

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département de génie civil et hydraulique  
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de  
**Doctorat en sciences en : Génie Civil**

Spécialité : Modélisation des matériaux et structures

**Analyse pushover des structures en béton armé  
tridimensionnelle à étage souple**

Présenté par :

**Abdesslam Issam**

Soutenue publiquement le 13/12/2018

**Devant le jury composé de :**

<b>Pr.Boumekik Ahmed</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>	<b>Université de Constantine</b>
<b>Pr.Mellas Mekki</b>	<b>Professeur</b>	<b>Rapporteur</b>	<b>Université de Biskra</b>
<b>Dr.Demagh Rafik</b>	<b>Maitre de Conférences 'A'</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Batna</b>
<b>Dr.Mabrouki Abdelhak</b>	<b>Maitre de Conférences 'A'</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université de Biskra</b>

## REMERCIEMENTS

J'exprime mes sincères remerciements et ma reconnaissance à mon directeur de thèse Monsieur MELLAS Mekki, Professeur à l'Université de Biskra de m'avoir encouragé soutenu et orienté pour la réalisation de ce travail. Je le remercie encore très vivement pour son encadrement et son aide.

Remerciements à Messieurs les membres du jury, qui Malgré les charges de leurs occupations quotidiennes ont accepté de contribuer chacun selon son rôle, d'examiner et d'évaluer ce travail.

Remerciements particuliers à Messieurs : Dr. MABROUKI ABDELHAK, Dr. BENMEDDOUR DJAMEL et Dr. ZATAR ABDELLAH Pour l'aide et l'intérêt portés à ce travail.

Je ne saurais oublier l'aide de Monsieur Fekhar kacem pour son aide à la révision linguistique de ce travail.

Remerciements à l'ensemble du corps enseignant de l'Institut de Génie Civil et Hydraulique, de l'université, Mohamed Khider de Biskra.

## RESUME

La construction des bâtiments à étage souple au niveau 1 est encore généralisée pour des raisons architecturales et fonctionnelles, et ce malgré son comportement sismique faible, à cause de la formation d'un mécanisme de rupture au niveau 1 qui est en raison de sa faible rigidité en comparaison avec la rigidité des autres niveaux. L'évaluation de l'existence de l'étage souple peut être effectuée par différentes méthodes à différentes précisions. Dans cette étude on a proposé une méthode pour évaluer l'existence d'étage souple en se basant sur la rigidité sécante, qui varie selon la performance de la construction, en utilisant l'analyse Pushover statique non linéaire basée sur le modèle de fibres exécutée par le programme SAP2000. La précision des résultats de l'analyse Pushover se reflète sur la précision de la méthode proposée. Pour ce but on a étudié et comparé l'effet d'utilisation de trois types de rotules plastiques, la rotule basée sur le modèle de fibre, la rotule par défaut et la rotule définie par l'utilisateur, et on a constaté que les rotules plastiques des éléments structurels, en utilisant le modèle de fibres, se modélisent en grande précision. Et pour le même but on a discuté et évalué l'effet des modes conventionnels de chargement latéral et des modes de chargement prenant en considération la participation des modes supérieurs de vibration. Il s'est avéré que le mode de chargement triangulaire, est le mode le plus réel dans la représentation de chargement latéral. On a conclu selon la méthode proposée qu'à un séisme à forte magnitude, le mécanisme de l'étage souple peut exister même si les rigidités latérales des niveaux sont égales, et en revanche, à un séisme de faible magnitude, le mécanisme peut être inexistant malgré la différence de rigidité entre les niveaux et pour l'amélioration du comportement sismique des constructions à étage souple, on a proposé l'utilisation, de béton de fibres, qui n'influence pas sur l'aspect architectural de la construction et ce en ajoutant les fibres extraites des pneus usés au béton des poteaux de niveau 1 de la construction, et c'est ce qui a montré des résultats positifs indiqués par la méthode proposée.

**Mots clés:** étage souple, analyse Pushover, rotule de fibre, rigidité sécante, béton de fibres.

## المخلص:

إن تشييد البنايات ذات طابق لين في المستوى الأول لا يزال واسع النطاق لأسباب معمارية و وظيفية، رغم أن أداءها الزلزالي سيء بسبب تكون آلية انهيار في مستوى الطابق الأرضي، نتيجة لصلابته الضعيفة مقارنة بصلابة الطوابق الأخرى. لتقييم وجود الطابق اللين هناك طرق مختلفة متفاوتة الدقة، وقد تم في هذه الدراسة اقتراح طريقة لتقييم وجود الطابق اللين بالاستناد إلى الصلابة القاطعة المتغيرة وفقاً لأداء البناية باستعمال تحليل الدفع الجانبي المتتالي الساكن اللاخطي المستند على نموذج ليف، وتمت تأدية هذا الأخير باستعمال برنامج ساب 2000. إن دقة نتائج تحليل الدفع الجانبي المتتالي تتعكس على دقة الطريقة المقترحة لتحديد وجود الطابق اللين، لهذا الغرض تمت دراسة ومقارنة أثر استعمال ثلاثة أنواع من المفصلات البلاستيكية المتوفرة في برنامج ساب 2000 وهي: المفصلة المستندة على نموذج ليف، المفصلة الافتراضية والمفصلة المعروفة من قبل المستعمل وتوصلنا إلى أن المفصلات البلاستيكية للعناصر الهيكلية باستعمال نموذج ليف تتمتع بدقة كبيرة مما يجعل نتائج تحليل الدفع الجانبي المتتالي أكثر دقة عند استعمال هذا النوع من المفصلات. و لنفس الغرض تمت مناقشة وتقييم أثر أنماط الحمولة الجانية التقليدية وأنماط الحمولة التي تأخذ بعين الاعتبار مساهمة الأنماط العليا. وتبين أن نمط الحمولة المثلثية هو النمط الأكثر واقعية في تمثيل الحمولات الجانية. وتوصلنا من خلال الطريقة المقترحة في هذه الدراسة إلى أنه عند زلزال قوي الشدة فإن آلية الطابق اللين يمكن أن تحدث حتى لو كانت الصلابة الجانية للطوابق متساوية، وبالعكس في حالة الزلزال ضعيف الشدة يمكن ألا تحدث الآلية رغم اختلاف الصلابة بين الطوابق. ولتحسين السلوك الزلزالي لمباني من الخرسانة المسلحة ذات طابق أول لين اقترحنا استعمال خرسانة الألياف التي لا يؤثر استعمالها على الجانب المعماري للهيكل، وذلك بإضافة الألياف المستخرجة من الإطارات المستعملة إلى خرسانة أعمدة الطابق الأرضي للمبنى، و هو ما أظهر نتائج إيجابية بينتها الطريقة المقترحة.

**الكلمات المفتاحية:** الطابق اللين، تحليل الدفع الجانبي المتتالي، مفصلة الليف، الصلابة القاطعة، خرسانة الألياف.

## ABSTRACT

The construction of buildings with a soft-storey at the first level is still widespread used for architectural and functional reasons, despite its weak seismic behavior due to the formation of a collapse mechanism at the first storey, which is resulted from its low rigidity compared to the rigidity of the other storeys. However, there are many different methods varies in precision that can be carried out to evaluate the existence of the soft-storey. In this study, a method was suggested based on the secant stiffness which varies according to the performance of the building, the modeling was held using a nonlinear static pushover analysis based on the fiber model executed by SAP2000 software. Since the accuracy of the results of Pushover analysis is related to the accuracy of the proposed method for determining the presence of the soft-storey, we have studied and compared the impact of using three different types of plastic hinges available in SAP2000: a hinge based on the fiber model, a hinge given by default and a user-defined hinge. Thus, it was found that the plastic hinges of the structural elements obtained by the fiber model to provide a more accurate modeling, making the results of Pushover analysis based on this method more accurate than others. For the same purpose we discussed and evaluated the effect of conventional lateral load patterns and load patterns that take into account the participation of higher modes of vibration. It It turned out that the triangular load pattern gives the most realistic representation of the lateral load. We concluded through the method suggested in this study that when a high magnitude earthquake occurs, the soft-storey mechanism can be formed even if the values of the lateral stiffness of the levels are equal. Conversely, in case of a weak magnitude earthquake, the mechanism may not occur despite the difference in stiffness between the levels. Finally, in order to improve the seismic behavior of reinforced concrete structures with a soft-storey at the first level, We proposed the use of fiber concrete whose use does not affect the architectural aspect of the structure, where we add fibers extracted from used tires to the concrete formulation of the soft-story columns this has shown positive results indicated by the proposed method.

**Key words:** soft-storey, pushover analysis, fiber hinge, secant stiffness, fiber concrete

## SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME.....	II
ملخص.....	III
ABSTRACT.....	IV
SOMMAIRE.....	V
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XX
LISTE DES SYMBOLES.....	XXII
INTRODUCTION.....	1

### CHAPITRE 1

#### Comportement de l'étage souple

1.1 Introduction.....	5
1.2. Comportement de l'étage souple .....	5
1.3 Implication architecturales.....	6
1.4. Classification de structures à étages souples.....	7
1.5 Performance des constructions, à étage souple, pendant les séismes précédents....	11
1.5.1 Pendant le séisme de San Fernando .....	11
1.5.2 Pendant le séisme d'Impérial Valley.....	12
1.5.3 Pendant le séisme d'Izmit.....	13
1.5.4 pendant le séisme de Boumerdès.....	14
1.6 Solutions possibles pour étages souples.....	17

1.6.1-Solutions conceptionnelles.....	17
1.6.2 Solutions de réhabilitation .....	18
1.6.2 .1 Augmentation de la rigidité et de la résistance du système structurel.....	18
1.6.2 .2 Limitation de demandes sismiques.....	18
1.6.2 .2.1 isolation sismique des fondations.....	19
1.6.2 .2.2 Systèmes de dissipation d'énergie .....	19
1.6.2 .2.3 Réduction de la masse .....	19
1.7. Rigidité latérale de l'étage .....	20
1.8 Approximations de rigidité latérale des portiques élastiques.....	21

## CHAPITRE 2

### Méthode d'analyse statique non linéaire

2.1 Introduction.....	24
2.2 Analyse Pushover.....	24
2.3 Niveaux de performance.....	26
2.3.1. Niveau IO (début d'exploitation) .....	26
2.3.2. Niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire) .....	27
2.3.3. Niveau CP (l'état des dommages).....	27
2.4 Détermination de point de performance en utilisant la méthode du spectre de capacité .....	28
2.4.1 Analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté.....	28
2.4.2 Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté....	28
2.4.3 Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité.....	29

