- L'évolution des périodes propres de la structure lors de la réponse dynamique, un aspect souvent négligé dans les méthodes simplifiées.
- Les effets de modes supérieurs et les interactions entre étages, critiques pour les structures irrégulières.

Cette méthode est particulièrement adaptée aux analyses temporelles non linéaires et permet une évaluation plus réaliste des déplacements résiduels, de la dissipation d'énergie et des mécanismes de rupture. Elle est aujourd'hui recommandée pour les projets complexes (barrages, ponts, bâtiments de grande hauteur) où les méthodes conventionnelles montrent leurs limites.[10], [11]

#### 1.3.2.2. Méthode Pushover : Analyse Statique Non Linéaire

La méthode Pushover, ou analyse en poussée progressive, est une approche simplifiée mais efficace pour évaluer la capacité d'une structure à résister à un séisme en simulant son comportement au-delà du domaine élastique. Contrairement aux analyses dynamiques complexes, elle repose sur un chargement latéral statique croissant, appliqué jusqu'à la rupture, permettant d'identifier les zones critiques et les mécanismes de défaillance.

Son principe clé consiste à assimiler la réponse dynamique réelle de la structure à celle d'un système équivalent à un degré de liberté, représenté par une courbe de capacité (effort tranchant à la base vs déplacement au sommet). Cette courbe, obtenue par calcul non linéaire, révèle trois phases distinctes :

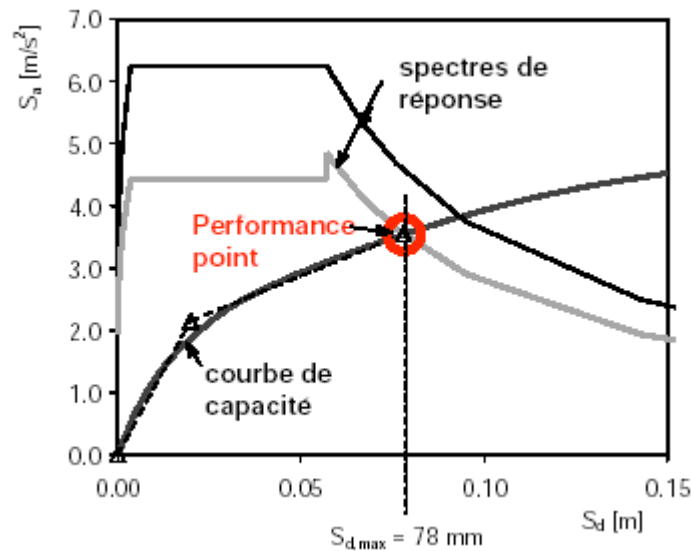
- Phase élastique : Comportement linéaire jusqu'à la première plastification (pente = rigidité initiale  $K_e$ ).
- Phase plastique : formation de rotules et réduction progressive de rigidité, avec une pente résiduelle traduisant l'écrouissage.
- Rupture : Chute de l'effort tranchant, marquant la capacité ultime.

Pour faciliter l'interprétation, les normes (FEMA 356, Eurocode 8, ATC 40) recommandent une idéalisation bilinéaire de la courbe. Cette simplification permet de délimiter clairement les phases élastique et plastique et calculer la ductilité et comparer les performances avec les exigences réglementaires.

La procédure d'idéalisation suit généralement ces étapes :

- Détermination de  $K_e$  : Rigidité sécante à 60% de l'effort élastique effectif
- Calcul de la pente post-élastique : Ajustement pour équilibrer les aires sous la courbe réelle et la courbe idéalisée (méthode graphique itérative).

Finalement, en superposant la courbe de capacité avec le spectre de calcul on trouve le point de performance de la structure, c'est avec ce point qui permet de dimensionner la structure (Figure 1.6).



**Figure 1.6** : Courbe de capacité et spectre de réponse d'une structure

La méthode Pushover présente plusieurs applications pratiques et avantages significatifs dans l'analyse sismique des structures. Elle permet notamment de déterminer le déplacement cible de la structure, un paramètre essentiel pour vérifier sa sécurité vis-à-vis des états limites, qu'ils soient de service ou ultimes. En outre, cette méthode facilite l'identification des points faibles de l'ouvrage, en mettant en évidence les zones où apparaissent les rotules plastiques et les éléments potentiellement sur sollicités, ce qui permet une meilleure compréhension du mécanisme de ruine.

Sur le plan pratique, la méthode Pushover est moins exigeante en ressources de calcul que l'analyse dynamique non linéaire. Elle offre donc une bonne approximation du comportement sismique global d'une structure, tout en étant plus rapide et moins coûteuse à mettre en œuvre dans les études préliminaires ou les analyses de vulnérabilité.

Cependant, cette méthode comporte également certaines limites qu'il convient de bien maîtriser. L'une des principales critiques concerne son hypothèse simplificatrice, selon laquelle la distribution des charges latérales reste statique tout au long de l'analyse. Cette hypothèse néglige ainsi les effets dynamiques associés aux modes supérieurs, ce qui peut fausser les résultats pour les structures irrégulières ou complexes. De plus, la méthode est sensible au choix du profil de chargement appliqué (distribution uniforme, modale, triangulaire, etc.), ce qui peut influencer la précision et la représentativité de la réponse obtenue. En somme, bien que la méthode Pushover soit un outil puissant et accessible, son utilisation doit être accompagnée de bonnes pratiques et d'une interprétation critique des résultats, en tenant compte de ses hypothèses et de ses limites[10], [11]

## 1.4. VÉRIFICATIONS AUX ÉTATS LIMITES

### 1.4.1. Déplacements Inter-Étages

Le contrôle des déplacements inter-étage constitue un paramètre essentiel dans la conception sismique. Un bâtiment excessivement rigide peut engendrer des ruptures fragiles, tandis qu'une structure trop flexible peut présenter un comportement difficile à maîtriser, avec des déformations excessives en cas de séisme. Pour cette raison, le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) impose une limite maximale aux déplacements inter-étages, fixée à 0,01 fois la hauteur d'étage ( $0,01 \cdot h$ ). Concrètement, cela équivaut à un déplacement maximal de 3 cm pour un étage de 3 mètres de hauteur.

La démarche de vérification s'effectue généralement en deux étapes. D'abord, on procède au calcul du déplacement élastique maximal à l'aide d'une des méthodes d'analyse. Cependant, ce déplacement ne reflète pas totalement la réalité, car les structures se comportent de manière non linéaire sous sollicitations sismiques fortes. Pour mieux estimer le déplacement réel que la structure peut subir, on introduit la notion de déplacement plastique en multipliant le déplacement élastique par le coefficient de comportement  $R$ , qui traduit la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Ce déplacement plastique, plus représentatif du comportement réel de la structure en cas de séisme, est ensuite comparé à la limite réglementaire. Si cette condition est respectée, la structure est considérée conforme au critère de déplacement inter-étage imposé par la réglementation. Cette méthode permet ainsi

d'intégrer indirectement les effets non linéaires dans une approche linéaire, tout en respectant les exigences de sécurité [10], [11]

### 1.4.2. Effets P-Delta

Lors d'un séisme, une structure qui subit une déformation importante voit apparaître des effets secondaires dus à son propre poids. Ce phénomène, connu sous le nom d'effet P-Delta, se manifeste par la création de moments supplémentaires causés par le déplacement latéral de la structure sous l'action de la gravité. Ces moments induits viennent amplifier les déformations, aggravant potentiellement l'instabilité globale du bâtiment.

Pour évaluer l'importance de cet effet, on calcule un coefficient de stabilité noté  $\Theta_k$  défini par la relation suivante :

$$\Theta_k = \frac{P_c \Delta_k}{V_k h_k}$$

où :

$P_c$  la charge verticale appliquée à l'étage

$\Delta_k$  est le déplacement latéral de l'étage

$V_k$  est le cisaillement total à la base de l'étage

$h_k$  est la hauteur de l'étage

Si la valeur obtenue dépasse 0,1, cela signifie que les effets du second ordre (P-Delta) sont significatifs, et la réglementation impose alors une reprise des calculs en tenant compte explicitement de ces effets dans l'analyse. Cette vérification est essentielle pour garantir la stabilité globale de la structure et éviter un effondrement progressif non anticipé dans les calculs classiques du premier ordre.[10], [11]

### 1.4.3. Effort Normal Réduit

Dans le contexte sismique, un poteau en béton armé soumis à une charge axiale importante voit sa capacité en flexion réduite de manière significative. En effet, l'interaction entre l'effort axial et la flexion peut compromettre la ductilité de l'élément et accélérer sa défaillance, ce qui représente un risque critique pour la stabilité de l'ouvrage. Afin de

prévenir ce type de comportement fragile, le RPA (Règlement Parasismique Algérien) impose une exigence spécifique, visant à limiter la part de l'effort axial dans la résistance du poteau.

Cette exigence se traduit par la vérification du taux de chargement axial réduit, noté  $\nu$ , qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B f_{c28}} > 0.35$$

où :

$N$  est l'effort axial appliqué sur le poteau

$B$  est la largeur de la section comprimée

$f_{c28}$  est la résistance caractéristique du béton à 28 jours

Si le rapport  $\nu$  dépasse 0,35, cela signifie que le poteau est trop sollicité axialement, et donc vulnérable en cas de séisme. Le dépassement de ce seuil impose des mesures correctives : réduction de la charge verticale, augmentation de la section du poteau, ou encore révision du plan de structure pour mieux répartir les efforts. Cette disposition vise à garantir que les poteaux conservent une capacité de rotation plastique suffisante, essentielle à un bon comportement global de la structure lors d'un tremblement de terre[10], [11]

## 1.5. RÈGLEMENTS ET NORMES PARASISMIQUES

### 1.5.1. Eurocode 8

L'Eurocode 8 constitue la norme européenne de référence pour la conception des structures résistantes aux séismes. L'EC8 se consacre exclusivement à la sécurité des bâtiments et des ouvrages de génie civil en cas de tremblement de terre. Son objectif fondamental est de trouver un équilibre entre résistance et ductilité, en autorisant certains dommages contrôlés pour éviter tout effondrement brutal des structures.

L'EC8 repose sur une approche basée sur la performance. Il ne s'agit pas simplement de garantir une résistance minimale ; l'accent est mis sur la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique grâce à sa ductilité. En d'autres termes, les bâtiments doivent pouvoir se déformer de manière maîtrisée, sans rupture soudaine. De plus, les structures sont classées par niveaux d'importance : un hôpital ou une caserne de pompiers, par exemple, doit rester

fonctionnel après un séisme, tandis que des bâtiments à usage industriel ou des entrepôts peuvent tolérer plus de dommages. Le zonage sismique et la nature du sol sont des paramètres essentiels dans l'application de l'EC8. Chaque pays établit sa propre carte d'aléa sismique : la Grèce et l'Italie, très exposées, appliquent des règles plus strictes, alors que des pays comme le Danemark présentent un faible risque. Le type de sol influe également de manière significative : les sols meubles amplifient les secousses sismiques, ce qui conduit à une adaptation des spectres de réponse en fonction des caractéristiques géotechniques locales.

L'EC8 met résolument l'accent sur la ductilité, en valorisant les détails constructifs qui permettent aux structures de mieux absorber l'énergie sismique. Les éléments en béton armé, par exemple, doivent être conçus pour fléchir sans rupture, ce qui est rendu possible grâce à des dispositions particulières d'armatures. Deux niveaux de ductilité sont prévus par la norme :

- DCM (Ductilité Moyenne) pour les bâtiments courants,
- DCH (Haute Ductilité) pour les structures critiques ou exposées à des niveaux élevés d'aléa.

Concernant les méthodes de calcul, l'EC8 propose plusieurs approches, allant de l'analyse statique simplifiée (forces latérales équivalentes) pour les bâtiments réguliers et de faible hauteur, à des analyses dynamiques avancées, linéaires ou non linéaires, nécessaires pour les structures complexes telles que les ponts, les tours ou les bâtiments irréguliers.

Un autre point fort de l'EC8 est la spécificité des règles selon les matériaux. Que ce soit pour le béton, l'acier, la maçonnerie ou le bois, la norme prévoit des prescriptions détaillées en matière de ductilité, de connexions et de comportement post-élastique. Par exemple, en acier, les assemblages doivent être conçus de manière à éviter toute rupture fragile, en privilégiant des zones de plastification contrôlée. Enfin, l'EC8 ne se limite pas à la structure principale : il impose également des exigences pour la sécurité des éléments non structuraux. Cloisons, faux plafonds, façades, canalisations ou équipements mécaniques doivent être solidement ancrés et conçus pour ne pas représenter un danger en cas de séisme. Ces éléments, bien que secondaires, peuvent en effet causer des blessures ou compromettre l'usage du bâtiment s'ils ne sont pas traités avec rigueur.[12]

### 1.5.2. ACI Code (American Concrete Institute)

L'ACI 318-19, publié par l'American Concrete Institute, constitue la norme de référence aux États-Unis pour la conception et la construction des structures en béton armé. Contrairement à l'Eurocode 8, qui privilégie une approche axée sur la performance, l'ACI adopte une méthode plus prescriptive, ancrée dans l'expérience et les retours de terrain. Ce code est largement utilisé non seulement en Amérique du Nord, mais également dans de nombreux pays qui s'alignent sur les normes américaines, notamment en Amérique latine, au Moyen-Orient et en Asie.

L'un des fondements de l'ACI 318-19 est son approche basée sur la résistance. La norme repose sur la vérification des états limites ultimes, en évaluant la capacité des éléments à résister aux sollicitations de flexion, de cisaillement ou de torsion. Les calculs intègrent des coefficients de sécurité partiels, assurant un niveau de fiabilité suffisant face aux incertitudes liées aux charges et aux matériaux. Les combinaisons de charges normalisées permettent de couvrir les scénarios les plus courants, tout en maintenant un bon compromis entre sécurité et économie.

Une attention particulière est portée aux détails des armatures. L'ACI 318-19 exige des prescriptions précises sur les longueurs d'ancrage, les recouvrements, les espacements et la disposition générale des armatures, afin de garantir un comportement ductile et éviter les ruptures fragiles. Dans les zones sismiques ou les zones critiques (extrémités de poutres, poteaux soumis à de fortes sollicitations), le code impose l'utilisation d'étriers rapprochés et de renforts spécifiques, assurant une bonne dissipation d'énergie en cas de séisme.

La norme définit également des classes de résistance du béton, exprimées en psi (ou en MPa), en fonction de l'usage prévu. Par exemple, pour des dalles de plancher à usage résidentiel, une résistance minimale de 3 000 psi (environ 21 MPa) est souvent exigée. L'ACI prend aussi en compte la durabilité des ouvrages en imposant des mesures adaptées à l'environnement d'exposition. Dans les régions côtières ou soumises à des agents agressifs, un enrobage accru des armatures, l'utilisation de bétons spécifiques ou de protections anticorrosion devient obligatoire.

Enfin, l'ACI 318-19 introduit plusieurs innovations par rapport aux versions antérieures. Le béton fibré, par exemple, est désormais reconnu comme une solution alternative partielle aux armatures traditionnelles dans certains cas bien définis. Les formulations de calcul pour la flexion et le cisaillement ont également été simplifiées et modernisées, dans le but d'offrir une meilleure cohérence entre les différentes parties du code, tout en conservant un haut niveau de précision[13]

### 1.5.3. ASCE Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-17)

La norme ASCE/SEI 41-17 est la principale référence aux États-Unis pour l'évaluation et la réhabilitation sismique des bâtiments existants. Contrairement aux codes de conception pour les constructions neuves, comme l'ACI 318 ou l'Eurocode 8, l'ASCE 41 adopte une approche réaliste, hiérarchisée et axée sur la conservation. L'objectif n'est pas de reconstruire, mais de renforcer judicieusement les structures existantes afin d'assurer leur stabilité et leur sécurité face aux séismes.