2.4.4	Courbe de Spectre de réponse dans le format ADRS .....	30
2.4.5	Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti .....	30
2.4.6	L'amortissement visqueux équivalent.....	31
2.4.7	Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent.....	32
2.4.8	Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté.....	33
2.5	Mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire.....	33
2.5.1	Mode de chargement latéral du code.....	33
2.5.2	Mode de chargement uniforme.....	34
2.6	Méthodes d'analyse Pushover selon le mode de chargement latéral.....	34
2.7	Analyse Pushover modale.....	35
2.8	méthode d'analyse Pushover de la limite supérieure (UBPA).....	40
2.9	Méthode de combinaison modale (MMC).....	44
2.10	Méthode d'analyses Pushover modale tridimensionnelle.....	48

### CHAPITRE 3

#### **Modèles de plasticité concentrés et distribués des éléments en béton armé**

3.1	Introduction.....	52
3.2	Modèle de plasticité concentrée.....	52
3.3	Concept de rotule plastique.....	53
3.4	Courbe moment –courbure ( $M - \varphi$ ) .....	54
3.5	Comportement sismique des poutres.....	55
3.6	Comportement sismique des poteaux.....	59
3.7	Modèles de plasticité distribuée.....	61



3.7.1 Formulation basée sur le déplacement.....	62
3.7.2 Formulation basée sur la force.....	64
3.8 Intégration numérique.....	67
3.9 Modèle de plasticité concentrée basée sur le modèle de fibre.....	68
3.9.1 Etude de problème de localisation .....	69
3.9.2 Les méthodes améliorées pour l'intégration de la rotule plastique.....	70

## CHAPITRE 4

### Modèles de loi de comportement des matériaux

4.1 Introduction .....	74
4.2 Comportement du béton en compression.....	74
4.3 Modèle de béton non confiné.....	76
4.3.1 Modèle de Hognestad.....	76
4.3.2 Modèle de Mander .....	77
4.4 Béton confiné.....	78
4.5 Modèle de béton confiné.....	80
4.5.1 Modèle de Richard et al .....	81
4.5.2 Modèle Mander- Priestly et Park .....	82
4.5.2.1 Pression de confinement latérale effective et le coefficient d'efficacité de confinement .....	83
4.5.2.2 Confinement par les cadres rectangulaires avec ou sans épingles...	85
4.6 Modèle de béton en traction.....	88
4.7 Béton de fibre.....	89
4.7.1 Modèle de béton de fibres en compression .....	89

4.7.2 Modèle de béton de fibres en traction .....	90
4.7.3 Modèle multilinéaire de béton de fibres en traction de Neocleous, et al.....	92
4.8 Courbe contrainte –déformation d’acier des armatures.....	94

## CHAPITRE 5

### **Effets des caractéristiques des rotules plastiques et mode de chargement sur les résultats d’analyse Pushover**

5.1 Introduction.....	97
5.2 Influence de type de rotule plastique.....	97
5.2.1 Caractéristiques de rotule plastique dans le programme SAP 2000.....	98
5.2.2 Description de la structure.....	100
5.2.3 Définition des caractéristiques des rotules plastiques du modèle S2D3.....	103
5.2.3.1 Les caractéristiques des rotules définies par l’utilisateur.....	103
5.2.3.2 Caractéristiques de rotules par défaut.....	108
5.2.3.3 Caractéristiques des rotules de fibres.....	109
5.2.4 Longueur de la rotule plastique.....	113
5.2.5 Résultats et discussions.....	115
5.2.5.1 Comportement global du modèle S2D3.....	115
5.2.5.2 Effet d’espacement d’armatures transversales et longueur de la rotule plastique .....	118
5.2.5.3 Distribution des rotules plastiques.....	120
5.2.5.4 Caractéristiques résultantes des rotules de fibres .....	122
5.3 L’effet de mode de chargement latéral sur le comportement des structures en béton armée tridimensionnel.....	129

5.3.1 Les modes de chargement latéral adoptés.....	129
5-3-2- Comportement global pour les modèles selon les différents modes de chargement.....	133

## CHAPITRE 6

### Détermination de l'existence de l'étage souple

6.1 Introduction.....	138
6.2 Méthode proposée pour déterminer l'existence de l'étage souple.....	138
6.3 Détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 01 en utilisant la méthode de modèle de cisaillement et la méthode de Muto.....	140
6.4 Détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 en utilisant la méthode proposée .....	143
6.4.1 Comportement global des modèles .....	143
6.4.2 Courbes Pushover des étages.....	145
6.4.3 Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1.....	147
6.4.4 Détermination du point de performance.....	151
6.5 Effet d'utilisation du béton de fibres pour l'amélioration du comportement sismique des structures en béton armé à étage souple.....	156
6.5.1 Détermination du modèle contrainte-déformation en traction de béton de fibres.....	157
6.5.2 Comportement global du modèle S3D4 dans le sens y avec l'utilisation de béton de fibres .....	159
6.5.3 Caractéristiques de rotule de fibres.....	160
6.5.4 Comportement de fibres de rotule pour béton ordinaire et béton de fibres en traction .....	162

SOMMAIRE

---

6.5.5 Détermination de l'existence de l'étage souple dans le sens y pour le modèle S3D4 avec l'utilisation de béton de fibres..... 165

CONCLUSION GENERALE..... 168

BIBIOGRAPHIE..... 172

Annexe A..... 183

Annexe B..... 186

---

**LISTE DES FIGURES**
**CHAPITRE 1 : Comportement de l'étage souple**

Figure1.1 :	Mécanisme de l'étage souple.....	6
Figure1.2 :	Villa Savoye, parmi les premières constructions à étage souple au 20eme siècle.....	7
Figure1.3 :	Niveau 1 flexible.....	8
Figure1.4 :	changement de la rigidité des niveaux supérieurs.....	9
Figure1.5 :	murs discontinus : (a) cas de voiles, (b) cas des murs de remplissage.....	9
Figure1.6 :	discontinuité du chemin de chargement.....	10
Figure1.7 :	Principe poutre forte – poteau faible.....	11
Figure1.8 :	Mur structural avec des ouvertures au niveau 1.....	11
Figure1.9 :	hôpital Olive après le séisme de San Fernando, dommages typiques dus à la discontinuité du mur.....	12
Figure1.10 :	Apparence de l'étage souple à la construction de Services Imperial Conty.....	13
Figure1.11 :	Vue en plan et élévation de la construction de Services Imperial Conty.....	13
Figure 1.12:	Effondrement à cause de la distribution irrégulière des murs de remplissage, Izmit 1999.....	14
Figure 1.13:	Effondrement complet d'une construction au niveau 1 Boumerdès 2003.....	15
Figure1.14 :	Effondrement d'un bâtiment d'habitation individuel à cause de la défaillance des poteaux de l'étage souple, Boumerdès 2003.....	16

Figure1.15: Effet de l'étage souple sur un bâtiment d'habitation avec rez-de-chaussée commercial.....	16
Figure1.16 : Modèles simplifiés pour estimer la rigidité de l'étage souple.....	20
<b>CHAPITRE 2 : Méthode d'analyse statique non linéaire</b>	
Figure 2.1 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.....	25
Figure 2.2 : La courbe de capacité et les niveaux de performance structurelle.....	27
Figure 2.3 : Approximation bilinéaire de la courbe de capacité.....	29
Figure 2.4 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS.....	30
Figure 2.5 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal.....	31
Figure 2.6: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40).....	32
Figure 2.7 : Estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.....	32
Figure 2.8 : Principe de l'analyse temporelle modale.....	38
Figure 2.9 : Les valeurs maximales pour le déplacement de niveaux et les déplacements inter-niveaux pour le portique à 10 niveaux.....	43
Figure2.10 : Les valeurs maximales pour le déplacement de niveaux et les déplacements inter-niveaux pour le portique à 20 niveaux.....	44
Figure2.11 : distribution des forces latérales des modes 1 et 2, indépendants et combinés du portique à 8 niveaux.....	46
Figure2.12 : Déplacement d'étage et d'inter-étages des résultats des analyses du 1er et 2eme mode indépendantes et combinées du portique à 8 étages..	46

Figure2.13 :	Déplacement inter-étages résultant des analyses du 1er et 2eme mode du portique à 16 niveaux.....	47
Figure2.14 :	Enveloppe de déplacement inter-étages résultant des analyses des 3 premiers modes du portique à 16 niveaux.....	47
Figure2.15 :	Les déplacements des niveaux et les déplacements inter-étages au centre de masse pour les deux structures (CW48) et (CW 62).....	51

**CHAPITRE 3 : Modèles de plasticité concentrés et distribués des éléments en béton armé**

Figure 3.1 :	Répartition de la courbure sur la poutre au moment ultime.....	54
Figure 3.2 :	Courbe moment –courbure.....	55
Figure 3.3 :	Données de calcul du facteur de ductilité à la courbure pour un section rectangulaire double armée.....	56
Figure 3.4 :	Courbes d’interaction pour une section rectangulaire.....	60
Figure3.5 :	Discrétisation d’une section de béton armé typique en fibres.....	61
Figure 3.6 :	Élément 2D à deux nœuds.....	62
Figure 3.7 :	Section de modèle des fibres.....	63
Figure 3.8 :	Représentation des forces nodales et des forces de la section pour un élément à deux nœuds sans mode de corps rigide.....	65
Figure 3.9 :	Élément de fibres poteau-poutre avec deux zones de rotules plastiques	69
Figure3.10 :	Comportement de localisation en compression.....	69
Figure 3.11:	Méthodes d'intégration des rotules plastiques : (a) Gauss-Radau deux points, ( b) Gauss-Radau modifiées.....	73