Un des concepts clés de cette norme repose sur la méthode par paliers (Tiers Method), qui définit plusieurs niveaux de performance sismique associés à deux séismes de référence :

- BSE-1 (Basic Safety Earthquake 1) correspondant à un séisme modéré,
- BSE-2 correspondant à un séisme extrême.

Selon l'importance du bâtiment, trois objectifs de performance sont visés :

Opérationnel : le bâtiment subit peu de dommages et reste immédiatement fonctionnel après un séisme.

Sûreté de vie (Life Safety) : des dommages importants peuvent apparaître, mais la structure reste stable sans risque d'effondrement ni danger pour les occupants.

Prévention de l'effondrement (Collapse Prevention) : vise à éviter l'effondrement total, même pour des bâtiments très vulnérables ou anciens.

L'ASCE 41 propose une gamme de méthodes d'analyse structurale, adaptées à la complexité du bâtiment et au niveau de précision souhaité :

- LSP (Linear Static Procedure) : méthode statique linéaire simple, applicable aux structures régulières et peu complexes.

- NSP (Nonlinear Static Procedure) : méthode Pushover, adaptée aux structures intermédiaires.
- LDP (Linear Dynamic Procedure) : méthode modale spectrale, pour des bâtiments plus complexes.
- NDP (Nonlinear Dynamic Procedure) : analyse dynamique non linéaire en temps réel, utilisée pour les cas les plus exigeants comme les bâtiments historiques ou à haute importance.

Un aspect fondamental de cette norme est qu'elle accepte un endommagement contrôlé, à condition que la stabilité globale soit assurée. Par exemple, la présence de fissures dans les éléments en béton est tolérée tant que les armatures conservent leur rôle structurel.

L'ASCE 41 intègre également l'évaluation des faiblesses structurelles typiques des bâtiments anciens. Elle identifie des pathologies courantes comme :

Les poteaux courts, susceptibles de rupture fragile.

Les murs en maçonnerie non armée, très vulnérables aux efforts latéraux.

Les connexions soudées fragiles, fréquentes dans les structures en acier construites avant les années 1980.

Des tables prédéfinies fournissent les capacités mécaniques et les déformations admissibles pour divers matériaux (béton, acier, bois, etc.).

Enfin, la norme encourage une réhabilitation sur mesure, ciblée et efficace. Parmi les solutions courantes figurent l'ajout de contreventements métalliques pour améliorer la rigidité latérale, l'enveloppement de poteaux fragiles avec des fibres de carbone (CFRP), ou encore l'installation d'isolateurs sismiques à la base de bâtiments patrimoniaux, permettant de les protéger sans en altérer l'apparence architecturale.[14]

#### 1.5.4. TBEC

Le TBEC 2018 (Turkish Building Earthquake Code) est la norme sismique officielle de la Turquie adoptée dans un contexte de très forte sismicité. Issu des leçons apprises à la suite de tremblements de terre dévastateurs, comme ceux d'Izmit en 1999 et d'Elazığ en 2020, ce code ambitieux vise à renforcer la sécurité des structures grâce à une approche moderne, rigoureuse et orientée performance. Il repose sur une classification des séismes en trois

niveaux (DD1 à DD3), chacun associé à un objectif de performance bien défini : DD1, pour les séismes fréquents, impose que le bâtiment reste pleinement opérationnel avec seulement des dommages mineurs ; DD2, correspondant à un séisme modéré, tolère des dommages réparables mais exige que la stabilité structurelle soit préservée ; enfin, DD3, qui représente un séisme rare et extrême, interdit tout effondrement, l'objectif étant de protéger les vies humaines à tout prix.

Le TBEC établit également une classification des bâtiments selon leur importance, en quatre classes : les bâtiments critiques (classe I, comme les hôpitaux ou les centres de crise) sont soumis aux exigences les plus strictes, suivis des infrastructures sensibles (classe II), des bâtiments standards comme les logements (classe III), et enfin des constructions à faible enjeu (classe IV). Plus un bâtiment est essentiel, plus ses exigences en matière de conception, de ductilité et de sécurité sont élevées.

Sur le plan des matériaux, le TBEC encadre strictement l'utilisation des composants structurels. Pour le béton armé, des dispositions détaillées sont imposées : renforcement des nœuds poutre-poteau, continuité des armatures et exigences de ductilité renforcées. La maçonnerie, quant à elle, est fortement restreinte dans les zones à risque sismique élevé, avec obligation de renforcements tels que les chaînages et les tirants. Pour les structures en acier, des normes élevées sont fixées pour les soudures, les assemblages et la maîtrise de la ductilité.

Le code propose également une hiérarchie des méthodes d'analyse sismique, adaptées à la complexité des bâtiments : analyse statique équivalente pour les structures régulières de faible hauteur, analyse dynamique spectrale (linéaire) pour les bâtiments plus complexes, et analyse dynamique non linéaire pour les structures critiques ou présentant des irrégularités. Une attention particulière est portée à la dissipation d'énergie et à la ductilité globale des systèmes structuraux.

Enfin, le TBEC met fortement l'accent sur le contrôle qualité. Des inspections sont obligatoires à toutes les étapes de la construction (ferraillage, bétonnage, assemblages), accompagnées d'essais systématiques sur les matériaux (béton, acier) pour s'assurer de leur conformité aux exigences normatives. Cette rigueur vise à garantir que les performances sismiques prévues en conception soient bien atteintes dans la réalité du chantier.[15]

### 1.5.5. RPA

Le RPA 2024, dernière version du règlement parasismique algérien, marque une étape significative dans la modernisation des normes de conception sismique en Algérie. Conscient des leçons tirées des précédents séismes (notamment Boumerdès en 2003), ce nouveau règlement intègre des innovations majeures tant sur le plan technique que méthodologique, avec pour objectif d'améliorer la sécurité des bâtiments et d'aligner le cadre réglementaire algérien avec les pratiques internationales.

L'un des changements les plus notables est le nouveau zonage sismique, revu et affiné grâce à une meilleure connaissance des failles actives et des données sismologiques actualisées. Ce zonage redéfinit les niveaux d'accélération du sol selon les régions, avec une cartographie plus précise, permettant d'adapter les exigences structurelles en fonction du niveau de risque local.

Le spectre de réponse sismique a également été ajusté, notamment pour tenir compte des sols mous et très compressibles, qui peuvent amplifier considérablement les secousses. Le RPA 2024 propose des coefficients correcteurs plus rigoureux, ce qui améliore la prise en compte des effets d'amplification locale. Cette modification est cruciale pour les grandes agglomérations situées sur des terrains alluvionnaires, comme Alger, Constantine ou Oran.

Sur le plan constructif, le RPA 2024 renforce les exigences liées aux nœuds poutre-poteau, éléments critiques dans le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé. L'accent est mis sur la continuité des armatures, la résistance au cisaillement dans les zones nodales, ainsi que sur le confinement du béton par des armatures transversales serrées. Ces prescriptions visent à garantir une dissipation d'énergie efficace et à éviter les ruptures fragiles lors des fortes sollicitations sismiques.

Autre innovation majeure : l'introduction, en annexe officielle, de la méthode d'analyse non linéaire statique (pushover). Bien que son usage ne soit pas encore obligatoire, cette inclusion témoigne de la volonté du RPA 2024 d'encourager une approche basée sur la performance, en évaluant le comportement post-élastique des structures. Cette méthode permet notamment de vérifier la formation progressive des rotules plastiques, d'estimer les déplacements cibles et de détecter les points faibles potentiels du bâtiment, au-delà des simples vérifications linéaires.

Enfin, le RPA 2024 conserve l'approche traditionnelle par forces latérales équivalentes, adaptée aux bâtiments réguliers de hauteur modérée, mais invite les ingénieurs à recourir à des méthodes plus sophistiquées — notamment l'analyse modale spectrale ou l'analyse dynamique non linéaire — pour les structures complexes, irrégulières ou stratégiques.

### 1.5.6. Comparaison des philosophies de conception parasismique

L'étude des principaux codes sismiques internationaux et régionaux révèle des approches convergentes dans leurs objectifs, mais différenciées dans leurs méthodes, leur niveau de détail et leur philosophie de conception. Tous visent à protéger la vie humaine, limiter les dégâts matériels, et garantir la résilience des structures, mais la manière dont ces objectifs sont traduits dans la pratique varie selon les contextes géographiques, économiques et historiques.

L'Eurocode 8 (EC8) se distingue par son approche équilibrée entre résistance et ductilité, s'inscrivant dans une logique de conception par la performance. Il met fortement l'accent sur les détails constructifs ductiles, notamment pour les zones critiques, et propose plusieurs niveaux de conception (DCM, DCH) selon l'importance des bâtiments. Le zonage sismique est laissé à l'appréciation des États membres, ce qui permet une bonne adaptabilité mais peut introduire des disparités.

À l'inverse, l'ACI 318-19, largement utilisé aux États-Unis et dans plusieurs pays d'Amérique et du Moyen-Orient, adopte une approche plus prescriptive. Son efficacité repose sur la robustesse de ses règles empiriques, dérivées d'un retour d'expérience riche et de tests expérimentaux. Il se concentre sur des règles précises d'armatures, de recouvrements et d'ancrages, avec une priorité donnée à la résistance ultime. Sa force réside dans la simplicité d'application et la clarté des prescriptions, bien que cela laisse parfois moins de flexibilité à l'ingénieur pour optimiser le comportement global.

De son côté, l'ASCE/SEI 41-17 occupe un rôle unique puisqu'il traite exclusivement de la réhabilitation des bâtiments existants. Il propose une évaluation fondée sur les niveaux de performance (opérationnel, sécurité de vie, prévention de l'effondrement) et introduit une hiérarchie de méthodes d'analyse allant du statique linéaire au dynamique non linéaire. Il reconnaît et modélise les défauts typiques des bâtiments anciens, tout en autorisant un certain

degré de dommage contrôlé. C'est une norme réaliste, précieuse dans les contextes urbains denses où la reconstruction n'est pas envisageable.

Le TBEC 2018, très influencé par les normes américaines et européennes, illustre l'évolution rapide de la Turquie vers des standards internationaux, en réponse à son historique sismique tragique. Il propose une stratification des niveaux sismiques (DD1 à DD3) et des objectifs de performance clairs pour chaque classe de bâtiment. Sa particularité réside dans l'exigence accrue sur les matériaux, les inspections, et les méthodes d'analyse, combinant rigueur, flexibilité et ancrage local. Le TBEC insiste également sur la vérification non linéaire, surtout pour les structures critiques ou irrégulières.

Enfin, le RPA 2024, dans sa nouvelle version, marque une avancée majeure pour l'Algérie. Il adopte plusieurs concepts internationaux modernes : nouveau zonage sismique, spectres de réponse ajustés aux sols, détails renforcés pour les nœuds, et surtout introduction de l'analyse non linéaire (pushover). Bien qu'encore en phase de transition vers une conception totalement fondée sur la performance, le RPA 2024 démontre une volonté claire de rapprochement avec les standards internationaux, tout en prenant en compte les spécificités locales du bâti et du sol. Son annexe sur l'analyse non linéaire représente une ouverture prometteuse vers des approches plus réalistes et avancées.[10]

## 1.6. Conclusion

Concevoir face aux séismes revient à résoudre une équation impossible : comment créer des structures assez solides pour résister, mais assez souples comme *un roseau qui plie mais ne rompt pas*? Ce chapitre nous a montré que la réponse ne se trouve ni dans le béton armé le plus dense, ni dans les calculs les plus sophistiqués, mais dans cette alchimie subtile entre rigueur scientifique et humilité face aux forces naturelles.

Les méthodes modernes ont révolutionné notre vision. Les effondrements passés nous rappellent cruellement que chaque coefficient dans nos calculs représente des vies humaines - celles des familles qui trouveront refuge entre ces murs quand la terre tremblera. L'évolution des normes, du RPA algérien à l'Eurocode, révèle une vérité plus profonde : la résilience sismique n'est pas qu'une question de technique. Elle reflète le rapport unique que chaque société entretient avec son environnement.



# Chapitre

## 2. Notion des Sections Fissurées

## 2.1. INTRODUCTION

Les structures en béton armé sont largement utilisées dans le génie civil en raison de leur durabilité, de leur résistance et de leur rentabilité. Cependant, l'un des défis majeurs dans leur conception et leur analyse réside dans la fissuration du béton, un phénomène inévitable sous chargement mécanique ou environnemental. La fissuration réduit localement la rigidité des éléments structuraux, affectant leur comportement global sous charges de service et extrêmes (sismiques, par exemple).

Une section fissurée (ou cracked section en anglais) désigne une section transversale d'un élément en béton armé (poutre, poteau, dalle, etc.) où le béton en traction est considéré comme inefficace en raison de l'apparition de fissures, tandis que le béton en compression et les armatures continuent de résister aux charges. Le béton se fissure dès que la contrainte de traction dépasse sa résistance ( $f_t$ ), les fissures se propagent jusqu'aux armatures, qui deviennent le seul moyen de résistance en traction.

Historiquement, la prise en compte des sections fissurées a évolué d'approches simplistes (ignorant la fissuration) à des modèles sophistiqués intégrant la progression non linéaire des fissures. Les codes de construction modernes, tels que l'ACI 318, l'Eurocode 2, et le règlement turc (TBEC 2018), prescrivent des méthodes pour estimer la rigidité effective des éléments fissurés, mais ces méthodes divergent par leurs hypothèses et leurs coefficients.

## 2.2. Théorie d'inertie effective

### 2.2.1. Les travaux de Yu et Winter

En 1960, les chercheurs Yu et Winter ont publié les résultats d'une étude approfondie sur le comportement des poutres en béton armé sous charges de service. Leurs travaux, sur des sections rectangulaires et en T soumises à des charges réparties, et devenus une référence, examinaient à la fois :

- Les déformations immédiates (à court terme)
- Les flèches différées (à long terme)

L'originalité de leur approche résidait dans la comparaison systématique entre données expérimentales issues de six études indépendantes des autres chercheurs avec des modèles théoriques (Deux méthodes de calcul distinctes) :

*Méthode A (Approche Simplifiée)*

On ignore totalement la contribution du béton tendu entre les fissures et on utilise directement l'inertie fissurée ( $I_{cr}$ ) dans les formules classiques de déformation élastique calculé par l'équation 2.1

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2 \quad 2.1$$

Premier terme : Inertie du béton comprimé (triangle de contraintes).

Second terme : Contribution des armatures, "transformées" en béton.

Avec :

b : largeur de la poutre

d : distance entre la fibre comprimée et les armatures tendues

$A_s$  : section d'acier en traction

n : coefficient d'homogénéité  $n = \frac{E_s}{E_b}$

x : position de l'axe neutre déterminé en équilibrant les moments statiques de la section fissurée :

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} = nA_s(d - x)^2 \quad 2.2$$

*Méthode B (Approche Raffinée)*

Intègre un facteur correctif pour quantifier la rigidité résiduelle apportée par :

Le béton non fissuré en zone de traction

L'effet de "pontage" entre les fissures

Remplacement de l'inertie fissurée  $I_{cr}$  par une inertie effective  $I_{eff}$  calculée par l'équation 2.3

$$I_{eff} = \frac{I_{cr}}{1 - b \left( \frac{M_1}{M_a} \right)} \quad 2.3$$

Avec :

b : largeur de la poutre

$M_a$  : moment maximum appliquée

$$M_1 = 0.1 f_c^{\frac{2}{3}} h (h - kd)$$

Avec

$f_c$  : résistance du béton à la compression

h : largeur totale de la poutre

d : distance entre la fibre comprimée et les armatures tendues

k : constant (en fonction du chargement et des conditions aux limites)

Idéalement, l'Équation 2.3 donne une valeur comprise entre  $I_g$  (inertie brute) et  $I_{cr}$  (inertie fissurée).