**CHAPITRE 4 : Modèles de loi de comportement des matériaux**

Figure 4.1 :	Courbes contrainte - déformation en compression uni-axiale.....	75
Figure 4.2 :	Modèle de Hognestad.....	76
Figure 4.3:	Modèle de Mander de contrainte-déformation pour le béton non confiné intégré dans le programme SAP 2000.....	77
Figure 4.4 :	Confinement du béton. (a) cerces circulaires, (b) cadres carrés.....	79
Figure 4.5:	Effet de l'espacement du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement.....	80
Figure 4.6 :	Modèle contrainte-déformation pour le béton confiné de Mander et al.	82
Figure 4.7 :	Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire.....	84
Figure 4.8 :	Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement pour des sections rectangulaires.....	87
Figure 4.9 :	Courbe expérimentale contrainte - déformation en traction.....	88
Figure4.10 :	courbe contrainte-déformation pour un échantillon de béton armé avec un rapport d'aspect différent.....	90
Figure4.11 :	la courbe contrainte-déformation pour un échantillon de béton de fibres à la traction.....	91
Figure4.12 :	Types de fibres utilisées pour renforcer les éprouvettes de béton.....	92
Figure4.13 :	Modèle de la contrainte – déformation à la traction de béton de fibres de Neocleous, et al.....	93
Figure4.14 :	courbes contrainte-déformation de l'acier.....	94
Figure4.15 :	Courbe contrainte-déformation de l'acier armatures intégrée dans le programme SAP 2000.....	95



**CHAPITRE 5 : Effets des caractéristiques des rotules plastiques et mode de chargement sur les résultats d'analyse Pushover**

Figure 5.1 :	Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique)....	98
Figure 5.2 :	Modèle structurel S3D3.....	101
Figure 5-3 :	Vue en plan du modèle S3D3.....	101
Figure 5-4 :	Propriétés des portiques : (a) portique 2, (b) portique c.....	102
Figure 5.5 :	Courbe contrainte-déformation du béton selon le modèle de Mander...	104
Figure 5.6 :	Courbe contrainte-déformation d'acier selon le modèle « simple».....	105
Figure 5.7 :	Courbe moment-courbure réelle et idéale du poteau (2C1).....	105
Figure 5.8 :	Diagramme d'interaction PM du poteau (2C1).....	108
Figure 5-9 :	Modèle de fibre de la section transversale du poteau (2C1).....	110
Figure 5.10:	Modèle de fibre de la section transversale de la poutre.....	110
Figure5.11 :	courbes contrainte-déformation de béton confiné des poteaux et des poutres.....	113
Figure5.12 :	Courbe Pushover du modèle S2D3 avec 3 types de rotules plastiques.	116
Figure5.13 :	Effet d'espacement d'armatures transversales sur les courbe pushover du modèle S2D3 en fonction du type de la rotule plastique.....	118
Figure5.14 :	Effet de la longueur de la rotule plastique sur la courbe pushover du modèle S2D3 en fonction du type de la rotule plastique.....	119
Figure5.15 :	Distribution des rotules plastiques définies par l'utilisateur du modèle S2D3 au :(a) début de la plastification (b) déplacement ultime (c) début de l'apparition de mode de défaillance.....	121

## LISTE DES FIGURES

---

Figure5.16 : Distribution des rotules plastiques définies par défaut du modèle S2D3 au : (a) début de la plastification (b) déplacement ultime (c) début de l'apparition de mode de défaillance.....	122
Figure5.17 : Courbe moment-rotation de la rotule de fibres à la section critique du poteau2C1.....	123
Figure5.18 : Résultats de fibres de béton non confiné dans la partie tendue de la section critique du poteau2C1.....	124
Figure5.19 : Résultats de fibres de béton confiné dans la partie tendue de la section critique du poteau (2C1).....	124
Figure5.20 : Résultats des fibres d'acier dans la partie tendue de la section critique du poteau2C1.....	125
Figure5.21 : Résultats des fibres d'acier dans la partie comprimé de la section critique du poteau2C1.....	126
Figure5.22 : Résultats des fibres d'acier dans la partie comprimé de la section critique du poteau2C1.....	126
Figure 5.23: Courbe moment-rotation de la rotule de fibres à la section critique de la poutre AB1.....	127
Figure5.24 : Résultats de fibres de béton confiné dans la partie tendue de la section critique de la poutre AB1.....	128
Figure5.25 : Forme de spectre de réponse pour le modèle S3D3 dans les sens x et y.....	130
Figure5.26 : Forme de spectre de réponse pour le modèle S3D4 dans les sens x et y.....	131
Figure5.27 : Distribution des forces latérales normalisées dans le sens x pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement.....	133
Figure5.28 : Distribution des forces latérales normalisées dans le sens y pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement.....	133

Figure5.29 : Courbe de capacité dans le sens x pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement.....	134
Figure5.30 : Courbe de capacité dans le sens y pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement.....	135
Figure5.31 : Courbe de capacité dans le sens x pour le modèle S3D4 selon les quatre modes de chargement.....	136
Figure5.32 : Courbe de capacité dans le sens y pour le modèle S3D4 selon les quatre modes de chargement.....	137

**CHAPITRE 6 : Détermination de l'existence de l'étage souple**

Figure6.1: Courbes pushover des modèles S3D3,S3D3.25, S3D3.4,S3D4 dans le sens x.....	144
Figure6.2 : Courbes pushover des modèles S3D3,S3D3.25, S3D3.4,S3D4 dans le sens y.....	144
Figure 6.3 : Courbes pushover d'étage dans le sens x des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4.....	146
Figure 6.3 : Courbes pushover d'étage dans le sens y des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4.....	147
Figure 6.5 : Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens x des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4.....	149
Figure 6.6 : Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens y des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4.....	151
Figure 6.7 : Courbe du spectre de capacité et les courbes de spectre de demande pour les trois types de séismes du modèle (S3D3) dans le sens x.....	153

## LISTE DES FIGURES

---

Figure 6.8 :	Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens x du modèle (S3D3) et les coordonnées des points de performance obtenues aux trois types de séismes.....	153
Figure 6.9 :	Courbe contrainte-déformation du béton de fibres en traction.....	159
Figure6.10 :	courbes pushover du modèle S3D4 dans le sens y, avec l'utilisation de béton de fibres et de béton ordinaire.....	160
Figure6.11 :	Courbe moment –rotation du poteau 2C1, avec l'utilisation de béton de fibres et de béton ordinaire.....	161
Figure6.12 :	Courbe contrainte-déformation de fibre de béton de fibre non confiné à la partie tendue.....	162
Figure6.13 :	Courbe contrainte-déformation de fibre de béton de fibre confiné à la partie tendue.....	163
Figure6.14 :	Courbe contrainte-déformation de fibre de béton ordinaire non confiné à la partie tendue.....	164
Figure6.15 :	Courbe contrainte-déformation de fibre de béton ordinaire confiné à la partie tendue.....	165
Figure6.16 :	Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens y du modèle (S3D3), avec l'utilisation de béton de fibres	166

---

**LISTE DES TABLEAUX**
**CHAPITRE 3 : Modèles de plasticité concentrés et distribués des éléments en béton armé**

Tableau 3.1 :	Quadrature de Gauss-Lobatto.....	68
---------------	----------------------------------	----

**CHAPITRE 4 : Modèles de loi de comportement des matériaux**

Tableau 1.4 :	Facteurs pour le modèle proposé.....	94
---------------	--------------------------------------	----

**CHAPITRE 5 : Effets des caractéristiques des rotules plastiques et mode de chargement sur les résultats d'analyse Pushover**

Tableau 5.1:	Valeurs caractéristiques de la courbe moment- courbure des éléments de modèle S2D3.....	106
Tableau 5.2:	Caractéristiques de la rotule définie par l'utilisateur du poteau (2C1).....	107
Tableau 5-3:	Critères d'acceptation de la rotule définie par l'utilisateur du poteau (2C1).....	107
Tableau 5-4 :	Caractéristiques de rotules par défaut définies pour les poteaux et les poutres du modèle S2D3.....	109
Tableau 5-5:	Détails des fibres de la section du poteau (2C1).....	111
Tableau 5-6:	Détails des fibres de la section de la poutre.....	112
Tableau 5-6	Détermination de la longueur de la rotule plastique du modèle (2C1).....	115
Tableau 5.7 :	Caractéristiques dynamiques pour le modèle S3D3.....	131
Tableau 5.8 :	Facteurs utilisés à la formulation de chargement latéral par les méthodes UPBA et MMC .....	132

**CHAPITRE 6 : Détermination de l'existence de l'étage souple**

Tableau 6.1 :	Rigidité dans le sens x pour le modèle S3D3 en utilisant la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement.....	141
Tableau 6.2 :	Rigidité dans le sens y pour le modèle S3D3 en utilisant la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement.....	142
Tableau 6.3 :	Évaluation de la condition d'étage souple des modèles, selon la méthode de calcul de rigidité.....	143
Tableau 6.4 :	Évaluation de la condition d'étage souple dans le sens y des modèles aux trois types de séismes, selon la méthode de calcul de rigidité.....	154
Tableau 6.5 :	Évaluation de la condition d'étage souple dans le sens y des modèles aux trois types de séismes, selon la méthode de calcul de rigidité.....	155

**LISTE DES SYMBOLES**

$A_e$  Surface efficace du béton confiné

$A_n(t)$  Pseudo-accélération.

$C$  Matrice d'amortissement du système

$D$  Déplacement spectral déterminé du spectre de réponse élastique.

$f$  Contraint de béton

$f_1$  Pression latérale de confinement

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

$F_i$  Force latérale au niveau  $i$

$\dot{i}$  Vecteur d'influence unitaire

$k$  Matrice de rigidité

$k_e$  Coefficient d'efficacité de confinement

$k_i$  Rigidité latérale

$L_p$  longueur de la rotule plastique

$m$  Matrice de masse

$\varphi_u$  Courbure ultime

$\varphi_y$  Courbure à la limite élastique.

$q_n(t)$  Coordonné modale

$W$  Fréquence naturelle

$\Gamma_n$  Facteur de participation de mode  $n$ .

## LISTE DES SYMBOLES

---

$\varepsilon_c$  Déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton

$\varepsilon_{s1}$  Déformation (allongement) des aciers tendus

$u$  Vecteur de déplacement des niveaux N

$v_f$  Pourcentage en poids de fibres

$\sigma_t^u$  Contrainte maximale à la traction de béton de fibres

$\phi_n$  Vecteur modal de mode n



### INTRODUCTION

Durant les dernières séismes que le monde a connu, parmi ces séismes, le séisme de Boumerdès en Algérie 2003, la plupart des constructions effondrées étaient des constructions irrégulières du point de vue, rigidité ou masse. Parmi celles-ci les constructions à étage souple au niveau 1, et malgré cela, les concepteurs optent pour ce type de constructions, spécialement lors la conception du rez-de-chaussée en tant que parking de voitures, ou locaux commerciaux. Cet étage a une hauteur supérieure à l'hauteur des étages ci-dessus, c'est la cause qui entraîne le mécanisme d'étage souple, et ce, sous une charge sismique, et parce que la rigidité du système résistant des forces latérales au rez-de-chaussée, est inférieure à la rigidité des étages ci-dessus.

Certains codes parasismiques, parmi eux, le code algérien RPA 2003, recommandent à éviter ce type de systèmes de constructions. Ces codes précisent que le niveau souple présente une rigidité latérale inférieure à 70% de la rigidité latérale du niveau situé immédiatement au-dessus, ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois niveaux situés immédiatement au-dessus. Mais ces codes ne précisent pas la méthode utilisée pour déterminer la rigidité latérale d'un étage, vu que plusieurs méthodes approximatives au calcul de rigidité existent, et chaque méthode donne des résultats différents qui empêchent le concepteur de déterminer que la structure sera conçue comme structure régulière ou irrégulière. Aussi ces codes ont adapté le même rapport de rigidité entre étages, pour toutes les zones sismiques, ce qui n'est pas valable si en prenant en considération que la performance de la construction varie avec la variation de l'intensité du séisme. Si cette intensité est forte, il faut une analyse qui représente le mécanisme de rupture pour ce type de constructions.

Les méthodes d'analyse conventionnelle, utilisées dans la conception sismique, des constructions, et ce dans la plupart des codes, sont des méthodes statiques linéaires ou linéaires équivalentes, où les éléments structurels sont modélisés par des modèles à comportements linéaires, soumis à des forces sismiques prises des spectres de réponse réduits par un facteur de réduction de comportement sismique, mais ces méthodes, malgré leur utilisation facile, se caractérisent par des inconvénients, parmi eux les facteurs de réductions utilisés sont approximatifs, aussi ces méthodes ne prennent pas en considération la plastifications des zones critiques, ce qui en résulte le changement de distribution et le déplacement. Autrement dit, ces méthodes ne représentent pas le comportement non

## INTRODUCTION

---

linéaire des éléments et par conséquent elles ne représentent pas le mécanisme de rupture effectivement, et parmi cela l'étage souple. Cela a incité les chercheurs à accorder plus d'attention aux méthodes d'analyse non linéaire.

La méthode d'analyse dynamique non linéaire est considérée une des méthodes les plus précises et fiables pour l'évaluation du comportement sismique, mais son exécution est difficile et non adéquate à la pratique, ce qui a laissé apparaître la méthode d'analyse statique non linéaire.

L'analyse statique non linéaire (Pushover), conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure

Le pas essentiel dans l'analyse Pushover, est la détermination des caractéristiques non linéaires pour chaque élément de la structure et ce en déterminant les caractéristiques de la rotule plastique qui se situe dans les zones critiques de l'élément. Les caractéristiques de la rotule sont des caractéristiques par défaut basées sur des recommandations du règlement ATC 40 et FEMA 356, ou des caractéristiques définies par l'utilisateur qui effectue des analyses moment-courbure pour chaque élément de la structure. Il existe un autre type de rotule, qui ne demande pas de détails de relation moment-courbure à l'extrémité de l'élément, ce type est nommé rotule de fibres qui est basé sur la discrétisation de la section transversale de l'élément en petites zones. Chaque zone issue de la discrétisation, suit le comportement de matériau uni-axiale parmi les matériaux de la section en béton armé. Ces matériaux sont béton non confiné, béton confiné et l'acier.

Un autre pas essentiel dans l'analyse Pushover est le choix du mode de distribution de chargement latéral. Ce mode exprime les forces d'inertie formées effectivement dans la structure, et ce, suite à des vibrations et donne une bonne évaluation du comportement sismique, il existe plusieurs modes de distribution de chargement latéral proportionnés avec le mode de vibration fondamental de la structure. Cette hypothèse est correcte pour les structures à hauteur faible et pour les structures à mode de vibration fondamental dominant, mais pour les structures à grande hauteur, ayant des grandes périodes fondamentales, et pour les structures irrégulières, le mode de vibration fondamental n'est

## INTRODUCTION

---

plus dominant à la réponse de la structure, mais il y a une contribution des modes supérieurs.

Cette contribution des modes supérieurs dans la réponse de la structure, peut exister aussi dans les structures tridimensionnelles.

Les buts de ce travail de recherche sont :

- L'étude de l'effet de l'utilisation de rotule de fibre dans l'analyse Pushover à la prédiction du mécanisme de rupture, et cela avec la comparaison des effets des autres types de rotules plastiques.
- Présenter une contribution d'évaluation des effets des modes de vibration, à la forme des chargements utilisés dans l'analyse statique non linéaire basée sur le modèle de rotule de fibres pour les structures en béton armé tridimensionnel.
- La recherche d'une méthode simple et précise, basée sur les mécanismes de rupture, résultantes d'une exécution d'analyse statique non linéaire basée sur le modèle de rotule de fibres pour déterminer l'existence de l'étage souple. Cette recherche aidera les ingénieurs à déterminer que la structure est conçue comme une structure régulière ou irrégulière.
- L'étude de l'effet d'utilisation du béton de fibre à l'amélioration du comportement sismique pour les constructions à niveau 1 souple.

Cette thèse comprend six chapitres :

Le premier chapitre comprend la classification des types courants des constructions à étage souple, avec une brève revue de la littérature sur la réponse des constructions à étage souple, pendant les séismes antérieurs. Les méthodes approximatives, utilisées dans le calcul de rigidité latérale d'un étage, est expliquée dans ce chapitre

Le deuxième chapitre comprend l'explication de la méthode Pushover et la méthode de spectre de capacité, avec une synthèse des articles publiés sur les méthodes d'analyse Pushover modale, qui prennent en considération les contributions de modes supérieurs de vibration, et aussi sur les études effectuées pour évaluer ces méthodes et les comparer avec les méthodes Pushover conventionnelles.

Le troisième chapitre est consacré à une présentation détaillée des modèles de plasticité concentrée et distribuée, cette dernière est basée sur le modèle de fibre qui peut

## INTRODUCTION

---

être formulé par la formule basée sur le déplacement ou par la formule basée sur la force. Ce sont les deux formulations, expliquées en détails dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre comprend l'étude d'un nombre de modèles non linéaires de courbe contrainte-déformation uni-axiale, pour le béton non confiné, le béton confiné l'acier et le béton de fibres. Ce sont les modèles utilisés pour modéliser le comportement non linéaire des fibres de la section dans le modèle de fibre, et c'est le comportement d'où se dérive le comportement non linéaire des éléments structurels.

Le cinquième chapitre comprend l'application d'une série d'analyse Pushover sur des modèles bidimensionnels et tridimensionnels des structures en béton armé, qui prend en considération trois types de rotules plastiques et quatre modes de chargement, deux parmi ces derniers prennent en considération la participation des modes supérieurs de vibration.

Dans le chapitre six, quatre cas de modèles étudiés sont différents entre eux par la hauteur du premier niveau. Ces quatre cas sont pris en considération pour l'étude de l'effet de mécanisme de l'étage souple sur le comportement de la structure, et cela en utilisant l'analyse Pushover basée sur le modèle de fibres. Les résultats obtenus ont permis de proposer une méthode simplifiée pour déterminer l'existence de l'étage souple dans la structure.

Finalement ce chapitre traite l'effet d'utilisation de béton de fibre pour l'amélioration du comportement sismique d'étage souple et ce, en utilisant l'analyse Pushover basée sur le modèle de fibre

## CHAPITRE 1

### Comportement de l'étage souple

#### 1.1 Introduction

Quand le mécanisme de l'étage souple existe, il impliquera, parmi d'autres causes, l'effondrement des constructions, c'est ce qui a été constaté lors des derniers séismes. Mais en dépit de cela, et en vue des obligations architecturales et fonctionnelles, les architectes appliquent encore leurs conceptions de bâtiments à niveau 1 ouvert. Cette conception est indésirable afin de vouloir réaliser des bâtiments résistants, dans les régions sismiques. Il existe maintes raisons à l'origine de l'existence du mécanisme de l'étage souple, et c'est ce qu'on a déduit des comportements des bâtiments, lors des séismes précédents. Cet état de fait a permis la classification des bâtiments à étage souple, dans plusieurs catégories.

Le calcul de la rigidité latérale des niveaux, est un pas essentiel pour pouvoir déterminer l'existence de l'étage souple. Pour cette raison il fallait choisir la méthode optimale pour calculer cette rigidité. Aussi, il faut-il connaître les divers facteurs qui influencent sur le comportement du niveau 1 souple d'une construction. Tout ceci a été étudié dans ce chapitre .

#### 1.2. Comportement de l'étage souple

L'étage souple est un étage qui présente une faible rigidité, et ce en le comparant à la rigidité de l'étage de dessus. Ce phénomène pourra se manifester à n'importe quel niveau mais le problème devient crucial s'il paraît au niveau 1, (Parce que les forces sont plus grandes à ce niveau). Si tous les étages ont la même résistance et la même rigidité, le déplacement dans la même structure, sous une force sismique, sera égal à chaque niveau. Mais si le niveau 1 a une faible résistance et plus souple, une grande partie du déplacement global de la construction se concentre à ce niveau. [66]

Conformément à quelques codes parasismiques comme RPA 2003 [32] et UBC 97[27] (la plupart des codes parasismiques usuels, présentent les mêmes identifications avec quelques nuances). L'étage souple est l'étage pourvu d'une rigidité latérale moins de 70% de la rigidité de l'étage immédiatement au-dessus, ou moins de 80% de la rigidité moyenne des trois étages situés immédiatement au dessus. Selon ces codes, cette

conception est indésirable, pour une construction réalisée dans une région à caractère sismique actif.