Les résultats obtenus avec la Méthode B se sont avérés légèrement plus précis que ceux de la Méthode A lorsqu'on les a comparés aux données expérimentales de flèche.

Yu et Winter ont été les premiers chercheurs à publier un modèle d'inertie effective sous une forme mathématique.[16]

### 2.2.2. Modèle de Branson

Le modèle de Branson, développé en 1963, marqua un tournant dans la modélisation des sections fissurées en béton armé. À cette époque, les ingénieurs se heurtaient à une difficulté majeure : comment prédire avec précision le comportement des poutres après fissuration, qui présentent une chute brutale de rigidité suivie d'une stabilisation progressive. Les modèles existants étaient soit trop simplistes (considérant la section soit totalement fissurée, soit non fissurée), soit trop complexes pour les calculs manuels courants. C'est dans ce contexte que Dan E. Branson, professeur à l'Université de l'Iowa, proposa une approche révolutionnaire basée sur une moyenne pondérée entre l'état fissuré et non fissuré.

La formule de Branson :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad 2.4$$

Avec :

$I_g$  : l'inertie initiale de la section brute.

$I_{cr}$  : l'inertie de la section complètement fissurée.

$M_a$  : moment maximum appliquée

$M_{cr}$  : moment de fissuration

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Avec :

$y_t$  : distance entre l'axe neutre et la fibre tendue

$f_r$  : module de rupture

$$f_r = 7.5\lambda\sqrt{f_c}$$

$f_c$  : résistance du béton à la compression

$\lambda$  : coefficient pour béton léger

L'exposant (3) a été déterminé de manière empirique en appliquant le modèle à des poutres de sections rectangulaires et en T soumises à une charge uniforme. Cet exposant cubique a permis au modèle de prendre en compte implicitement la flèche permanente subie par un élément en béton armé, résultant des effets inélastiques associés à la fissuration en traction. L'équation 2.4 s'est avérée précise et fiable pour estimer la flèche des éléments en béton armé, comme en témoignent les données expérimentales disponibles à l'époque.

Comme Yu et Winter (1960), Branson a testé la validité de son modèle en le comparant aux données de flèches obtenues lors d'autres études portant sur des sections rectangulaires et en T soumises à une charge uniforme

Ensuite, sa simplicité d'utilisation - ne nécessitant que des paramètres facilement calculables comme le moment de fissuration, le moment appliqué et les inerties brute et fissurée - en fait un outil pratique pour les ingénieurs.

Le Code ACI a intégré l'équation de Branson qui est apparue pour la première fois dans l'édition 1971 de la publication. Elle reste aujourd'hui la méthode recommandée pour calculer le moment d'inertie effectif utilisé pour déterminer la flèche des éléments en béton armé.[16]

Contrairement au modèle de Yu et Winter, l'équation du moment d'inertie effectif de Branson présente deux caractéristiques fondamentales :

Elle est naturellement bornée entre l'inertie fissurée et l'inertie brute

Elle ne contient aucun terme la reliant à la philosophie de calcul aux contraintes admissible

### 2.2.3. Modèle de Branson simplifié

Une étude menée par Grossman (1981) a démontré que le modèle de Branson pouvait être simplifié en évitant le calcul de  $I_{cr}$  (inertie fissurée). Cette approche permettait d'estimer  $I_e$  (inertie effective) avant même de déterminer la quantité et la disposition des armatures en acier (Grossman, 1981). La méthode simplifiée se déroule comme suit :

$$\text{Si } \frac{M_a}{M_{cr}} < 1.6$$

$$\frac{I_e}{I_g} = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \leq 1 \quad 2.5a$$

$$\text{Si } \frac{M_a}{M_{cr}} > 1.6$$

$$\frac{I_e}{I_g} = 0.1 \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right) \leq 1 \quad 2.5b$$

$I_e$  : moment d'inertie effective

$I_g$  : l'inertie initiale de la section brute.

$M_a$  : moment maximal appliqué

$M_{cr}$  : moment de fissuration

---

Les deux équations doivent avoir une limite inférieure de 0.35

Les relations mentionnées ci-dessus ont été établies lors d'une étude paramétrique menée par Grossman (1981). Cette étude appliquait l'équation de Branson à de nombreuses configurations de conception, où des éléments en béton armé étaient soumis à des charges croissantes. Grossman partait de l'hypothèse que l'équation de Branson était toujours valable, quelle que soit la situation.[16]

#### 2.2.4. Modèle Al-Zaid, Al-Shaikh, and Abu-Hussein 1991

En 1991, des chercheurs de l'Université King Saud à Riyad (Arabie Saoudite) ont publié les résultats d'une étude visant à déterminer si les configurations de charges non uniformes étaient correctement prises en compte par le modèle d'inertie effective de Branson.

L'étude a comparé les valeurs théoriques d'inertie aux valeurs expérimentales obtenues en soumettant des poutres en béton armé (de section rectangulaire) à quatre types de chargements :

Charge uniforme

Charge concentrée à mi-portée

Charge en deux points

Combinaison d'une charge concentrée à mi-portée et d'une charge uniforme

Le moment de service appliqué était identique pour chaque configuration.

Observations clés

L'inertie expérimentale pour une charge concentrée à mi-portée était 12 % plus élevée que celle obtenue sous charge en deux points, et 20 % plus élevée que sous charge uniforme.

Ces résultats ont montré que le modèle de Branson ne peut pas être précis pour tous les cas de chargement.

L'Équation 2.4 (modèle de Branson) donne une valeur proche de l'expérience pour le cas de charge uniforme, mais sous-estime significativement la rigidité pour une charge concentrée à mi-portée.

Proposition des chercheurs

Pour corriger cet écart, les chercheurs ont suggéré de généraliser le modèle de Branson en le modifiant sous la forme de l'Équation 2.6

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] I_{cr} \quad 2.6$$

Avec :

$I_g$  : l'inertie initiale de la section brute.

$I_{cr}$  : l'inertie de la section complètement fissurée.

$M_a$  : moment maximum appliquée

$M_{cr}$  : moment de fissuration

$m$  : exposant déterminé expérimentalement

Dans leur rapport, les chercheurs ont démontré qu'en généralisant l'Équation de relation moment-courbure (et par conséquent l'Équation 2.5), puis en résolvant l'Équation 2.7) pour chaque cas de charge, l'écart pouvait être éliminé.

$$m = \frac{\log \log \left[ \frac{I_{exp} - I_{cr}}{I_g - I_{cr}} \right]}{\log \log \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)} \quad 2.7$$

Avec :

$I_{exp}$  : moment d'inertie expérimental

Les chercheurs ont avancé que l'écart révélé dans le modèle de Branson était dû aux longueurs variables de fissuration d'une poutre, induites par chaque type de chargement (Al-Zaid et al., 1991). Par conséquent, ils ont proposé un nouveau modèle (Équation 2.8), similaire dans sa forme au modèle de Branson, mais intégrant le rapport entre la longueur fissurée et la longueur totale de la poutre. Ce ratio permettait de prendre en compte automatiquement les variations d'inertie effective causées par les différences de longueur fissurée (Équation 2.8).

$$I_e = \left(\frac{L_{cr}}{L_a}\right)^{m'} I_g + \left[1 - \left(\frac{L_{cr}}{L_a}\right)^{m'}\right] I_{cr} \quad 2.8$$

Avec :

$I_g$  : l'inertie initiale de la section brute.

$I_{cr}$  : l'inertie de la section complètement fissurée.

$L_a$  : longueur de l'élément

$L_{cr}$  : longueur fissurée

$m'$  : exposant déterminé expérimentalement

Le modèle proposé est borné par :

$I_e = I_g$  lorsque  $L_{cr} = 0$  (poutre non fissurée),

$I_e = I_{cr}$  lorsque la longueur fissurée  $L_{cr}$  couvre presque toute la longueur de l'élément.

L'exposant  $m'$  (introduit dans l'Équation 2.8) est calculé à l'aide de l'Équation 2.9. En théorie, cet exposant dépend uniquement du taux d'armature (rapport de la section d'acier sur la section de béton).

Cette théorie a ensuite été approfondie par les mêmes chercheurs (Al-Shaikh et Al-Zaid, 1993).[17], [18]

$$m = \frac{\log\log\left[\frac{I_{exp} - I_{cr}}{I_g - I_{cr}}\right]}{\log\log\left(\frac{L_{cr}}{L_a}\right)} \quad 2.9$$

### 2.2.5. Modèle de bischoff

Le modèle de Bischoff est une avancée majeure dans la prédiction des flèches des poutres en béton armé, surtout pour les charges sismiques et les matériaux composites. Il améliore significativement les modèles de Branson (1963) et Yu & Winter (1960) en introduisant une approche sécante et un coefficient  $\Upsilon$  ajustable.[19]

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \Upsilon \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2} \quad 2.10$$

Avec :

$I_{cr}$  : moment de fissuration

$I_g$  : l'inertie initiale de la section brute.

$M_a$  : moment maximal appliqué

$M_{cr}$  : moment de fissuration

$\gamma$  : coefficient de configuration :

1.0 pour charges réparties

0.5 pour charges ponctuelles

0.7 pour charges sismique

## 2.3. L'INERTIE FISSURÉES DANS LES CODES PARASISMIQUE

### 2.3.1. EUROCODE

« À moins qu'une analyse plus précise des éléments fissurés ne soit effectuée, les propriétés de rigidité élastique en flexion et en cisaillement des éléments en béton et en maçonnerie peuvent être prises égales à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés »

L'Eurocode 8 (EN 1998-1) adopte une approche simplifiée pour représenter l'effet de la fissuration sur la rigidité des éléments en béton armé, en prescrivant un coefficient de réduction unique de 0,5, soit 50 % de l'inertie brute  $I_g$ , à utiliser dans les analyses sismiques. Cette valeur constante repose sur trois justifications principales. Premièrement, elle reflète une moyenne représentative de la rigidité fissurée, tenant compte du fait que, sous l'effet des sollicitations sismiques, le béton se fissure partiellement, ce qui entraîne une diminution notable de sa rigidité. Le coefficient de 0,5 se situe ainsi entre l'état non fissuré  $I_g$  et l'état totalement fissuré  $I_{cr}$ , offrant un compromis conservatif sans recourir à des calculs complexes. Deuxièmement, l'Eurocode 8 privilégie une harmonisation pratique en optant pour un coefficient uniforme, à la différence de l'ACI qui varie les valeurs selon le type d'élément ou son état de sollicitation. Cette simplification facilite la modélisation globale des structures,

notamment en phase de prédimensionnement, tout en maintenant un niveau de sécurité acceptable. Enfin, cette valeur est validée par des données expérimentales, qui montrent que la rigidité résiduelle des éléments en béton armé fissurés sous sollicitations sismiques oscille généralement entre 30 % et 70 % de l'inertie brute. Le choix d'un coefficient à 50 % représente donc un compromis réaliste, équilibrant sécurité, simplicité d'application et fidélité au comportement réel des structures[12]

### 2.3.2. ACI

Composant	Rigidité en flexion	Rigidité au cisaillement	Rigidité axiale
Poutres — non précontraintes	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Poutres — précontraintes	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Colonnes ( $N \geq 0.5A_gf_c$ )	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Colonnes ( $N \leq 0.1A_gf_c$ ou traction)	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$ (compression), $E_sA_s$ (traction)
Nœuds poutre-colonne	Voir section 10.4.2.2.1	—	—
Dalles pleines — non précontraintes	Voir section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Dalles pleines — précontraintes	Voir section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Murs fissurés	$0.35E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$ (compression), $E_sA_s$ (traction)

**Tableau 2.1** : Valeurs de la rigidité effective de l'ACI 318

L'ACI 318 adopte une approche nuancée pour évaluer la rigidité effective des éléments en béton armé fissurés, en tenant compte du type d'élément structurel ainsi que de son état de sollicitation. Contrairement à l'Eurocode 8, qui applique un coefficient unique de réduction de rigidité (généralement 50 %), l'ACI propose des coefficients différenciés afin de mieux refléter l'impact réel de la fissuration sur le comportement mécanique. Ainsi, pour les poutres non précontraintes, la rigidité flexionnelle est réduite à 30 % de la valeur non fissurée ( $0,3$

$E_c I_g$ ), alors qu'elle est maintenue à 100 % pour les poutres précontraintes, la précontrainte ayant un effet bénéfique en limitant le développement de fissures. En ce qui concerne le cisaillement, un coefficient uniforme de 40 % est appliqué à toutes les poutres, quel que soit leur type.

Pour les colonnes, la rigidité en flexion dépend du niveau d'effort axial. Elle est évaluée à 70 % lorsque la colonne est soumise à une compression significative ( $\geq 0.5A_g f_c$ ), ce qui tend à limiter la fissuration, mais elle tombe à 30 % en cas de faible compression ou de traction, situations qui aggravent la dégradation du comportement en flexion. Les murs porteurs, quant à eux, présentent une rigidité flexionnel réduite en plan (35 %) et encore plus hors-plan (25 %), une distinction attribuée aux modes de fissuration différents selon la direction de sollicitation.

Concernant les diaphragmes, l'ACI prescrit des coefficients de 25 % pour les éléments non précontraints, tandis que les éléments précontraints bénéficient d'une rigidité portée à 50 %, une fois encore pour récompenser leur capacité à mieux contrôler la fissuration.