L'étage souple provient d'une utilisation du niveau 1 comme parking de voitures salon d'accueil ou à utilités commerciales. Cette utilisation demande l'augmentation de la hauteur du rez-de-chaussée ou la réalisation des murs qui ne se continuent pas vers le niveau bas. En raison de cette forme irrégulière, la résistance et la rigidité du niveau 1 seront plus faibles que celles des étages d'au-dessus. Donc, pendant un séisme, le niveau 1 est soumis, par conséquent, à un grand effort tranchant, avec un grand déplacement concentré à ce niveau, ce qui crée la formation des rotules aux extrémités des poteaux [4] (figure 1.1). Ensuite, Les rotules sont soumises aux grandes rotations plastiques tandis qu'une grande énergie se dissipe. C'est ce qui cause la dégradation de la résistance du poteau, qui à son tour, devient incapable de supporter les charges gravitaires, l'effet P- $\Delta$  augmente l'instabilité et par la suite le bâtiment s'effondrera totalement. [34]

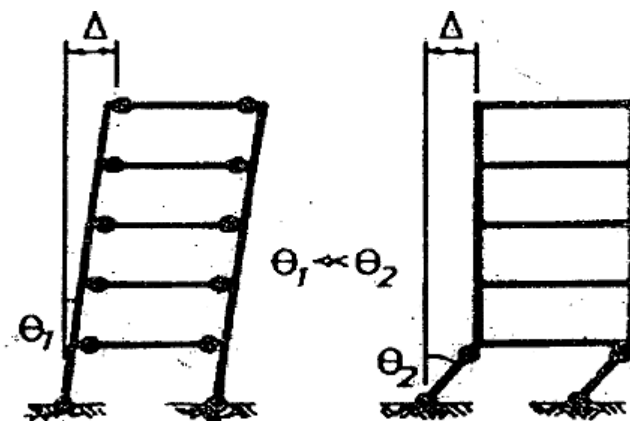


Figure1.1 : Mécanisme de l'étage souple

### 1.3 Implication architecturales

Fréquemment, la conception de l'étage souple, a des raisons d'être, quand on doit réaliser des grandes surfaces comme des salles de réunions, centres bancaires, au niveau 1. De même, ce niveau ouvert, répond souvent à la planification moderne, vu qu'il facilite l'accès à une place ou à la rue [66]. Ces avantages architecturaux qu'on bénéficie de l'étage ouvert, ou à grande hauteur, sont des outils esthétiques pour l'architecte. Mais si on constate que cet étage est souple, du point de vue sismique, c'est à l'ingénieur de trouver la solution, afin que le mécanisme d'échec, n'apparaisse point, sans toucher au côté architectural de l'immeuble [21].

Les premières parutions des constructions à étage souple moderne, reviennent au début du 20<sup>ème</sup> siècle. Exemple villa Savoye (figure1-2) qui est une villa modernisée à Poissy à la banlieue de Paris (France). Cette villa est une, parmi les contributions de l'architecture moderne du 20<sup>ème</sup> siècle. Elle est réalisée en béton armé, avec deux niveaux. Son premier niveau est caractérisé par ses poteaux élancés et de sa façade sans éléments structurels. Les constructions à étages souples sont connues aussi dans la construction BAUHAUS ,qui est une construction à étages ouverts avec un nombre de fenêtres sur la façade avec une irrégularité horizontale et verticale. Ce type de construction a laissé une influence importante sur les tendances artistiques et architecturales, en Europe et en Amérique. [3]



Figure 1.2 : Villa Savoye, parmi les premières constructions à étage souple au 20<sup>ème</sup> siècle

A l'aube de la décennie 50 et 60, il existait un grand nombre de constructions à étages souples. Mais, vu les séismes, que le monde a connu, le danger de cette conception commence à apparaître, surtout avec les dommages qui sont apparus dans les structures en béton armé lors du séisme de CARACAS en 1976, ce séisme a déterminé le danger que présente ce type de construction, malgré ses avantages architecturaux. [66]

#### 1.4. Classification de structures à étages souples

La caractéristique principale de l'étage souple, est la discontinuité de la résistance et la rigidité qui se produit au point de connexion avec le poteau du deuxième niveau. Cette discontinuité est due à une résistance moindre ou à une flexibilité accrue au

rez-de-chaussée. C'est ce qui entraîne des grands déplacements à cet étage, et une concentration des forces au niveau de la connexion du premier étage.

**Arnold Christopher** [6] a classifié les constructions à étage souple en quatre catégories, en se basant sur les facteurs principaux qui sont la cause de l'apparition de l'étage souple:

1- La hauteur du niveau 1 de la structure est plus grande, que les hauteurs des étages d'au-dessus, ce qui entraîne une rigidité faible et un plus grand déplacement à ce niveau en comparaison avec celles des autres niveaux. Le danger sera plus grave avec l'augmentation de la hauteur du niveau 1, l'augmentation de nombre de niveaux, et l'augmentation de la rigidité des autres niveaux, comme le présente la figure 1-3.

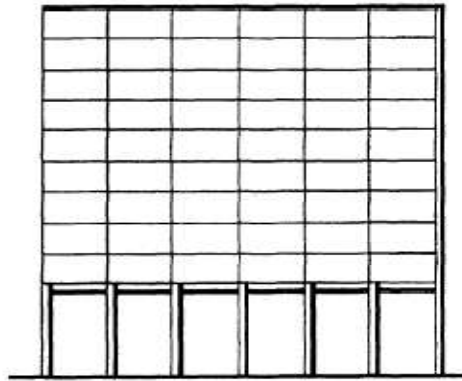


Figure 1.3 : Niveau 1 flexible

2- Le changement brusque de la rigidité du deuxième niveau (malgré que la hauteur de tous les niveaux restent approximativement égales) est dû principalement au choix des matériaux de construction : l'utilisation, par exemple, du béton lourd préfabriqué, ou des éléments structurels au dessus d'une structure à portique ouvert, ce changement arrivera souvent, suite à un remodelage des bâtiments commerciaux plus anciens, et ce pour introduire les vitrines ou des halls d'hôtel (figure 1-4).



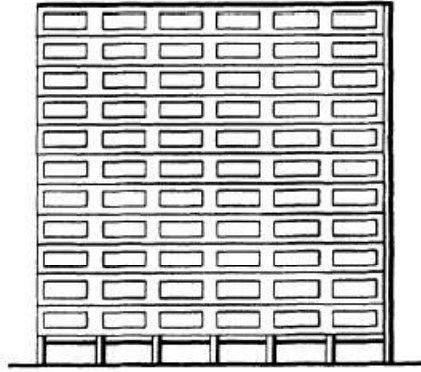


Figure 1.4 : changement de la rigidité des niveaux supérieurs

3- L'utilisation des voiles, qui résistent à l'effort tranchant, ne continuent pas jusqu'aux fondations, mais s'arrêtent au deuxième niveau (figure 1.5.a). La même chose s'applique sur les murs de remplissage qui pourraient être aussi discontinus, ce type de murs est plus connu aux constructions à étages souples, exemple dans les constructions à usage d'habitation, souvent on trouve les murs discontinus, et cela, au niveau des parkings de voitures, La figure (1.5.b) montre le portique structural typique qui contient des murs de remplissage discontinus au niveau 1.

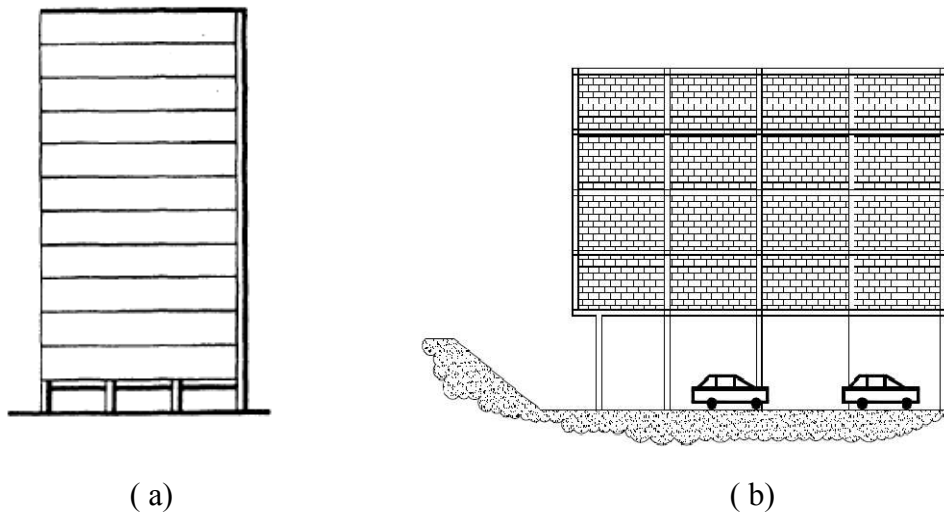


Figure 1.5 : murs discontinus : (a) cas de voiles, (b) cas des murs de remplissage

4- La discontinuité du chemin de chargement, qui provient du changement de la structure verticale et horizontale au niveau2, pour épargner un niveau1 plus ouvert, et souvent on arrive à réaliser cela pour des raisons programmatiques, pour réduire le nombre de poteaux, et c'est pour le même but, pour épargner des larges espaces (figure 1-6)

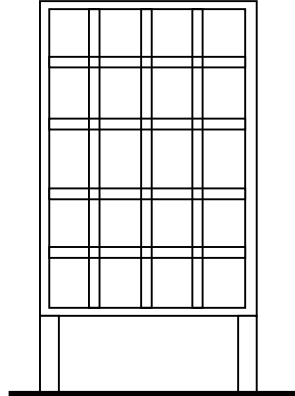


Figure 1.6 : discontinuité du chemin de chargement

En plus de ces quatre catégories, **Agha Beigi** [3], a présenté deux autres catégories qui peuvent être considérées comme une cinquième et une sixième catégorie, elles sont comme suit :

5- Portique à poutre forte-poteau faible : quand la longueur de la poutre est grande, avec la non-application des règles des conceptions de capacité, le moment de flexion, et les forces de cisaillement qui sont la résultante des charges verticales, ont la possibilité d'être dans les poutres autant plus grande, qu'elles soient dans les poteaux, Cela conduit à la conception des poutres avec des dimensions plus grandes que les dimensions des poteaux ,Il en résulte que une formation de rotules plastiques aux extrémités des poteaux, plutôt qu'aux extrémités des poutres (figure 1-7). Ce mécanisme est basé sur certains facteurs importants, par exemple : le nombre d'étages, l'enrobage et la diminution des dimensions de la section des poteaux.

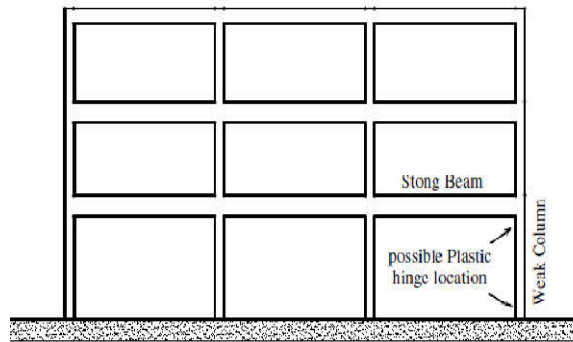


Figure 1.7 : Principe poutre forte – poteau faible

6- Murs structurels avec grande ouverture à la base : ce type de construction à l'étage souple est le moins existant et se trouve souvent aux bâtiments en maçonnerie, où s'utilisent les murs structurels ayant des ouvertures au niveau 1 à cause des entrées, ou pour d'autres obligations architecturales comme le présente la Figure 1-8

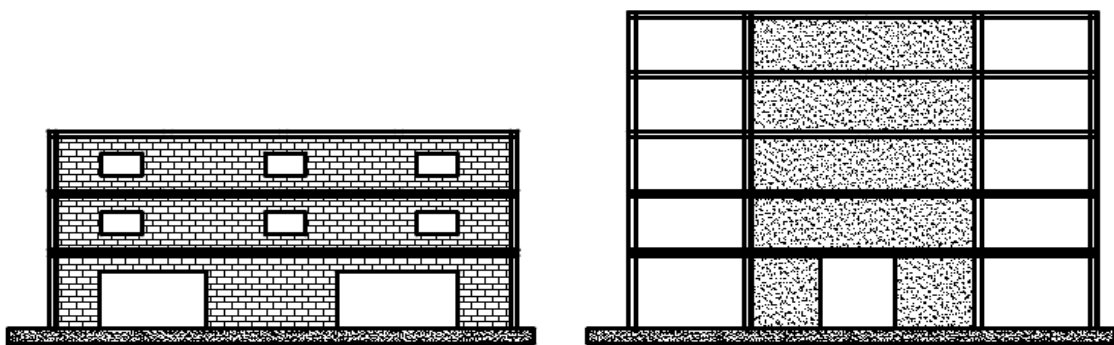


Figure 1.8 : Mur structurel avec des ouvertures au niveau 1

### 1.5 Performance des constructions, à étage souple, pendant les séismes précédents

A partir de l'étude des divers défaillances structurelles, on a découvert qu'un étage souple dans une construction, présente un risque élevé de dommages lors un séisme. Ici nous présentons quelques exemples réels, de la défaillance structurelle, à cause de l'étage souple.

#### 1.5.1 Pendant le séisme de San Fernando

Pendant le séisme de San Fernando 1971, l'hôpital Olive a été soumis à des grands dommages, malgré que sa construction soit récente, et cela à cause du mécanisme de l'étage souple. Or, au moment de sa construction, les chercheurs pensent que l'étage souple

avait des avantages structurels, citons parmi eux : **Fintel, M.Khane** [39] qui a indiqué que l'étage souple dans une structure à plusieurs étages peut servir comme un système absorbant les chocs, ainsi les forces se concentrent à ce niveau, mais les autres niveaux au dessus seraient étudiés sous l'action des vents seulement. Ces niveaux restent dans le domaine élastique, pendant les séismes. Aussi, **CHOPRA** [26] a déduit que la plastification de l'étage souple protège considérablement, les étages supérieurs de la plastification.

L'hôpital Olive est le meilleur exemple d'existence de l'étage souple, à cause de la discontinuité des murs structurels (figure 1-9) où le système structurel ne continue pas vers le niveau 1 et vers le sous sol, ce qui a laissé, les poteaux de ces étages se comporter à grande flexibilité. Et malgré que la structure de cet hôpital fût étudiée, à base de forces supérieures à celles, que les codes exigent, il y a eu des dommages très importants pendant ce séisme. Cet hôpital a été démoli et reconstruit sur le même lieu. [61] [3]



Figure 1.9 : hôpital Olive après le séisme de San Fernando, dommages typiques dus à la discontinuité du mur

### 1.5.2 Pendant le séisme d'Impérial Valley:

Un autre exemple concernant l'existence de l'étage souple à raison la discontinuité des murs structurels, c'est ce qui est arrivé à la construction de Services Imperial Conty à El Centro en Californie, pendant le séisme d'Impérial Valley (1979) (figure 1.10). Cette construction constituée de six niveaux est réalisée en 1969. Sa structure est réalisée en béton armé, avec des voiles discontinues vers le niveau 1, sauf du côté Est, le reste du niveau 1 est ouvert (figure 1-11). Pendant ce séisme la construction a été soumise à une grande défaillance structurelle, où les poteaux des angles furent soumis aux grandes forces de flexion, de cisaillement et axiales, ce qui implique la défaillance des poteaux des angles aussi la défaillance des poteaux du niveau1. [74] [3]



Figure 1.10 : Apparence de l'étage souple à la construction de Services Imperial Conty

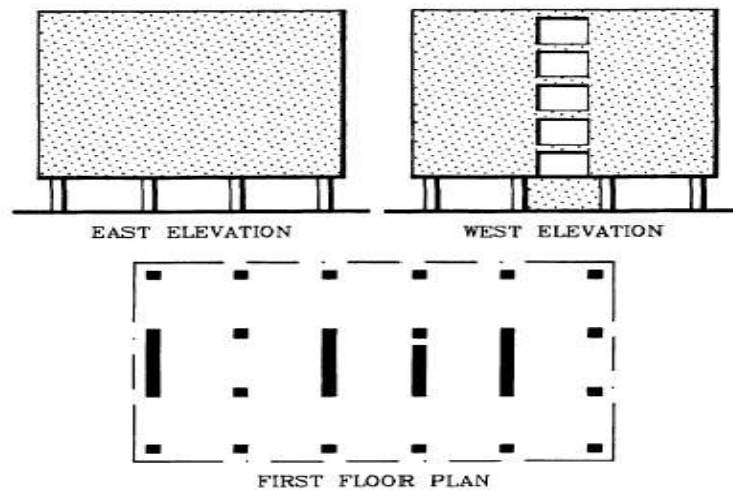


Figure 1.11 : Vue en plan et élévation de la construction de Services Imperial Conty[66]

### 1.5.3 Pendant le séisme d'Izmit

Pendant le séisme d'Izmit en Turquie et qui est connu aussi (séisme Kocaeli), un grand nombre de constructions à plusieurs étages, est effondré, ces constructions sont réalisées avec des portiques en béton armé et des murs de remplissage. La cause de cet effondrement est la distribution irrégulière des murs de remplissage, ces derniers furent construits à tous les niveaux sauf au niveau 1, qui, à titre d'exemple s'est effondré globalement au moment où, les fenêtres des autres niveaux sont restées intactes (figure 1.12).



Figure 1.12 Effondrement à cause de la distribution irrégulière des murs de remplissage, Izmit 1999

Pendant ce séisme de  $7.6^{\circ}$  R, on a remarqué que le mécanisme de l'étage souple a eu lieu même dans les structures qui avaient une distribution régulière des murs de remplissage à tous les niveaux. Et malgré cette distribution régulière qui aide à limiter d'une manière importante les déformations et les dégâts, le mécanisme de l'étage souple pourra exister. Et cela quand le degré du séisme dépasse un seuil précis, ou lorsque la ductilité des portiques et de éléments structurelles est faible, et enfin lorsque les murs de remplissage sont fragiles. [31]

#### 1.5.4 pendant le séisme de Boumerdès

Pendant le séisme de Boumerdès (Algérie 2003) qui a atteint  $6.7^{\circ}$  R. le système structurel (poteau-poutre + mur de remplissage) a révélé une grande faiblesse [33], et la rupture était la raison de l'étage souple, qui est une, parmi d'autres causes de l'effondrement [11], (figure 1.13).



Figure 1.13 Effondrement complet d'une construction au niveau 1  
Boumerdès 2003

Avant le séisme d'El asnam (1980), le type très courant des constructions en Algérie était sous formes de constructions en béton armé à hauteur moyenne, financées en grande partie par l'état, après le changement économique du pays au début de la décennie 1990 les travaux non publics ont été financés par les privés qui possèdent une main d'œuvre non qualifiée professionnellement. La plupart de ces constructions sont structurées à portique en béton armé, soit un logement collectif ou individuel [33]. On remarque surtout pour le logement individuel, l'utilisation habituelle du niveau 1 comme un local commercial, sa hauteur dépasse la hauteur des autres niveaux, aussi les structures de ces constructions est d'un type où la rigidité de la poutre dépasse celle du poteau, qui est un caractéristique très courant en Algérie[53], la figure 1-14 montre que le niveau 1 est effondré à cause du développement des rotules plastiques aux extrémités des poteaux, ce qui a soumis les autres niveaux à des dégâts minimes. Le tout résulte du principe d'application du poteau faible – poutre forte



Figure 1-14 : Effondrement d'un bâtiment d'habitation individuel à cause de la défaillance des poteaux de l'étage souple, Boumerdès 2003

Un autre exemple de dégâts à Boumerdes présenté sur la figure 1-15 montre l'existence du mécanisme de l'étage souple, qui était à cause de l'irrégularité de rigidité aux constructions à usage mixte (le niveau 1 à usage commercial et les autres niveaux à usage d'habitation). Ceci entraîne l'augmentation de demande de déplacement des poteaux au niveau 1.

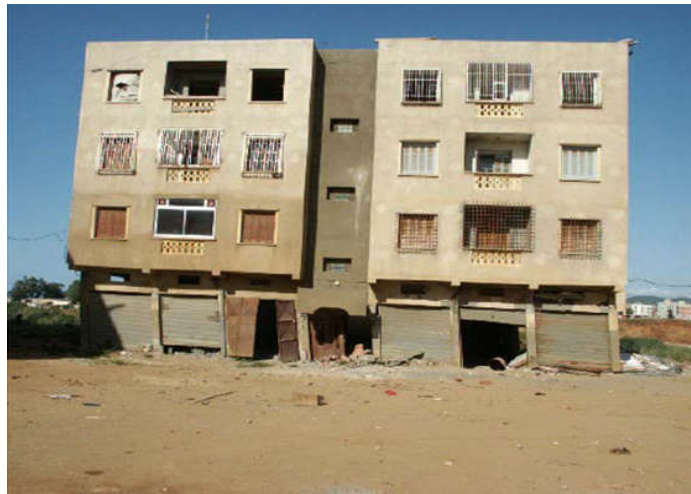


Fig1.15 Effet de l'étage souple sur un bâtiment d'habitation avec rez-de-chaussée commercial



---

## 1.6 Solutions possibles pour étages souples

Les problèmes résultants du mécanisme des étages souples, attirent toujours l'intérêt d'un nombre de chercheurs pour trouver des solutions adéquates. Malgré que les codes parasismiques récents ont donné des solutions conceptionnelles, elles restent au compte du coté architectural et fonctionnel de la construction.