Globalement, l'ACI suit une philosophie basée sur l'observation expérimentale et l'adaptation au contexte structurel réel, valorisant les éléments précontraints pour leur comportement supérieur. Cette approche différenciée permet une modélisation plus fidèle du comportement post-fissuration, bien qu'elle nécessite une attention accrue de l'ingénieur lors du choix des coefficients à appliquer. Elle reflète également une volonté de précision et de réalisme dans la modélisation non linéaire des structures en béton armé.[20]

### 2.3.3. ASCE

Composant	Rigidité axiale	Rigidité en flexion	Rigidité au cisaillement
Poutres — non précontraintes	$1.0E_c A_g$	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$
Poutres — précontraintes	$1.0E_c A_g$	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$
Colonnes ( $N \geq 0.5A_g f_c$ )	$1.0E_c A_g$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$

Colonnes ( $N \leq 0.1A_g f'_c$ ou traction)	$1.0E_c A_g$ (compression), $E_s A_s$ (traction)	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$
Murs structuraux — en plan	$1.0E_c A_g$	$0.35E_c I_g$	$0.25E_c A_w$
Murs structuraux — hors-plan	$1.0E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.25E_c A_w$
Diaphragmes — non précontraints	$0.25E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.25E_c A_w$
Diaphragmes — précontraints	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.25E_c A_w$
Poutres de liaison	$1.0E_c A_g$	$0.07(l/h)^2 E_c I_g \leq 0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$
Radier (en plan)	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$
Radier (hors plan)	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$

**Tableau 2.2** : Valeurs de la rigidité effective de l'ASCE 41-17

L'ASCE adopte une approche semblable à celle de l'ACI en ce qui concerne les coefficients de rigidité effective, tout en y apportant des nuances spécifiques liées aux exigences des charges sismiques. Pour les poutres non précontraintes, la rigidité en flexion est réduite à 30 % de l'inertie brute ( $0.3E_c I_g$ ), reflétant les effets de la fissuration. En revanche, les poutres précontraintes conservent une rigidité pleine ( $1.0E_c I_g$ ), en raison de leur capacité supérieure à résister à la fissuration. En cisaillement, un coefficient uniforme de 40 % est appliqué, quel que soit le type de poutre. Pour les colonnes, la rigidité flexurale dépend du niveau d'effort axial : elle est réduite à 70 % pour les colonnes fortement comprimées ( $\geq 0.5A_g f'_c$ ), et abaissée à 30 % lorsque la compression est faible ou qu'il y a traction. Concernant les murs porteurs (stacked walls), l'ASCE applique un coefficient de 35 % en flexion, traduisant leur comportement intermédiaire entre celui des poutres et des colonnes. Pour les dalles plates, bien qu'aucune valeur explicite ne soit donnée pour la flexion (cette dernière renvoyant à une section spécifique du code), un coefficient de 40 % en cisaillement est généralement utilisé. Globalement, la philosophie de l'ASCE est d'assurer une cohérence avec l'ACI 318, tout en intégrant de manière plus rigoureuse les effets dynamiques liés aux séismes. Certaines valeurs peuvent ainsi être légèrement plus conservatrices, notamment dans le contexte de

l'analyse sismique. De plus, l'ASCE fait preuve de souplesse pour les cas complexes, comme les dalles plates ou les assemblages poutre-colonne, qui nécessitent des analyses spécifiques détaillées dans des sections dédiées du code.[14]

### 2.3.4. TBEC

<b>Élément de Structure en Béton Armé</b>	<b>Type d'Effort 1</b>	
	<b>Mur – Dalle (Dans le Plan)</b>	<b>Axial</b>
Mur	0,50	0,50
Mur de sous-sol	0,80	0,50
Dalle	0,25	0,25
<b>Mur – Dalle (Hors Plan)</b>	<b>Flexion</b>	<b>Cisaillement</b>
Mur	0,25	1,00
Mur de sous-sol	0,50	1,00
Dalle	0,25	1,00
<b>Éléments Linéaires (Barres)</b>	<b>Flexion</b>	<b>Cisaillement</b>
Poutre de liaison	0,15	1,00
Poutre de cadre	0,35	1,00
Colonne de cadre	0,70	1,00
Mur (modélisé comme élément équivalent)	0,50	0,50

**Tableau 2.3** : Valeurs de la rigidité effective de TBEC 2018

Le TBEC (Règlement Turc du Béton) adopte une approche spécifique et détaillée pour la prise en compte de la rigidité effective des éléments en béton armé, notamment dans un contexte sismique. Ce règlement distingue clairement les comportements en plan et hors plan, ainsi que les différents types d'éléments structuraux. Pour les murs (perde), la rigidité en plan est réduite à 50 %, tandis qu'en hors-plan, elle chute à 25 %, sauf pour les murs de sous-sol où elle peut remonter jusqu'à 50 % en raison de leur confinement. Les dalles, quant à elles,

conservent seulement 25 % de leur rigidité en plan. Du côté des éléments linéaires, les poutres de cadre présentent une rigidité en flexion réduite à 35 %, tandis que les colonnes, plus sollicitées en compression, bénéficient d'un coefficient plus élevé à 70 %, similaire à celui adopté dans l'ACI ou l'ASCE. Une particularité notable concerne les poutres de liaison, pour lesquelles le TBEC applique un coefficient de seulement 15 % en flexion, traduisant une vision très conservatrice liée à leur forte vulnérabilité à la fissuration. En ce qui concerne la rigidité au cisaillement, la majorité des éléments conservent 100 % de leur capacité, à l'exception des murs et dalles en plan, limités à 50 %. Cette approche diffère sensiblement des normes américaines (ACI/ASCE), qui préconisent généralement 40 % en cisaillement pour les poutres. Enfin, le TBEC ne semble pas faire de distinction explicite entre les éléments précontraints et non précontraints, adoptant des coefficients valables de manière générale, sans pondération liée à la précontrainte. Cette stratégie vise une modélisation réaliste, tout en restant prudente pour les éléments sensibles au comportement non linéaire.[15]

## 2.4. Synthèse comparative

Les différents codes de conception sismique adoptent des approches variées pour modéliser la rigidité effective des éléments en béton armé fissuré, reflétant des choix philosophiques distincts entre simplicité, réalisme et sécurité.

### 2.4.1. ACI318-19 et ASCE 7-22

Approche différenciée, où la rigidité effective dépend du type d'élément (poutre, colonne, mur) et de son état de sollicitation (niveau d'effort axial, présence de précontrainte). Cette méthode permet de mieux refléter le comportement réel des structures, mais complexifie légèrement la modélisation.

L'ACI/ASCE introduisent plus de réalisme mécanique, avec des coefficients qui reflètent l'évolution des rigidités selon la précontrainte ou le niveau d'effort axial.

### 2.4.2. Eurocode 8

Approche uniforme et simplifiée, avec un coefficient unique de 0.5 appliqué à tous les éléments en béton armé, quelle que soit leur fonction ou leur niveau de fissuration. Ce choix vise la cohérence et la simplicité dans les analyses globales, tout en restant globalement

conservatif. L'Eurocode 8 mise sur une moyenne prudente (50 %) entre rigidité fissurée et non fissurée, ce qui est pratique pour le prédimensionnement mais peut s'avérer moins précis pour l'analyse détaillée.

### 2.4.3. TBEC 2018

Approche structurée et conservatrice, distinguant comportements en plan / hors-plan et spécifiant des coefficients parfois très faibles (ex : 15 % pour les poutres de liaison). Le TBEC se démarque aussi par des coefficients de cisaillement souvent laissés à 100 %, sauf pour les murs/dalles en plan.

Le TBEC introduit des valeurs conservatrices, notamment pour les éléments critiques (poutres de liaison, dalles), et distingue les cas hors-plan (souvent négligés dans d'autres codes). Sa démarche est particulièrement adaptée aux contextes de fort aléa sismique, comme celui de la Turquie

Élément	ACI 318 / ASCE 7-22	Eurocode 8	TBEC 2018
Poutres (flexion)	0.30 (non précontrainte) 1.0 (précontrainte)	0.50	0.35
Colonnes (flexion)	0.70 (forte compression) 0.30 (faible)	0.50	0.70
Poutres de liaison	Non spécifié explicitement	0.50 (générique)	0.15
Murs (flexion en plan)	0.35	0.50	0.50
Murs (flexion hors-plan)	0.25	0.50	0.25 (0.50 si sous-sol)
Dalles (flexion)	Renvoi à sections spécifiques	0.50	0.25

Cisaillement (poutres)	0.40	0.50	1.0
Cisaillement (murs/dalles en plan)	0.40	0.50	0.50

**Tableau 2.4** : Tableau comparatif entre les différents coefficients de rigidité effective

## 2.2 2.5. Conclusion

La prise en compte des sections fissurées constitue une étape cruciale pour la compréhension et la modélisation du comportement réel des structures en béton armé. Loin d'être un simple détail, la rigidité effective conditionne directement les déplacements, la répartition des efforts internes, et in fine la sécurité de l'ouvrage face aux sollicitations, notamment sismiques.

À travers ce chapitre, nous avons exploré l'évolution historique des modèles — des travaux pionniers de Yu & Winter à ceux de Branson, Grossman, ou encore Bischoff — jusqu'aux méthodes modernes intégrées dans les règlements internationaux tels que l'ACI 318, l'ASCE 7, l'Eurocode 8 et le TBEC. Chaque approche, avec ses hypothèses et ses simplifications, cherche à établir un équilibre entre précision théorique et praticité d'application.

Les comparaisons montrent que si certains codes, comme l'Eurocode 8, misent sur la simplicité avec un coefficient unique, d'autres, comme l'ACI et le TBEC, optent pour une modélisation plus nuancée, en adaptant les coefficients à la nature de l'élément, à son niveau de sollicitation et à son environnement structurel. Ces différences soulignent l'importance pour l'ingénieur de choisir la méthode la plus adaptée au contexte du projet, en gardant à l'esprit que la fissuration du béton n'est pas une faiblesse à ignorer, mais une réalité à intégrer intelligemment dans la conception.

Ce chapitre jette ainsi les bases théoriques nécessaires pour aborder, dans le chapitre suivant, la mise en pratique de ces notions à travers la comparaison entre résultats expérimentaux et modélisations numériques, en intégrant les rigidités fissurées dans l'analyse sismique

## Chapitre

# 3. ETUDE ÉLÉMENTAIRE DE L'EFFET DES SECTIONS FISSURÉES

### 3.1. INTRODUCTION

Ce chapitre vise à évaluer l'impact de la prise en compte de la rigidité fissurée sur le comportement global d'un portique en béton armé à travers une comparaison entre les résultats expérimentaux et les simulations numériques. Après avoir abordé les principes de la conception parasismique et les effets de la fissuration sur la rigidité dans les chapitres précédents, il s'agit ici de mettre en pratique ces notions sur un cas réel. Le but est d'apprécier l'influence de différentes rigidités effectives proposées par l'Eurocode, l'ACI et le TBEC, en confrontant les courbes de capacité issues de la modélisation à celle obtenue expérimentalement. En complément, une comparaison des périodes propres sera également abordée.

Le choix du portique testé repose sur sa simplicité géométrique et sa représentativité. Il s'agit d'un portique plan 2D en béton armé, composé de deux poteaux verticaux et d'une poutre horizontale, d'une portée de 2,4 m et d'une hauteur libre de 1,825 m. Ce portique a été soumis à un essai de type "pushover". Ce type d'essai offre une base solide pour comparer les courbes de capacité l'expérience et les simulations numériques.

La méthodologie adoptée s'articule autour de la modélisation du portique sous SAP2000, avec des éléments frame 2D, l'introduction de rotules plastiques, et un chargement appliqué en contrôle de déplacement. Quatre modèles ont été étudiés : un modèle de référence avec les sections originales et trois autres modèles incorporant des réductions de rigidité selon les recommandations normatives. L'unique paramètre modifié entre les modèles est la rigidité EI, ce qui permet une analyse ciblée de son influence.

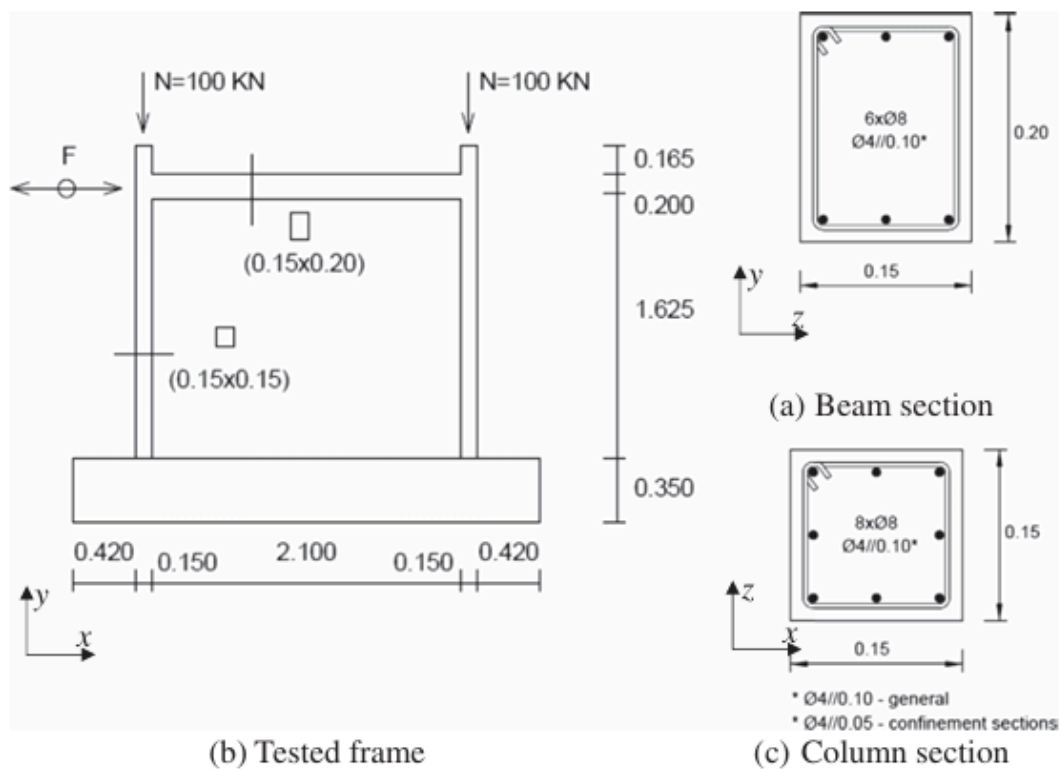
### 3.2. DESCRIPTION DE L'ESSAI EXPÉRIMENTAL

L'essai expérimental utilisé comme référence dans cette étude concerne un portique en béton armé à une travée et une hauteur d'étage unique. L'objectif de cet essai était de caractériser la réponse structurelle d'un portique sous chargement horizontal progressif, en contrôlant les déplacements, afin d'obtenir la courbe de capacité (force – déplacement). Ce type d'essai, souvent assimilé à une analyse « pushover » expérimentale, permet d'observer le

comportement global de la structure, y compris l'apparition des premières fissures, la formation de rotules plastiques, et enfin la perte de résistance

### 3.2.1. Géométrie et configuration

Le portique, testé par Laboratoire National d'Ingénierie Civile [21], est une structure plane en deux dimensions (2D), composée de deux poteaux verticaux et d'une poutre horizontale. L'entraxe entre les deux poteaux est de 2.40 mètres, tandis que la hauteur libre entre le sol et la sous-face de la poutre est de 1.825 mètres. La structure est réalisée en béton armé, avec des dimensions de sections (non spécifiées ici mais supposées constantes) typiques pour des structures à échelle réduite ou réelle selon les contextes de test.



**Figure 3.1** portique testé expérimentalement

Les deux colonnes ont été soumises à des charges constantes, tandis qu'un déplacement contrôlé a été appliqué au niveau de l'articulation située en haut à gauche. Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés sont basées sur des valeurs nominales, résumées dans le Tableau 3.1. Le béton présente une résistance caractéristique à la compression de 20 MPa

(classe C20/25 ). Concernant l'acier, la limite d'élasticité est de 400 MPa pour les armatures longitudinales et de 500 MPa pour les armatures transversales.

fck (MPa)	Fcm (MPa)	Ftk (MPa)	Fy (MPa)	Ftm (MPa)	$\eta$	$\lambda$	$\alpha_{cc}$	Es (MPa)	Ecm (MPa)
20	28	2.222	400	1.8	1	0.8	1	200000	29962

**Tableau 3.1** caractéristique principales de simulation de portique

### 3.2.2. Méthodologie de l'essai

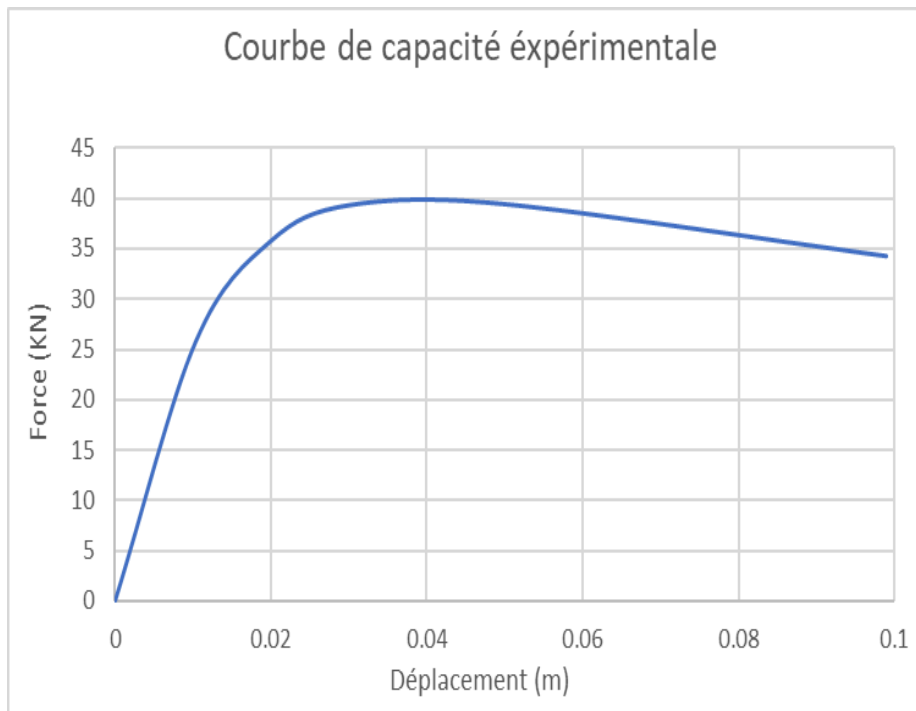
L'essai est mené en contrôlant le déplacement, c'est-à-dire que le sommet du portique est déplacé progressivement selon un protocole monotone croissant, tandis que la force horizontale induite est mesurée à chaque incrément de déplacement. Cette approche permet de tracer la courbe de capacité du portique, qui représente la relation entre la force horizontale et le déplacement latéral en tête.