On peut présenter un nombre de solutions pour mettre un terme au mécanisme de l'étage souple conformément aux études précédentes.

### 1.6.1-Solutions conceptionnelles

Avant le séisme de Boumerdès 2003, le code parasismique algérien a déconseillé l'utilisation de ce type de système, au cas contraire, si ce système fut appliqué, une pénalisation aura lieu, par un coefficient de comportement adéquat.

Ce code sous-entend qu'il faut augmenter le chargement conceptionnel sans la nécessité de la ductilité de portiques, mais cette méthode ne garantie pas la sécurité de la structure en cas d'intensité du séisme, dépassant le niveau de la conception du code. Après le séisme de Boumerdès, où un grand nombre de construction s'est effondré avec des dégâts importants, le code parasismique a été révisé, parmi ses nouveaux points : si le système de contreventement est assuré par des portiques, avec et sans murs de remplissage il demande à ce que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes, portiques, voiles, ou des noyaux en béton armé par exemple).

L'utilisation de voiles dans les constructions à béton armé, est l'une des méthodes rependues pour augmenter la résistance et la rigidité de la construction, mais son utilisation peut limiter une grande partie les avantages architecturaux et fonctionnels qui auraient pu caractériser le niveau1. [3]La diminution des voiles ou leur distribution irrégulière ,même si la rigidité est régulièrement distribuée entre les niveaux, ceci entraine d'autres problèmes comme la torsion. Ainsi, le voile reste la meilleure solution de limitation du mécanisme de l'étage souple. [44]

D'autres méthodes conceptionnelles proposées sont : l'augmentation des dimensions des poteaux, l'augmentation du nombre de poteaux du niveau1, ajouter des supports

---

(contreventement en acier) aux poteaux jusqu' à une rigidité semblable à celle des niveaux supérieurs. [7]

### **1.6.2 Solutions de réhabilitation**

La réhabilitation est l'amélioration structurelle pour limiter les risques sismiques dans les structures existantes, si la structure ne répond pas aux normes d'une rigidité régulière à tous les niveaux, on s'attendra au risque du mécanisme de l'étage souple. Pour cela, il faut réhabiliter la structure en augmentant la rigidité du niveau 1.

La réhabilitation possède des choix ayant pour but l'amélioration des performances sismiques du système structurel dans les constructions, et on la résume en deux choix :

#### **1.6.2 .1 Augmentation de la rigidité et de la résistance du système structurel :**

Ce choix contient le renforcement de la structure résistante, en lui renforçant sa rigidité, ceci pourra y être en incorporant des éléments structurels additifs, pour cela des grands travaux sont nécessaires concernant toute la structure y compris les fondations, ce choix de réhabilitation est couteux et implique l'évacuation des habitants pendant les travaux [62]. Les voiles sont souvent utilisés comme des éléments additifs. Aussi les contreventements en acier sont parmi les éléments additifs, ils se caractérisent de légèreté ce qui fait que son effet sur la fondation est faible. La performance sismique des structures en béton armé, qui ont été réhabilitées en utilisant les contreventements en acier et qui sont distribués à chaque niveau ; cette performance sismique a donné une amélioration, à raison de l'augmentation de capacité de chargement, ainsi à raison du changement de la demande sismique qui provient de l'augmentation de la rigidité, or si on réhabilite l'étage souple seul, on remarque que les demandes de déplacement augmentent aux étages d'au-dessus[2].

#### **1.6.2 .2 Limitation de demandes sismiques :**

Cette stratégie comprend une modification des réponses de la structure, où diminuent les déformations et les forces. Les méthodes appliquées pour exécuter cette stratégie impliquent la diminution de la masse structurelle, et la mise en œuvre des systèmes pour isoler les fondations et faire dissiper l'énergie.

---

### **1.6.2 .2 .1 isolation sismique des fondations**

Cette méthode nécessite d'ajouter un élément au système structural qui supporte les charges verticales dans la structure, et cela typiquement près de la base de la structure. Ces éléments sont conçus pour avoir une rigidité horizontale relativement faible et une capacité de déformation latérale élevée avec des propriétés élevées de dissipation d'énergie. L'introduction du système d'isolation de la structure conduit à une grande augmentation de la période de sa réponse, aussi, à la concentration des déformations latérales résultantes des séismes aux éléments additifs eux même [85] [67]. Ce système a prouvé ses effets pour les structures à étage souple [50]. Parmi ses inconvénients, ce système assure un support provisoire de l'élévation, aussi il existe la coupe des poteaux des sous-sol, et l'insertion des dispositifs d'isolation. Cette isolation coûte moins chère, en la comparant avec le choix précédant [62].

### **1.6.2 .2 .2 Systèmes de dissipation d'énergie**

Ce système peut augmenter la capacité de la structure pour diminuer la réponse aux séismes avec efficacité et ce avec un amortissement visqueux ou hystérique. Cette méthode demande l'introduction d'unités de dissipation d'énergie dans le système résistif des forces latérales, les unités dissipent l'énergie et diminuent le déplacement latéral de la construction [28]. les systèmes de dissipation d'énergie et de l'isolation parasismique de fondation, pourraient demander des technologies avancées, qui couteront chères dans la plupart des pays.

### **1.6.2.2 .3 Réduction de la masse**

La réduction de la masse de quelques structures peut en résulter une amélioration de performance. Cette méthode de diminution peut diminuer la période naturelle de la structure, aussi les forces d'inertie qui apparaissent lors de la réponse, ainsi la diminution de la déformation globale de la structure. On peut diminuer la masse par le moyen d'éliminer les éléments non structuraux lourds, exemple: les réservoirs d'eau, et par élimination des murs lourds de remplissage, aux niveaux supérieurs pour les remplacer par des murs de matériaux légers [63].

**1.7. Rigidité latérale de l'étage**

La définition et le calcul de la rigidité latérale pour n'importe quel étage, qui se fait pendant les premières étapes de la conception, est un pas très important et ce pour déterminer la possibilité de l'existence de l'étage souple. Cette définition et ce calcul se font pour déterminer si la structure devrait être conçue comme une structure régulière ou irrégulière. La valeur de la rigidité de l'étage peut varier selon la variété de la méthode appliquée pour sa détermination. Donc il serait approprié aux codes parasismiques de définir la méthode adoptée pour le calcul de la rigidité des structures, et ce lors l'évaluation de la constitution de l'existence de l'étage souple.

La rigidité latérale d'un étage est définie généralement comme un rapport entre l'effort tranchant d'étage et le déplacement inter-étage de ce niveau. Ce déplacement inter-étage est défini par la différence entre le déplacement du haut de l'étage et le bas. Il existe deux méthodes connues pour déterminer la rigidité de l'étage [92] :

- La première méthode est celle qui utilise les modèles équivalents et simples de cisaillement.
- La deuxième méthode est celle qui utilise les modèles équivalents et élastiques de flexion, ils sont en deux types 2D et 3D (la figure 1-16)

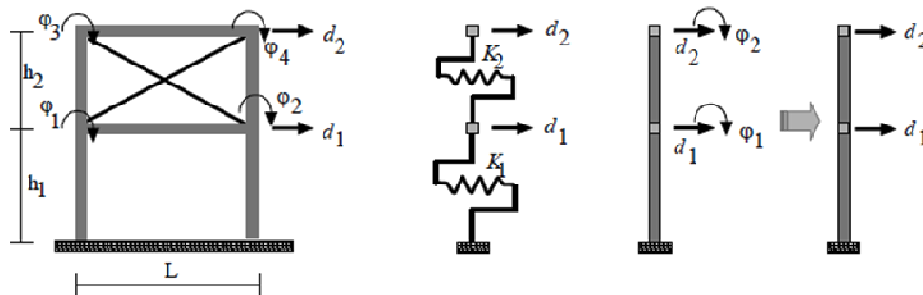


Figure 1.16 : Modèles simplifiés pour estimer la rigidité de l'étage souple

Dans la modalisation de cisaillement, la rigidité d'étage est donnée par la relation suivante :

$$k_i = \sum_{j=1}^{mpot} \frac{12E_{potj} I_{potj}}{h_{potj}^3} \tag{1.1}$$

Où  $E, I, h$  sont : module d'élasticité, moment d'inertie de poteaux et hauteur d'un poteau  $j$  de l'étage  $i$ .

Or, à la modalisation en utilisant le modèle de flexion, la rigidité est calculée directement de la déflexion de l'étage obtenue en utilisant la distribution triangulaire des forces latérales dans le sens considéré, et après l'analyse en utilisant un des programmes, exemple : programme SAP 2000

Les plus grandes valeurs de rigidité, sont la résultante de l'utilisation des modèles de cisaillement, et ce, à cause des rotations aux extrémités des poutres et des poteaux causantes la diminution dans la valeur de la rigidité. Dans ce modèle les poutres sont présumées, pourvues d'une grande rigidité axiale. [81]

Pour cette raison il existe des différences entre les valeurs de la rigidité d'étages lorsqu'on utilise les modèles de cisaillement au lieu des modèles de flexion. En cas limite pour les mêmes constructions, le modèle de cisaillement indique l'existence de l'étage souple conformément au code sismique adopté, mais le modèle de flexion n'indique pas ceci, ce qui laisse les ingénieurs sans résultat. [92]

### **1.8 Approximations de rigidité latérale des portiques élastiques**

Les programmes et les techniques d'analyse structurelles ont facilité le développement d'utilisation des modèles complexes des portiques de la structure, malgré cela le besoin reste pour étudier le modèle simple qui peut être utilisé pour l'approximation de la réponse des portiques de structures sous les charges latérales, et ce avec un degré raisonnable de précision. Les chercheurs disent que le besoin d'un modèle simple et efficace, et sous des conditions précises, peut négliger la grande précision pour l'opportunité du calcul. [81]

L'hypothèse de modèle de cisaillement qui est la rotation aux nœuds égale à zéro ce qui explique que les poutres parfaitement rigides par rapport aux poteaux, c'est une hypothèse qui mène à beaucoup d'erreurs lors le calcul des caractéristiques dynamiques [14]. On peut corriger cette hypothèse en considérant d'autres hypothèses raisonnables pour le comportement des nœuds. Ces hypothèses raisonnables prennent en considération l'effet de flexibilité, Le modèle de cisaillement a été démontré comme modèle efficace lors sa modification ayant pris en considération la flexibilité des poutres.