Le comportement observé lors de l'essai est caractéristique d'un système ductile en béton armé : après une phase initiale linéaire, la structure commence à fissurer, entraînant une réduction de la raideur apparente. Des rotules plastiques se forment ensuite aux extrémités des éléments (notamment au pied des poteaux et aux extrémités de la poutre), marquant le début de la phase post-élastique. Finalement, la structure atteint une charge maximale, suivie d'un déclin progressif de la résistance en raison de la dégradation des matériaux.

### 3.2.3. Résultat expérimental

Le résultat de l'essai est présenté sous la forme d'une courbe Force – Déplacement, représentée par la courbe bleue dans les graphiques ci-après (courbe « EXP »). Cette courbe constitue la base de comparaison pour les analyses numériques. Elle présente :

- Une pente initiale modérée, indiquant une raideur raisonnable avant fissuration
- Un plateau maximal autour de 40 kN à un déplacement proche de 0.04 m
- Une phase post-pic décroissante, traduisant une perte de capacité portante



**Figure 3.2** courbe de capacité expérimentale

Cette courbe reflète un comportement réaliste et progressif de la structure, ce qui en fait une excellente référence pour évaluer la pertinence des différents modèles numériques utilisés dans la suite de ce chapitre.

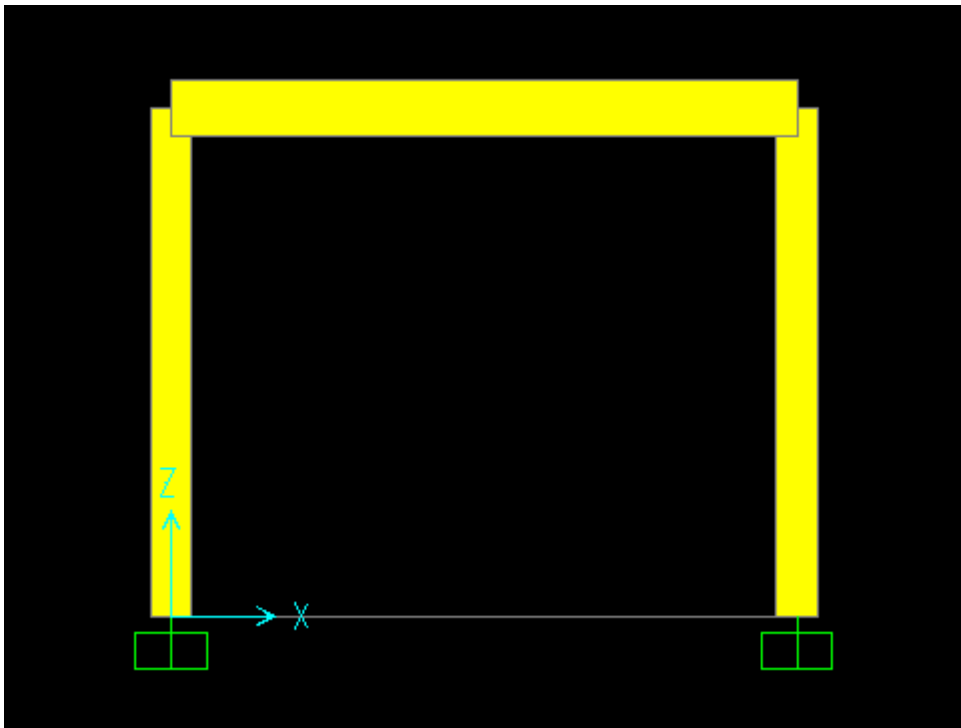
### 3.3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE AVEC SAP2000

Afin de comparer les résultats expérimentaux avec une simulation numérique, une modélisation du portique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000, outil largement utilisé dans le domaine de l'analyse structurelle non linéaire. L'objectif est ici de simuler le comportement global du portique à l'aide de rotules plastiques et de différentes hypothèses de rigidité, afin d'observer l'influence de la fissuration sur la réponse structurale.

#### 3.3.1. Hypothèses de modélisation

La structure a été modélisée en 2D, en cohérence avec la configuration de l'essai expérimental. Les éléments poutres et poteaux sont modélisés comme des éléments barres avec des rotules plastiques insérées aux extrémités pour reproduire la non-linéarité en flexion.

Le chargement appliqué est un déplacement imposé en tête de portique (contrôle de déplacement), identique à celui de l'essai.



**Figure 3.3** modèle numérique de portique

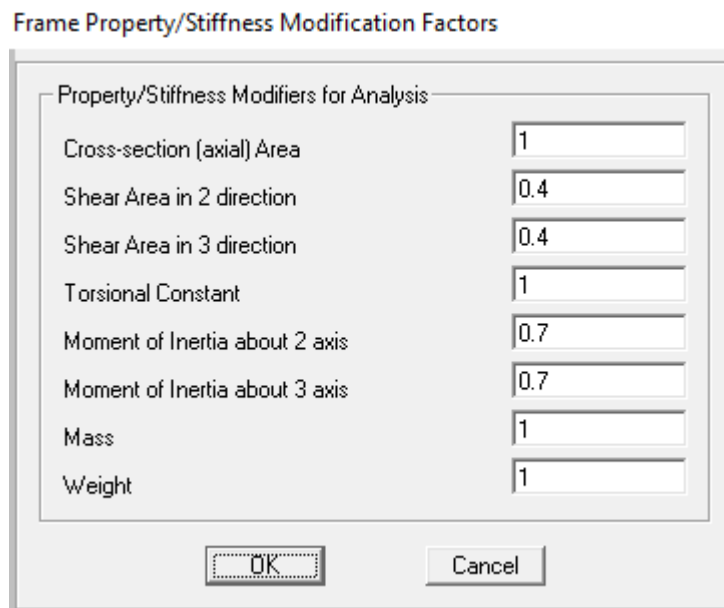
Les sections transversales, les matériaux et les conditions aux limites sont définis pour correspondre le plus fidèlement possible au cas réel. Le béton est supposé nonlinéaire uniquement à travers les rotules plastiques, tandis que les éléments conservent un comportement élastique entre les extrémités.

### 3.3.2. Approche de fissuration

Dans un premier temps, seule la rigidité des éléments structuraux a été modifiée afin de simuler l'effet de la fissuration. Cette rigidité effective ( $EI_{\text{eff}}$ ) est obtenue par l'application de coefficients de réduction tirés des recommandations de différents référentiels. Ces coefficients varient selon l'élément (poutre ou poteau) et le type d'effort (flexion ou effort tranchant). Voici les valeurs utilisées :

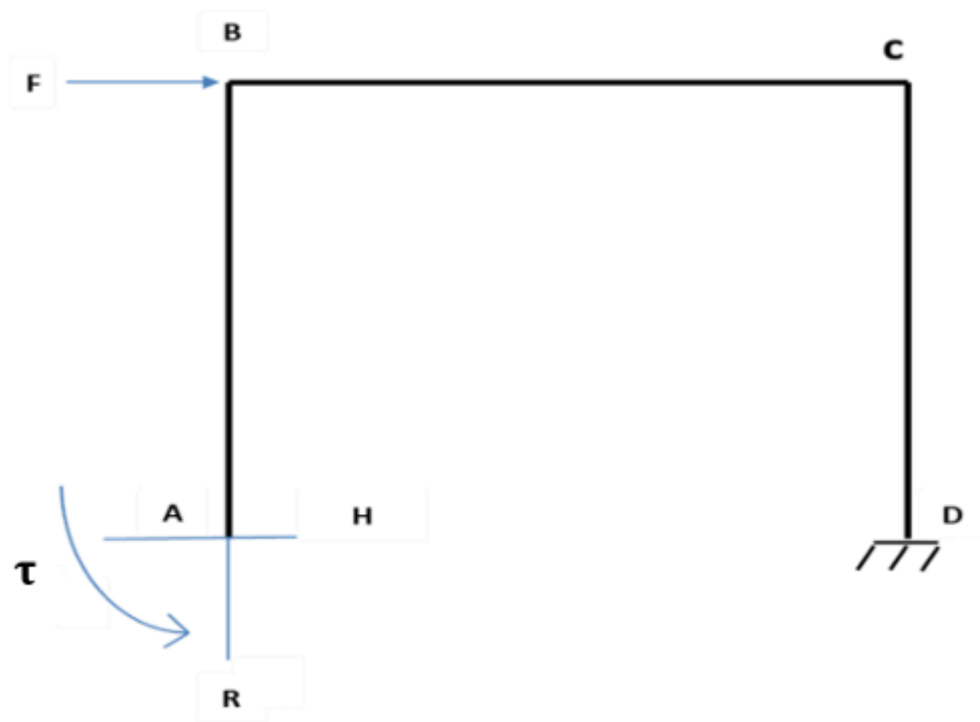
Référentiel	Poteaux – Flexion	Poutres – Flexion	Effort tranchant
Original	1.00	1.00	1.00
Eurocode	0.50	0.50	0.50
ACI	0.70	0.30	0.40
TBEC	0.70	0.35	1.00

**Tableau 3.2** valeurs des coefficients des sections fissurées



**Figure 3.4** coefficient de rigidité effective dans SAP 2000

### 3.4. COURBE DE CAPACITÉ ANALYTIQUE



**Figure 3.5** Système hyperstatique degré 3

Calcul des inconnues hyperstatiques pour le système de la (H et R) par le principe de minimisation

$$\frac{\partial Ed}{\partial H} = 0$$

$$\frac{\partial Ed}{\partial R} = 0$$

$$\frac{\partial Ed}{\partial \tau} = 0$$

On trouve un système de trois équations à trois inconnues. À partir des équations, on extrait les degrés hyperstatiques :

$$H = \frac{F}{2}$$

$$R = \frac{-3F}{7}$$

$$\tau = \frac{-2FL}{7}$$

Ainsi, on déduit les valeurs des moments au niveau des positions des rotules

$$MA = \tau = \frac{2FL}{7}$$

$$MD = RL2 + \tau + FL1 = \frac{2FL}{7}$$

$$MB = HL1 + \tau = \frac{3FL}{14}$$

$$MC = HL1 + \tau + RL2 = \frac{2FL}{7}$$

On en déduit la valeur de la force élastique maximale en posant  $M_A = M_p$

$$MA = MP = \frac{2FL}{7}$$

Donc la force élastique maximal est de valeur :

$$Fe = \frac{7Mp}{2L}$$

A chaque fois qu'une rotule plastique apparaît, le système perd un degré d'hyperstatique jusqu'à la ruine. Ainsi, le calcul précédemment exposé est refait jusqu'à la ruine.

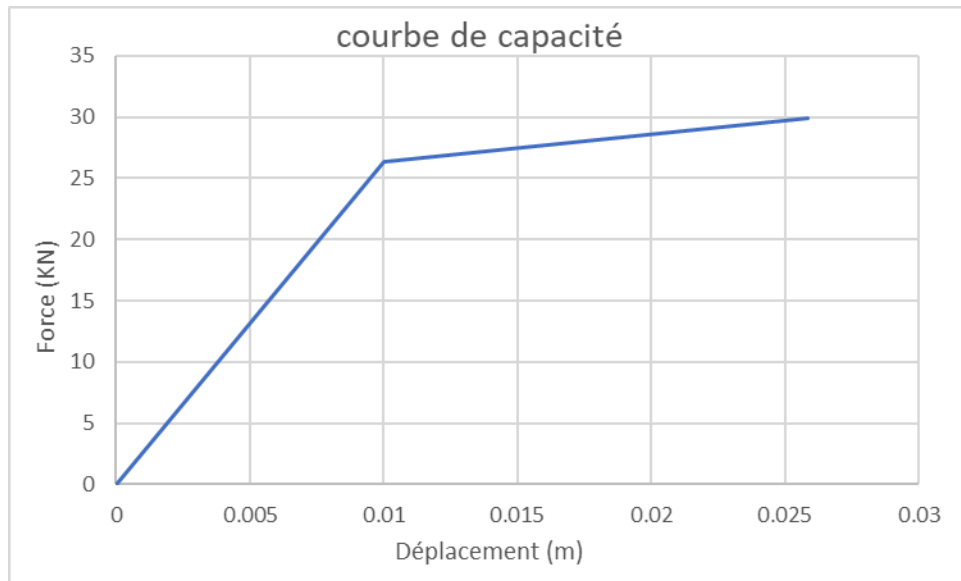
Après tout calcul réalisé, la force de rupture est égale à

$$Fr = \frac{7Mp}{2L}$$

### **Exemple de calcul des déplacements (élastique et rupture) :**

Un fois le calcul des forces fait, on procède aux calculs des déplacements en utilisant l'équation différentielle, la minimisation de l'énergie ou le PTV

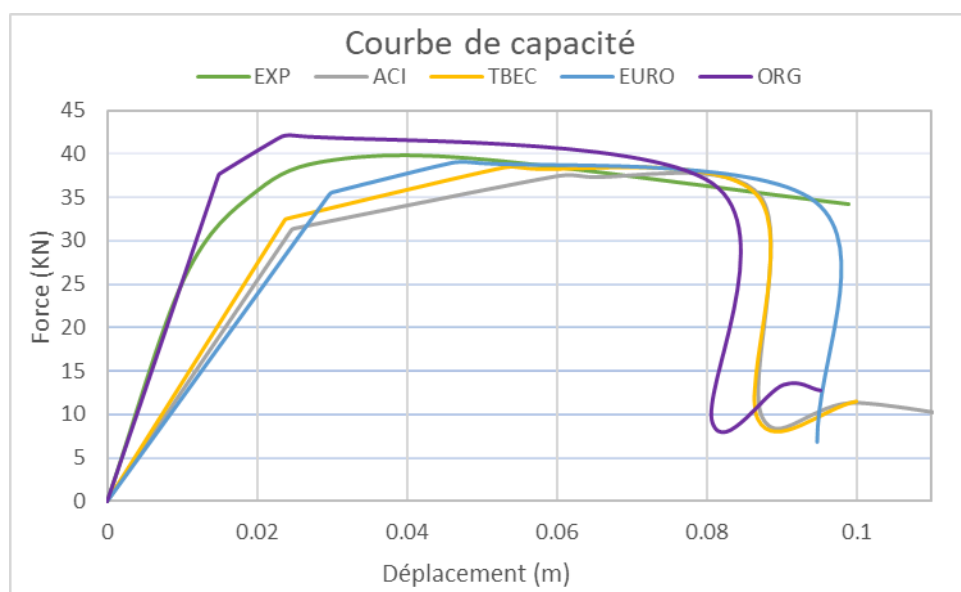
Déplacement élastique:



**Figure 3.6** Courbe de capacité analytique

### 3.5. ANALYSE DES RÉSULTATS

L'analyse comparative des courbes de capacité obtenues à partir de la modélisation numérique et de l'essai expérimental constitue l'élément central de cette étude. Elle permet d'évaluer dans quelle mesure la prise en compte de la fissuration à travers la réduction de la rigidité permet de mieux représenter le comportement réel du portique.



**Figure 3.7** courbe de capacité

En termes de rigidité initiale des sections originales représentent parfaitement le comportement de portique, La rigidité initiale des sections fissurées est très faible par rapport à l'expérimental, c'est logique parce que les fissurations n'apparaissent pas que dans le domaine plastique.

Les modèles de L'ACI et le TBEC sont plus proches de l'expérimental dans la force élastique maximale et le modèle de l'Eurocode représente bien le point de rupture (Force et déplacement de rupture).

Les déplacements élastiques maximaux – en utilisant les sections fissurées – sont loins par rapport à l'expérimental

### 3.5.1. ÉTUDE DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE

Dans cette partie, nous avons évalué la période fondamentale de vibration correspondant au mode de translation horizontale suivant l'axe X, en utilisant le même portique déjà étudié lors de la comparaison des courbes de capacité. La période a été calculée à la fois numériquement, à l'aide du logiciel SAP2000, et analytiquement, en s'appuyant sur les formules classiques issues de la dynamique des structures. Cette double approche permet de valider la cohérence des hypothèses de modélisation et de mieux cerner l'influence des différentes rigidités introduites selon les règlements.

#### 3.5.1.1. Calcule analytique

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

$$M = 2.5 \times (2 \times 1.825 \times 0.15^2 + 2.25 \times 0.15 \times 0.2) = 0.374 \text{ t}$$

$$K = 2 \times \frac{12EI}{H^3}$$

##### a. Section originale

$$K = 2 \times \frac{12 \times 18963000 \times \frac{0.15^4}{12}}{1.825^3} = 3158.73 \text{ KN.m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{3158.73}{0.374}} = 91.9 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{2\pi}{91.9} = 0.068 \text{ S}$$

##### b. EUROCODE (0.5 EI)

$$K = 0.5 \times 3158.73 = 1579.36 \text{ KN.m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{1579.36}{0.374}} = 64.98 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{2\pi}{64.98} = 0.096 \text{ S}$$

##### c. ACI et TBEC (0.7 EI)

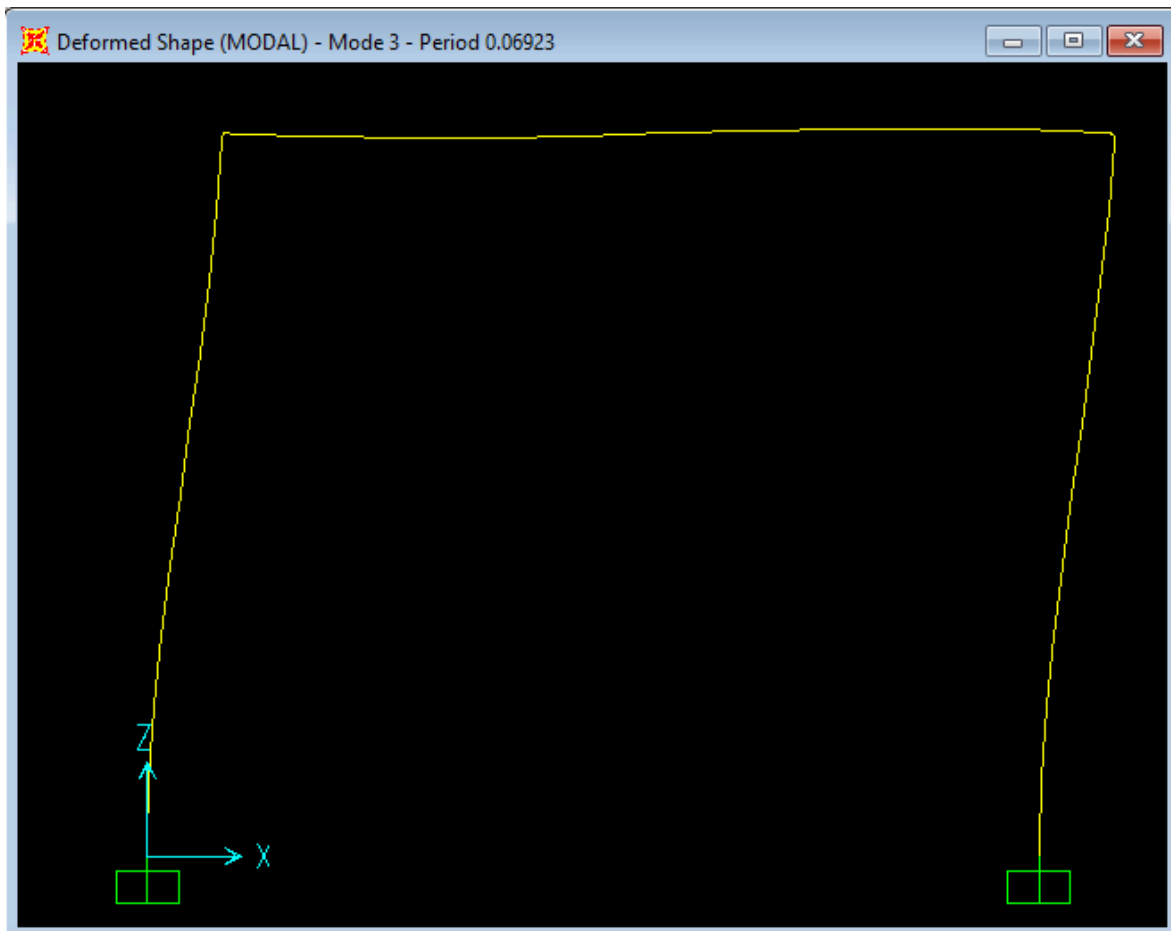
$$K = 0.7 \times 3158.73 = 2211.11 \text{ KN.m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{2211.11}{0.374}} = 76.88 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{2\pi}{76.88} = 0.081 \text{ S}$$

### 3.5.1.2. Période numérique

Le calcul numérique de la période fondamentale a été réalisé à l'aide du logiciel SAP2000, en exploitant ses fonctionnalités d'analyse modale. Le modèle du portique a été défini avec les différentes rigidités effectives selon les normes étudiées, et la période propre, correspondant au mode de vibration horizontal principal. Cette méthode permet d'évaluer de manière directe et fiable l'influence de la rigidité sur le comportement dynamique du portique



**Figure 3.8** Analyse de modèle numérique

Section	Original	EURO	ACI	TBEC
Période analytique	0.068	0.096	0.081	0.081
Période numérique	0.069	0.094	0.088	0.087

**Tableau 3.3** valeurs de période analytique et numérique

### 3.5.2. Analyse des résultats

Dans cette partie, nous avons étudié la période fondamentale de vibration du portique, toujours dans le mode de translation horizontale selon l'axe X, en utilisant le même modèle que celui utilisé pour la comparaison des courbes de capacité. Il ne s'agit donc pas d'une structure complète, mais d'un portique isolé permettant une lecture fine des effets de la rigidité sur le comportement dynamique.

Les résultats ont été obtenus à la fois analytique et numérique (via SAP2000), et les deux approches ont montré une bonne concordance, ce qui valide la qualité de la modélisation. La période obtenue avec les sections originales est de 0,069 seconde, traduisant un comportement rigide, sans fissuration.

L'introduction des coefficients de rigidité issus des normes entraîne une augmentation prévisible de la période. Avec le coefficient uniforme de 0,5 proposé par l'Eurocode 8, la période passe à 0,094 seconde, traduisant une souplesse modérée. Pour les modèles basés sur les recommandations de l'ACI 318 et du TBEC, la période est de 0,088 seconde, soit une valeur légèrement inférieure à celle de l'Eurocode, mais toujours plus élevée que celle du modèle original. Cette valeur intermédiaire reflète une réduction plus réaliste de la rigidité, qui tient compte du comportement fissuré sans exagérer la souplesse.

Ainsi, les écarts de période restent cohérents avec les choix de modélisation : plus la rigidité est réduite, plus la période augmente. Cependant, la proximité des valeurs (0.069, 0.088, 0.094) confirme que la structure étudiée reste globalement rigide, et que les différences entre les normes, bien que sensibles, n'entraînent pas de divergences extrêmes dans ce cas précis.

## CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'examiner de manière détaillée l'effet de la rigidité fissurée sur la réponse d'un portique en béton armé, à travers une comparaison entre résultats expérimentaux et simulations numériques. L'étude, menée en modifiant uniquement le paramètre EI selon les

---

recommandations de différents règlements, a mis en lumière des différences notables dans le comportement global de la structure.

Les sections originales ont montré une très bonne adéquation avec la rigidité initiale observée expérimentalement, tandis que les modèles avec sections fissurées ont affiché une souplesse plus importante, en cohérence avec la nature progressive de la fissuration dans le béton armé. L'ACI et le TBEC se sont rapprochés des données expérimentales en ce qui concerne la force maximale élastique, tandis que l'Eurocode 8 a mieux reproduit le point de rupture, aussi bien en déplacement qu'en effort.

L'analyse de la période fondamentale dans le mode principal de vibration (translation selon X) a confirmé ces observations. La valeur minimale (0,069 s) correspond aux sections non fissurées, tandis que les modèles fissurés donnent des périodes légèrement plus longues : 0,088 s pour l'ACI et le TBEC, et 0,094 s pour l'Eurocode. Ces écarts, bien que modestes, illustrent l'impact des coefficients de rigidité sur les propriétés dynamiques d'une structure, même simple.

Ces résultats constituent une base solide pour aborder le chapitre suivant, dans lequel l'analyse sera élargie à une structure complète soumise à des actions sismiques réalistes. L'objectif sera d'examiner si les observations faites sur un portique isolé se confirment à l'échelle d'un bâtiment, en étudiant notamment les déplacements globaux, les efforts internes et les performances sismiques associées aux différents modèles de rigidité.

## Chapitre 4

# 4. APPLICATION À DES STRUCTURES EN BA

## 4.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, l'étude est étendue à des structures complètes en béton armé, afin d'évaluer l'influence de la rigidité fissurée sur des bâtiments soumis à des sollicitations sismiques réalistes. Deux cas types sont considérés : une structure de 6 étages (R+5) et une autre de 14 étages (R+13), permettant de comparer le comportement entre bâtiments moyens et hauts.

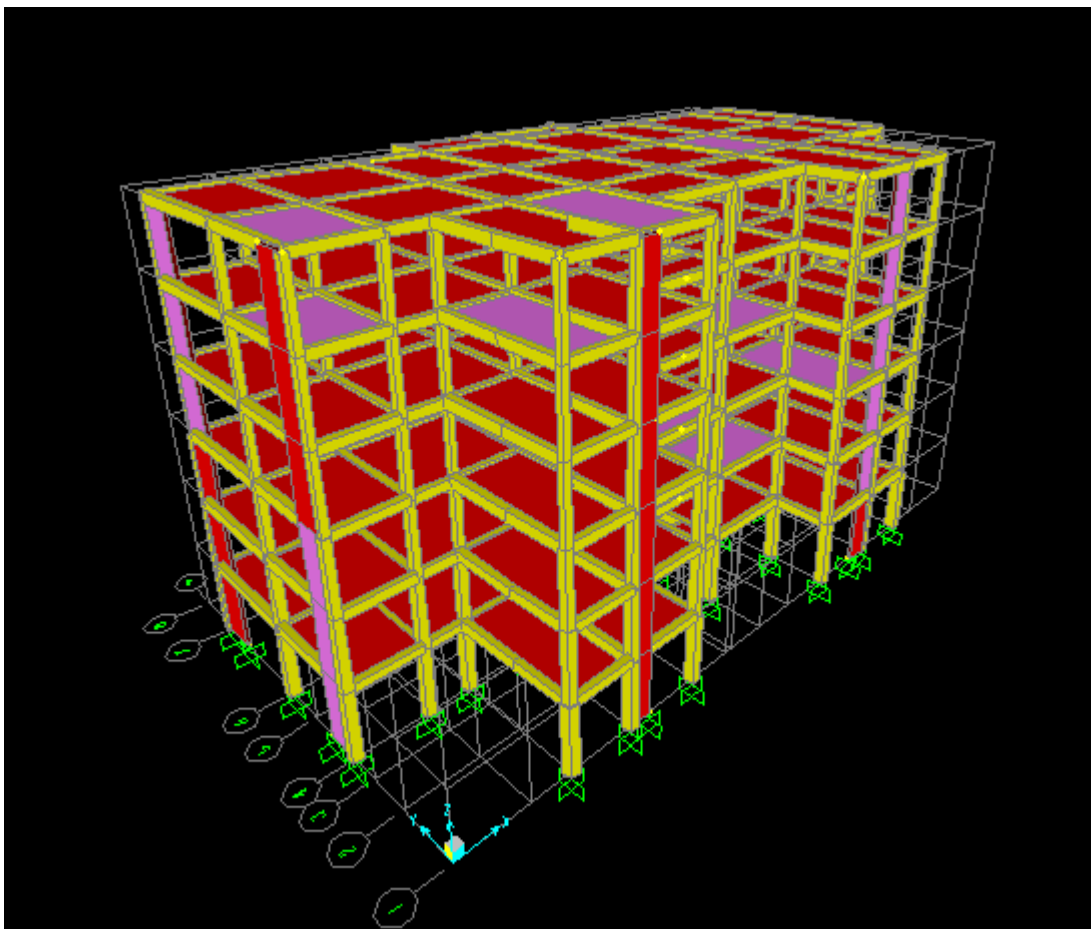
L'objectif principal est de vérifier si les critères réglementaires de déplacement inter-étage et les effets P-Delta restent satisfaits lorsque l'on utilise des sections fissurées, au lieu des sections originales. Ces vérifications sont d'abord menées selon les exigences définies dans le RPA 2024 pour les deux structures, puis comparées entre les différents modèles de rigidité : Eurocode 8, ACI 318, et TBEC 2018.

Dans un second temps, une approche inverse est adoptée : il s'agit de déterminer le coefficient de comportement équivalent nécessaire pour que les déplacements inter-étages obtenus avec les sections fissurées conduisent aux mêmes résultats que ceux obtenus avec les sections originales, en tenant compte du déplacement plastique. Ce coefficient est estimé étage par étage, en divisant les déplacements inter-étage plastiques (avec sections originales) par les déplacements inter-étage élastiques (avec sections fissurées, sans R). Cette démarche permet de quantifier l'ajustement nécessaire du paramètre R pour tenir compte de la perte de rigidité due à la fissuration dans le cadre d'une analyse linéaire.

L'ensemble de cette analyse vise à mieux comprendre l'impact pratique de l'utilisation des sections fissurées sur la conformité aux critères réglementaires et sur le dimensionnement sismique global, en mettant en évidence les écarts entre les approches théoriques et la réalité structurelle.

## 4.2. ETUDE D'UNE STRUCTURE R+5

Afin d'évaluer la réponse sismique de la structure R+5, une analyse statique équivalente a été réalisée conformément aux prescriptions du RPA 2024. La structure est supposée implantée dans la région de Remchi, classée en zone sismique 4 (aléa très élevé). Pour cette analyse, un coefficient de comportement  $R = 4,5$  a été adopté, en lien avec la catégorie de ductilité visée, ainsi qu'un facteur de qualité  $q = 1$ , indiquant un niveau courant d'exécution.



**Figure 4.1** : structure R+5

L'effort sismique total a été calculé en fonction des paramètres dynamiques et géométriques de la structure, puis réparti selon la méthode de distribution linéaire sur les différents étages. L'objectif est de déterminer d'une part l'effort tranchant à la base, et d'autre part les efforts appliqués à chaque étage, qui serviront de base aux vérifications des critères réglementaires dans la suite de l'analyse.

#### 4.2.1. Calcul de l'effort sismique

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W$$

$$\text{Zone IV} \Rightarrow A = 0.2$$

$$\text{Site S2} \Rightarrow S = 1.2 ; T1 = 0.1 s ; T2 = 0.5 s ; T3 = 2 s$$

$$A_v I_g = 0.18 < 0.25 \Rightarrow \text{pas de composante verticale de l'action sismique}$$

$$\lambda = 0.82 \quad ; \quad W = 2217 t$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = AIS\left(2.5 \frac{Q_f}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right) = 0.2 \times 1.2 \left(2.5 \frac{1}{4.5}\right)\left(\frac{0.5}{0.57}\right) = 0.116$$

$$V = 0.85 \times 0.116 \times 22170 = 2185.95 \text{ KN}$$

Etage	Effort (KN)
1	103.06
2	204.35
3	297.86
4	391.79
5	489.74
6	699.14

**Tableau 4.1** : force sismique pour chaque étage

#### 4.2.2. Présentation des résultats

##### a. Sections originales

$\Delta k1p$	$\Delta k1e$	$\Theta k1p$	$\Theta k1e$	$\Delta k2p$	$\Delta k2e$	$\Theta k2p$	$\Theta k2e$	R
15.840	3.520	0.031	0.007	20.115	4.470	0.039	0.009	4.500
21.285	4.730	0.045	0.010	23.805	5.290	0.051	0.011	4.500
25.200	5.600	0.059	0.013	26.190	5.820	0.061	0.014	4.500
24.165	5.370	0.062	0.014	24.435	5.430	0.063	0.014	4.500
20.025	4.450	0.058	0.013	18.945	4.210	0.055	0.012	4.500
9.180	2.040	0.030	0.007	8.415	1.870	0.028	0.006	4.500

**Tableau 4.2** : déplacement inter étages et l'effet P-Delta (sections originales, R+5)

## b. ACI

$\Delta k_{1p}$	$\Delta k_{1e}$	$\Theta k_{1p}$	$\Theta k_{1e}$	R	$\Delta k_{2p}$	$\Delta k_{2e}$	$\Theta k_{2p}$	$\Theta k_{2e}$	R
36.720	8.160	0.072	0.016	1.941	44.055	9.790	0.086	0.019	2.055
45.765	10.170	0.097	0.022	2.093	48.240	10.720	0.102	0.023	2.221
52.605	11.690	0.122	0.027	2.156	50.085	11.130	0.116	0.026	2.353
51.120	11.360	0.132	0.029	2.127	46.035	10.230	0.119	0.026	2.389
41.220	9.160	0.120	0.027	2.186	33.795	7.510	0.098	0.022	2.523
17.460	3.880	0.058	0.013	2.366	14.175	3.150	0.047	0.010	2.671

**Tableau 4.3:** déplacement inter étages et l'effet P-Delta (ACI, R+5)

## c. EUROCODE

$\Delta k_{1p}$	$\Delta k_{1e}$	$\Theta k_{1p}$	$\Theta k_{1e}$	R	$\Delta k_{2p}$	$\Delta k_{2e}$	$\Theta k_{2p}$	$\Theta k_{12e}$	R
31.275	6.950	0.061	0.014	2.279	38.475	8.550	0.075	0.017	2.353
39.420	8.760	0.084	0.019	2.430	42.570	9.460	0.090	0.020	2.516
45.225	10.050	0.105	0.023	2.507	44.460	9.880	0.103	0.023	2.651
43.425	9.650	0.112	0.025	2.504	40.455	8.990	0.104	0.023	2.718
35.190	7.820	0.102	0.023	2.561	30.465	6.770	0.088	0.020	2.798
15.390	3.420	0.051	0.011	2.684	12.915	2.870	0.043	0.010	2.932

**Tableau 4.4 :** déplacement inter étages et l'effet P-Delta (EUROCODE, R+5)

## d. TBEC

$\Delta k_{1p}$	$\Delta k_{1e}$	$\Theta k_{1p}$	$\Theta k_{1e}$	R	$\Delta k_{2p}$	$\Delta k_{2e}$	$\Theta k_{2p}$	$\Theta k_{2e}$	R
32.535	7.230	0.064	0.014	2.191	39.735	8.830	0.078	0.017	2.278
41.040	9.120	0.087	0.019	2.334	43.920	9.760	0.093	0.021	2.439
47.430	10.540	0.110	0.025	2.391	45.990	10.220	0.107	0.024	2.563
46.125	10.250	0.119	0.026	2.358	42.075	9.350	0.108	0.024	2.613
36.945	8.210	0.107	0.024	2.439	31.680	7.040	0.092	0.020	2.691

**Tableau 4.5 :** déplacement inter étages et l'effet P-Delta (TBEC, R+5)

### 4.2.3. Analyse des résultats

L'analyse porte sur la structure R+5 modélisée en zone sismique 4 (Remchi), soumise à une action sismique via la méthode statique équivalente. L'étude s'attache à évaluer deux aspects fondamentaux définis par le RPA 2024 :

- Le déplacement inter-étage plastique ( $\Delta_{kp}$ ), à comparer à la valeur limite de 30,6 mm (soit 1 % de la hauteur d'étage : 3,06 m)
  - Le coefficient de stabilité P-Delta ( $\Theta_k$ ), limité à 0,10
- a. Vérification des critères réglementaires

Les déplacements inter-étages plastiques (obtenus avec les sections originales et un coefficient  $R = 4.5$ ) sont tous inférieurs à la limite de 30,6 mm, aussi bien dans la direction X que Y. Cela confirme que la structure respecte les exigences de déplacement inter-étage, et que son comportement reste maîtrisé face aux sollicitations sismiques.

Concernant l'effet P-Delta, toutes les valeurs de  $\Theta_{kp}$  obtenues sont inférieures au seuil réglementaire de 0,10, indiquant que les effets du second ordre ne compromettent pas la stabilité globale de la structure. Autrement dit, aucune reprise de calcul ou adaptation structurelle n'est nécessaire du point de vue de la stabilité dynamique.

- b. Coefficient de comportement équivalent ( $R_{eff}$ )

Pour évaluer la cohérence entre modèles fissurés et non fissurés, un coefficient de comportement effectif ( $R_{eff}$ ) a été déterminé étage par étage. Celui-ci est calculé comme le rapport entre le déplacement inter-étage plastique ( $\Delta_{kp}$ ) obtenu avec les sections originales et le déplacement inter-étage élastique ( $\Delta_{ke}$ ) obtenu avec les sections fissurées (sans appliquer R), selon les différentes normes (Eurocode 8, ACI, TBEC).

Les résultats montrent que :

Pour l'ACI, les  $R_{eff}$  sont généralement compris entre 2,0 et 2,7, traduisant une réduction significative de la rigidité effective par rapport au modèle initial.

Pour l'Eurocode, les valeurs sont légèrement plus élevées (en moyenne entre 2,2 et 2,9), ce qui reflète une souplesse légèrement supérieure induite par le coefficient unique de 0.5.

Le TBEC donne des résultats très proches de ceux de l'Eurocode, avec des  $R_{\text{eff}}$  compris entre 2,1 et 2,8, confirmant la cohérence des deux approches.

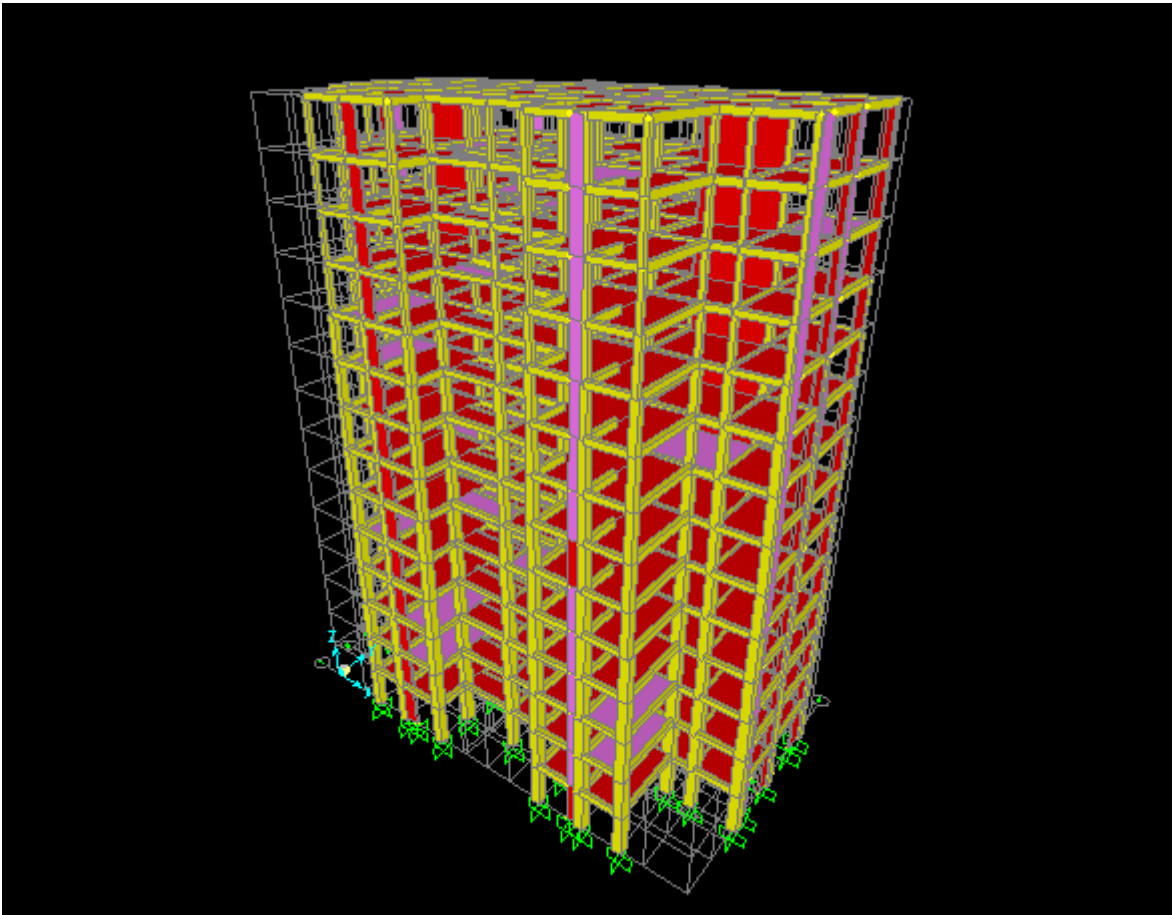
En moyenne, ces coefficients sont deux fois inférieurs au  $R = 4.5$  utilisé dans le modèle d'origine, ce qui suggère que les modèles fissurés non multipliés par  $R$  simulent une réponse proche de l'élasticité réelle. Cela met en évidence l'intérêt de cette démarche pour calibrer les coefficients de comportement en fonction du niveau de fissuration réellement pris en compte dans la modélisation.

### 4.3. ETUDE DE STRUCTURE R+13

L'analyse est poursuivie sur une structure plus élancée, composée de 13 étages (R+13), afin d'examiner l'influence de la rigidité fissurée dans le cas de bâtiments de grande hauteur. Étant donné que cette structure dépasse 33 mètres, l'utilisation de la méthode statique équivalente n'est plus autorisée selon le RPA 2024. Par conséquent, l'étude a été menée en utilisant la méthode modale spectrale, qui permet une meilleure représentation du comportement dynamique global de la structure.

L'objectif est double :

- Vérifier si la structure respecte les critères réglementaires en termes de déplacements inter-étages (limite fixée à 1 % de la hauteur d'étage, soit 30,6 mm) et d'effet P-Delta ( $\Theta \leq 0,10$ ), en utilisant à la fois des sections originales et fissurées (Eurocode, ACI, TBEC).
- Évaluer le coefficient de comportement effectif ( $R_{\text{eff}}$ ) nécessaire pour que les déplacements élastiques obtenus avec les sections fissurées soient équivalents aux déplacements plastiques obtenus avec les sections originales.



**Figure 4.2:** Structure R+13

#### 4.1.1 Présentation des résultats

##### a. Sections originales

$\Delta k1p$	$\Delta k1e$	$\Delta k2$	$\Delta k2$	$\Theta k1P$	$\Theta k1e$	$\Theta k2p$	$\Theta k2e$	R
19.215	4.27	15.615	3.47	0.021738	0.004831	0.019712	0.00438	4.5
20.385	4.53	18	4	0.025286	0.005619	0.025054	0.005568	4.5
21.105	4.69	19.98	4.44	0.029182	0.006485	0.031309	0.006958	4.5
21.645	4.81	21.33	4.74	0.033407	0.007424	0.037613	0.008358	4.5
21.96	4.88	22.41	4.98	0.03748	0.008329	0.043788	0.009731	4.5
22.14	4.92	23.445	5.21	0.041252	0.009167	0.049969	0.011104	4.5
22.05	4.9	24.525	5.45	0.044046	0.009788	0.056208	0.012491	4.5
21.78	4.84	25.74	5.72	0.045753	0.010167	0.062582	0.013907	4.5
20.97	4.66	26.64	5.92	0.045951	0.010211	0.068165	0.015148	4.5

19.665	4.37	27.135	6.03	0.044765	0.009948	0.072216	0.016048	4.5
17.91	3.98	26.91	5.98	0.042474	0.009439	0.073972	0.016438	4.5
16.45	4.1	25.02	5.56	0.04104	0.010228	0.071386	0.015864	4.5
8.37	1.86	20.16	4.48	0.022212	0.004936	0.060538	0.013453	4.5
5.49	1.22	10.26	2.28	0.015614	0.00347	0.032887	0.007308	4.5

**Tableau 4.6** : déplacement inter étages et effet P-Delta (sections originales, R+13)

b. ACI

$\Delta k_{1p}$	$\Delta k_{1e}$	$\Theta k_{1p}$	$\Theta k_{1e}$	R	$\Delta k_{2p}$	$\Delta k_{2e}$	$\Theta k_{2p}$	$\Theta k_{2e}$	R
30.375	6.75	0.034363	0.007636	2.846667	27.495	6.11	0.034709	0.007713	2.555646
30.915	6.87	0.038348	0.008522	2.967249	31.095	6.91	0.043281	0.009618	2.60492
31.005	6.89	0.042871	0.009527	3.063135	35.055	7.79	0.054932	0.012207	2.564827
30.78	6.84	0.047506	0.010557	3.164474	38.835	8.63	0.068481	0.015218	2.471611
30.375	6.75	0.051842	0.01152	3.253333	42.3	9.4	0.082652	0.018367	2.384043
28.89	6.42	0.053829	0.011962	3.448598	45.45	10.1	0.096868	0.021526	2.321287
28.17	6.26	0.056271	0.012505	3.522364	44.595	9.91	0.102206	0.022713	2.474773
27.18	6.04	0.057097	0.012688	3.60596	53.91	11.98	0.131072	0.029127	2.148581
25.56	5.68	0.056009	0.012446	3.691901	51.57	11.46	0.131954	0.029323	2.324607
23.49	5.22	0.053472	0.011883	3.767241	51.3	11.4	0.136527	0.030339	2.380263
20.7	4.6	0.049091	0.010909	3.893478	48.96	10.88	0.134585	0.029908	2.473346
16.965	3.77	0.042321	0.009405	4.363395	43.245	9.61	0.123385	0.027419	2.603538
12.375	2.75	0.03284	0.007298	3.043636	32.58	7.24	0.097834	0.021741	2.78453
5.58	1.24	0.01587	0.003527	3.427419	15.3	3.4	0.049042	0.010898	3.017647

**Tableau 4.7**: déplacement inter étages et effet P-Delta (ACI, R+13)

c. EUROCODE

$\Delta k_{1p}$	$\Delta k_{1e}$	$\Theta k_{1p}$	$\Theta k_{1e}$	R	$\Delta k_{2p}$	$\Delta k_{2e}$	$\Theta k_{2p}$	$\Theta k_{2e}$	R
26.055	5.79	0.029476	0.00655	3.318653	20.835	4.63	0.026302	0.005845	3.37257
27	6	0.033492	0.007443	3.3975	23.625	5.25	0.032883	0.007307	3.428571
27.585	6.13	0.038142	0.008476	3.442904	26.235	5.83	0.041111	0.009136	3.427101
27.9	6.2	0.043061	0.009569	3.491129	28.395	6.31	0.050071	0.011127	3.380349
28.035	6.23	0.047848	0.010633	3.52488	30.285	6.73	0.059175	0.01315	3.329866
27.9	6.2	0.051984	0.011552	3.570968	32.04	7.12	0.068287	0.015175	3.292837
27.405	6.09	0.054743	0.012165	3.62069	33.795	7.51	0.077454	0.017212	3.265646

26.73	5.94	0.056152	0.012478	3.666667	35.64	7.92	0.086652	0.019256	3.25
25.335	5.63	0.055516	0.012337	3.724689	36.99	8.22	0.094648	0.021033	3.240876
23.535	5.23	0.053574	0.011905	3.760038	37.71	8.38	0.100359	0.022302	3.238067
21.015	4.67	0.049838	0.011075	3.835118	37.26	8.28	0.102423	0.022761	3.25
17.55	3.9	0.04378	0.009729	3.217949	34.29	7.62	0.097835	0.021741	3.283465
13.095	2.91	0.034751	0.007722	2.876289	27.135	6.03	0.081483	0.018107	3.343284
6.12	1.36	0.017406	0.003868	3.036765	13.68	3.04	0.04385	0.009744	3.375

**Tableau 4.8** : déplacement inter étages et effet P-Delta (EUROCODE, R+13)

d. TBEC

$\Delta k1$	$\Delta k1$	$\Theta k1$	$\Theta k1$	R	$\Delta k1$	$\Delta k2$	$\Theta k2$	$\Theta k2$	Rs
26.73	5.94	0.030239	0.00672	3.234848	26.73	5.34	0.030335	0.006741	2.924157
27.855	6.19	0.034552	0.007678	3.293215	27.855	6.06	0.037957	0.008435	2.970297
28.35	6.3	0.0392	0.008711	3.35	28.35	6.82	0.048092	0.010687	2.929619
28.755	6.39	0.044381	0.009862	3.387324	28.755	7.52	0.059673	0.013261	2.836436
28.845	6.41	0.049231	0.01094	3.425897	28.845	8.15	0.071661	0.015925	2.749693
28.71	6.38	0.053494	0.011887	3.470219	28.71	8.74	0.083824	0.018628	2.682494
28.17	6.26	0.056271	0.012505	3.522364	28.17	9.26	0.095503	0.021223	2.648488
27.36	6.08	0.057475	0.012772	3.582237	27.36	9.72	0.106346	0.023632	2.648148
25.83	5.74	0.0566	0.012578	3.65331	25.83	10.01	0.115259	0.025613	2.661339
23.805	5.29	0.054189	0.012042	3.717391	23.805	10.05	0.120359	0.026746	2.7
21.105	4.69	0.050051	0.011123	3.818763	21.105	9.68	0.119741	0.026609	2.779959
17.415	3.87	0.043444	0.009654	4.250646	17.415	8.66	0.111188	0.024708	2.889145
12.735	2.83	0.033796	0.00751	2.957597	12.735	6.61	0.089321	0.019849	3.049924
5.76	1.28	0.016382	0.00364	3.289063	5.76	3.13	0.045148	0.010033	3.277955

**Tableau 4.9** : déplacement inter étages et effet P-Delta (TBEC, R+13)

### 4.3.1. Analyse des résultats

#### a. Vérification des critères réglementaires

L'ensemble des déplacements inter-étages plastiques obtenus avec les sections originales restent inférieures à la limite réglementaire de 30,6 mm, ce qui confirme que la structure reste conforme aux exigences de déplacement du RPA 2024, malgré sa hauteur importante.

Concernant l'effet P-Delta, tous les coefficients  $\Theta_{kp}$  calculés restent largement inférieurs à 0,10, que ce soit dans la direction X ou Y. Cela indique que la stabilité globale n'est pas remise en question, même dans les étages les plus élevés.

Pour les modèles basés sur les sections fissurées : bien que les déplacements plastiques et les valeurs de  $\Theta_{kp}$  soient plus grand, certaines valeurs dépassent les seuils réglementaires. Cela montre que la structure avec une rigidité réduite n'est pas globalement stable et conforme.

#### b. Coefficients de comportement équivalents ( $R_{eff}$ )

À partir du rapport entre le déplacement plastique avec les sections originales ( $\Delta_{kp}$ ) et le déplacement élastique avec les sections fissurées ( $\Delta_{ke}$ , sans R), on déduit le coefficient de comportement effectif ( $R_{eff}$ ) à chaque étage, pour chaque norme :

Eurocode 8 :  $R_{eff}$  varie généralement entre 3,2 et 3,8, légèrement inférieur à la valeur de référence  $R = 4,5$ , ce qui montre que le coefficient de 0,5 proposé pour la réduction de rigidité est relativement réaliste même dans le cas d'une structure haute.

ACI 318 : les  $R_{eff}$  sont un peu plus faibles, souvent entre 2,4 et 3,6, ce qui traduit une réduction de rigidité plus marquée. Cela reste cohérent avec les coefficients plus sévères proposés par l'ACI, notamment pour les poutres.

TBEC 2018 : les  $R_{eff}$  sont proches de ceux de l'Eurocode, avec des valeurs variantes entre 2,6 et 3,7, confirmant une stratégie similaire en matière de modélisation de la fissuration.

### 4.3.2. Comparaison avec la structure R+5

Comparativement à la structure R+5, les résultats obtenus pour la structure R+13 mettent en évidence des tendances similaires, mais avec des écarts plus marqués. En particulier, les coefficients de comportement effectifs ( $R_{\text{eff}}$ ) calculés pour la structure R+13 sont globalement plus élevés que ceux observés dans la structure basse.

Cette différence s'explique par le fait que les structures plus hautes sont naturellement plus sensibles à la réduction de rigidité, notamment dans les étages supérieurs, où les effets dynamiques sont plus amplifiés. La modélisation fissurée, en particulier dans une analyse modale spectrale, accentue cette souplesse et allonge les périodes de vibration.

Malgré cette augmentation, les critères réglementaires du RPA 2024 ( $\Delta \leq 30,6$  mm et  $\Theta \leq 0,10$ ) restent globalement respectés, ce qui démontre la robustesse de la structure, même lorsqu'elle est modélisée de manière plus réaliste.

En résumé, plus la structure est haute, plus l'écart entre la réponse "idéale" (section originale avec R) et la réponse fissurée "réelle" augmente, ce qui justifie pleinement l'intérêt d'ajuster le coefficient de comportement en fonction du niveau de rigidité pris en compte dans l'analyse

## 4.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'analyse a été étendue à deux structures complètes en béton armé, de hauteurs différentes : une structure de type R+5 étudiée selon la méthode statique équivalente, et une autre de type R+13, analysée par la méthode modale spectrale. L'objectif était d'évaluer l'impact de l'utilisation des sections fissurées sur la conformité réglementaire des bâtiments, notamment vis-à-vis des critères de déplacement inter-étage et d'effet P-Delta définis dans le RPA 2024, et d'en déduire un coefficient de comportement équivalent à partir des déplacements obtenus.

Avec les sections originales et un coefficient  $R = 4,5$ , les deux structures respectent pleinement les exigences du RPA 2024, aussi bien en termes de déplacement maximal ( $\leq 30,6$  mm) qu'en termes de stabilité globale ( $\Theta \leq 0,10$ ). Ces résultats traduisent un comportement conforme à la conception ductile attendue, avec une marge de sécurité suffisante.

En revanche, les résultats obtenus avec les sections fissurées ont révélé des dépassements significatifs dans certains cas, notamment dans les étages intermédiaires et supérieurs. Dans les deux structures, plusieurs valeurs de déplacement inter-étage et de  $\Theta_{kp}$  ont dépassé les limites autorisées, remettant en question la stabilité globale lorsqu'on modélise la fissuration sans ajustement du coefficient de comportement. Ces constats confirment que l'introduction des rigidités fissurées dans une analyse linéaire sans adaptation du paramètre R peut conduire à des non-conformités réglementaires.

Les coefficients de comportement effectifs ( $R_{eff}$ ) calculés par comparaison entre les déplacements plastiques et élastiques (sans R) permettent d'estimer les valeurs de R qu'il serait nécessaire d'utiliser pour conserver une réponse équivalente. Ces coefficients varient :

Entre 2,0 et 2,9 pour la structure R+5 et jusqu'à 3,8 pour la structure R+13.

Les structures plus hautes sont plus sensibles à la perte de rigidité due à la fissuration, surtout dans une analyse modale qui amplifie les effets dynamiques. Les normes étudiées (ACI, Eurocode, TBEC) donnent des résultats cohérents, mais montrent que même des coefficients bien établis doivent être réévalués en fonction de la hauteur et de la configuration structurelle.

En conclusion, ce chapitre démontre que l'introduction des sections fissurées dans le cadre du RPA algérien est techniquement pertinente, mais ne peut se faire sans un recalibrage

rigoureux du coefficient de comportement, notamment pour les structures de moyenne et grande hauteur. Ce constat invite à repenser certaines hypothèses de l'analyse linéaire, et à considérer l'intégration progressive d'approches plus réalistes, comme les analyses non linéaires ou basées sur la performance, dans l'évolution future de la réglementation.

## 5. CONCLUSIONS GÉNÉRALES

L'objectif principal de ce projet de fin d'étude était d'évaluer la pertinence et les implications d'une prise en compte explicite des sections fissurées dans les analyses sismiques linéaires, avec une perspective de son intégration dans la réglementation parasismique algérienne (RPA). Cette réflexion s'appuie sur le constat largement reconnu à l'échelle internationale : sous sollicitation sismique, les éléments en béton armé subissent une fissuration progressive qui diminue leur rigidité, modifie leur comportement dynamique, et influe directement sur les efforts internes et les déplacements globaux.

Dans une première phase, un cadre théorique a été établi à travers l'étude des modèles de rigidité effective issus de la littérature (Branson, Bischoff...) et des grandes normes internationales (Eurocode 8, ACI 318, TBEC, ASCE). Une synthèse comparative a permis de mettre en évidence les philosophies différentes selon les codes : certains adoptent un coefficient unique, d'autres introduisent des coefficients différenciés selon la nature de l'élément et le type de sollicitation. Le RPA 2024, quant à lui, ne traite pas explicitement de cette réduction de rigidité, ce qui peut générer des écarts importants entre les analyses linéaires et le comportement réel des structures.

Dans la seconde phase, une étude numérique et expérimentale a été menée sur un portique en béton armé testé en laboratoire. L'analyse des courbes de capacité et des périodes fondamentales a permis de quantifier l'influence de la rigidité fissurée sur la réponse structurelle. Il a été montré que l'utilisation de sections fissurées améliore la représentation du comportement réel, mais nécessite une adaptation du coefficient de comportement  $R$  pour préserver la cohérence globale du modèle.

Enfin, l'analyse a été étendue à deux structures complètes (R+5 et R+13). Les résultats ont révélé que, dans plusieurs cas, l'utilisation des sections fissurées sans réajustement du paramètre  $R$  conduit à des dépassements des limites réglementaires en termes de déplacement inter-étage et d'effet P-Delta. Cela démontre qu'une application brute des coefficients de réduction issus d'autres normes dans le cadre du RPA actuel peut nuire à la stabilité réglementaire, en particulier pour les structures hautes. Les coefficients de comportement effectifs ( $R_{eff}$ ) calculés ont également mis en lumière la nécessité de calibrer  $R$  en fonction du niveau de rigidité réellement pris en compte dans le modèle.

En conclusion, ce travail confirme l'intérêt d'intégrer la notion de rigidité fissurée dans les futures évolutions du RPA. Il propose une démarche pragmatique : modéliser les éléments avec des rigidités réduites tout en adaptant le coefficient R, de manière à obtenir une représentation plus réaliste du comportement sismique, sans recourir systématiquement à des analyses non linéaires. Ce projet ouvre ainsi la voie à une évolution graduelle et maîtrisée du code algérien, en phase avec les pratiques internationales, et respectueuse des réalités du contexte national.

## 6. BIBLIOGRAPHIE

- [1] « Origine et effets des séismes », Observaterre. Consulté le: 22 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://observaterre.fr/geosciences-pour-tous/la-sismologie/origine-et-effets-des-seismes/>
- [2] « Première simulation détaillée du séisme de méga poussée de 2004 ». Consulté le: 22 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: [https://fr.scienceaq.com/Nature/1001038522.html?utm\\_source=chatgpt.com](https://fr.scienceaq.com/Nature/1001038522.html?utm_source=chatgpt.com)
- [3] « Magnitude et intensité des séismes – Service Educatif ». Consulté le: 22 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://edu.obs-mip.fr/magnitude-et-intensite-des-seismes/>
- [4] H. Ritchie, « What were the world’s deadliest earthquakes? », *Our World in Data*, oct. 2018, Consulté le: 22 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://ourworldindata.org/the-worlds-deadliest-earthquakes>
- [5] « Ductilité », *Wikipédia*. 13 mars 2025. Consulté le: 22 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Ductilit%C3%A9&oldid=223858157>
- [6] « What causes earthquakes? », British Geological Survey. Consulté le: 22 mai 2025. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.bgs.ac.uk/discovering-geology/earth-hazards/earthquakes/what-causes-earthquakes/>
- [7] « Chapitre 4 Réponse des bâtiments en torsion ».
- [8] R. Bertuli *et al.*, « MEMBRES DU GROUPE DE TRAVAIL ».
- [9] « Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti ».
- [10] « RPA-2024 ».
- [11] « Evaluation des Coefficients de Comportement. 2017 Ms. GC. TEDJDITI Ahmed Kamel ».
- [12] « EUROPEAN STANDARD NORME EUROPÉENNE EUROPÄISCHE NORM ».
- [13] *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, 2019. doi: 10.14359/51716937.
- [14] American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 41<sup>e</sup> éd. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.
- [15] « EK DEPREM ETKİSİ ALTINDA BİNALARIN TASARIMI İÇİN ESASLAR ».
- [16] J. E. Wickline, « A STUDY OF EFFECTIVE MOMENT OF INERTIA MODELS FOR FULL-SCALE REINFORCED CONCRETE T-BEAMS SUBJECTED TO A TANDEM-AXLE LOAD CONFIGURATION ».
- [17] L. Olanitori, « Effective Moment of Inertia of Single Spanned Reinforced Concrete Beams with Fixed Beam-Column Joints », *ojceu*, vol. 9, n° 2, p. 7-16, mars 2019, doi: 10.29252/scil.2019.jceu2.
- [18] H. K. Ammash, S. A. Hemzah, et M. A. Al-Ramahee, « Unified Advanced Model of Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Members », vol. 13, n° 1, 2018.

- [19] L. Olanitori, « Effective Moment of Inertia of Single Spanned Reinforced Concrete Beams with Fixed Beam-Column Joints », *ojceu*, vol. 9, n° 2, p. 7-16, mars 2019, doi: 10.29252/scil.2019.jceu2.
- [20] *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, 2019. doi: 10.14359/51716937.
- [21] B. Alfarah, F. López-Almansa, et S. Oller, « New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures », *Engineering Structures*, vol. 132, p. 70-86, févr. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.022.