Avec cela, reste des facteurs, qui influent sur la valeur de rigidité d'étage lors l'utilisation de modèle de cisaillement, exemple : la fixation du niveau 1, la différence d'hauteur du niveau 1, la liberté du dernier niveau. Il y a beaucoup de recherches

concernant le modèle de cisaillement modifié : exemple la méthode préposée par **Muto** [64] qui modifie la rigidité des poteaux obtenues à l'aide du modèle de cisaillement par coefficient de correction, prenant en compte la flexibilité des poutres arrivantes aux nœuds.

L'équation (1.2) présente la rigidité latérale  $K$  définie par **Muto** d'un poteau à un étage intermédiaire.

$$k = \frac{12EI_c}{h^3} a \quad a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}} \quad \bar{k} = \frac{I_{b1}/l_1 + I_{b2}/l_2 + I_{b3}/I_3 + I_{b4}/l_4}{2I_c/h} \quad (1.2)$$

Où  $I_1, I_2$  sont les moments d'inertie des poutres 1 et 2 adjacents au poteau considéré, au niveau du nœud supérieur. Où  $I_3, I_4$  sont les moments d'inertie des poutres 3 et 4 adjacentes au poteau considéré au niveau du nœud inférieur,  $L_1, L_2, L_3, L_4$  sont les longueurs des poutres 1,2,3 et 4 respectivement.

Pour les poteaux du niveau 1, **Muto** [64] considère que sa rigidité latérale est influencée par la fixation des poteaux à la base. Pour cela il a proposé une modification du coefficient de rigidité du poteau utilisé précédemment qui sera au cas du niveau 1 comme suit :

$$a = \frac{0.5 + \lambda}{2 + \lambda} \quad \bar{k} = \frac{I_{b1}/l_1 + I_{b2}/l_2}{I_c/h} \quad (1.3)$$

Une autre méthode simplifiée pour modifier la rigidité obtenue du modèle de cisaillement, c'est celle proposée par **Hosseini**[46] qui définit la rigidité latérale du portique par le moyen d'un système équivalent. Ce modèle comprend des sous-modèles qui sont un portique à un seul niveau et une seule poutre, chaque sous-modèle présente un niveau dans la structure originale.

Le moment d'inertie du poteau dans ce sous-modèle est égal à la moitié de la somme du moment d'inertie des poteaux du niveau original. La rigidité des poutres supérieures  $k_n$  et inférieures  $k_d$  au sous-modèle, est calculée en faisant la somme de toutes les rigidités des poutres supérieures et inférieures du niveau original respectivement.

$$k_i = \frac{12k_c}{h^2} \frac{k_c(k_d + k_n) + 6k_d + k_n}{k_c^2 + 2k_c(k_d + k_n) + 3k_d k_n} \quad (1.4)$$

Où

$$k_c = \frac{EI_c}{h} \quad k_d = \frac{EI_{pd}}{L} \quad k_n = \frac{EI_{pn}}{L} \quad (1.5)$$

Les paramètres  $k_c$  et  $h$  indiquent la rigidité proportionnelle et la hauteur du poteau du sous-modèle respectivement.

La rigidité latérale globale au niveau 1 est calculée en donnant une valeur importante à la rigidité  $k_d$  pour représenter les conditions de la base fixe.

D'après ce qui est dit précédemment ; les deux méthodes de **Muto** et de **Hesseimi** prennent en considération les conditions de fixation des poteaux à la base, mais elles négligent les conditions de la fin libre au niveau supérieur.

**Shultz** [81] a classifié le niveau 1 et le niveau du dessus et le dernier niveau, sa classification indique que ces niveaux sont critiques, parce que les changements de la rigidité latérale de ces niveaux là, pourraient être surprenants. Malgré que **Shultz** a proposé des coefficients de correction pour la rigidité des étages limites, mais il n'a pas donné une relation générale qui explique les changements de rigidité pour ces étages limites.

D'après ce qui précède, on trouve que la rigidité latérale de l'étage peut changer selon la méthode appliquée, c'est ce qui fait la précision du rapport de rigidité, utilisé pour déterminer l'existence de l'étage souple. Cette précision en rapport est reliée avec la précision de la méthode utilisée.

---

## CHAPITRE 2

### Méthode d'analyse statique non linéaire

#### 2.1 Introduction

Les méthodes d'analyse classiques, citées dans la plupart des codes parasismique utilisées dans la conception sismique pour les structures, parmi elles, celles de l'étage souple elles ne représentent pas les mécanismes de rupture d'une manière adéquate. Ces mécanismes seraient fréquemment la cause de l'effondrement des structures.

Ce cas a conduit à l'intérêt de définir les procédures d'analyse, capable de fournir une prédiction précise de tels mécanismes d'effondrement non élastique, et ce en évitant l'effort du calcul excessif. Parmi ces procédures, les procédures statiques non linéaires qui apparaissent comme outil attractif, parce qu'elles sont faciles à utiliser et fournissent une représentation simple et efficace de la réponse structurelle par la courbe de capacité, à partir de laquelle on peut déterminer un nombre de paramètres de la réponse attendue.

Cette méthode d'analyse statique non linéaire sera détaillée dans ce chapitre, avec une étude approfondie de l'effet du mode de chargement latéral, sur les résultats d'analyse.

#### 2.2 Analyse Pushover

L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments [22] [42] [79]

L'analyse Pushover est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance [58] [99], qui est présentée dans plusieurs règlements et directives sismiques récentes [19] [88] [36]. L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique [8] [48]. Généralement, ce déplacement cible est pris pour



représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment [61]. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré sur la figure 2.1

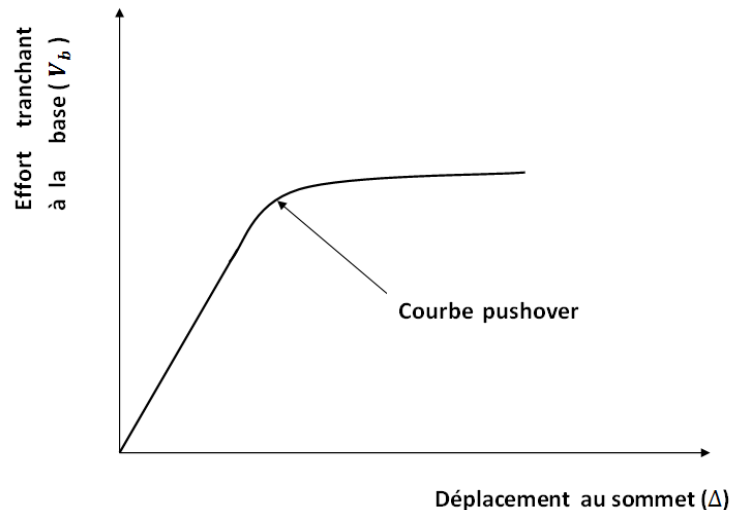


Figure 2.1 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

L'analyse pushover donne des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui, ne peuvent être obtenues qu'à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présente des exemples de telles caractéristiques : [35]

- Les demandes réalistes de forces dans les éléments, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connexions des contreventements les demandes en moments dans les connexions poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.

- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.

- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.

---

- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.

- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.

- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- $\Delta$

- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

### **2.3 Niveaux de performance**

Avant de commencer l'analyse statique non linéaire de la structure, un pas essentiel est nécessaire, qui est la détermination du niveau de performance exigé de cette structure lors sa soumission à un danger sismique précis, aussi la caractérisation des dommages admissibles et cela pour les éléments structurels et non structurels, à ce niveau.

Le niveau de performance est défini, selon ATC 40 [19] par l'état de la structure étudiée après être touchée par un séisme de niveau précis. Autrement dit le niveau de performance est la limite supérieure des dommages admissibles dans une structure à la suite de sa soumission à un niveau précis de danger sismique. Les codes ont établi deux classifications des niveaux de performance, l'une au niveau de performances structurelles SP et l'autre au niveau de performances non structurelles NP.

Les niveaux de performance structurelle se définissent comme suit : [36]

#### **2.3.1. Niveau IO (début d'exploitation)**

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité qu'elle possédait avant le séisme. Le danger sur la vie, suite aux dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent être effectuées

### 2.3.2. Niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire)

Indique que l'état des dommages de la structure après le séisme sont importants mais, il existe une marge de résistance d'effondrement. Certains éléments et composants structurels sont très endommagés sont chute de débris importants tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages ne menacent pas significativement la vie durant le séisme. L'utilisation de la construction peut être interdite jusqu'à réparation.

### 2.3.3. Niveau CP (l'état des dommages)

Il indique que la construction est menacée d'effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels, et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une petite marge de résistance à l'effondrement, A ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargements latéraux , il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces latérales de continuer à résister aux forces de gravité. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure sécuritairement elle est inutilisable, à cause de l'existence de répliques, ce qui peut conduire à l'effondrement de la construction.

Les niveaux de performance sont représentés graphiquement sur la courbe de capacité comme le montre la figure suivante (figure 2.2).

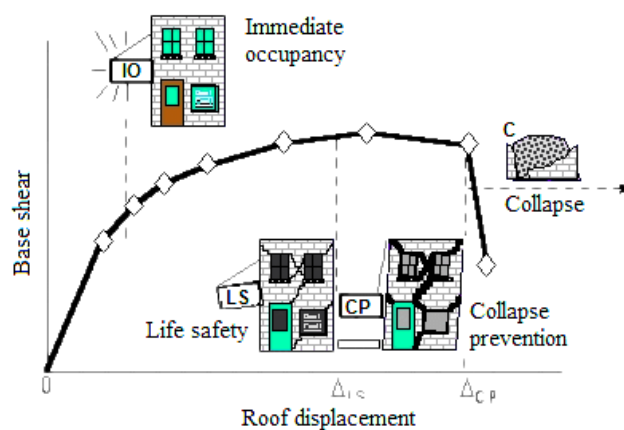


Figure 2.2 : Courbe de capacité et les niveaux de performance structurelle.

---

## 2.4 Détermination de point de performance en utilisant la méthode du spectre de capacité

Après l'application des forces latérales sur la structure, et l'obtention de la courbe de capacité, il faut déterminer le point de performance, ce qui correspond au déplacement-cible. Ce déplacement cible atteint par la structure, pendant une excitation sismique choisie (la demande sismique) représentée éventuellement par un spectre de réponse de conception, relié à la zone étudiée. Il ya plusieurs méthodes pour la détermination du déplacement-cible selon les codes d'analyses non linéaire, les plus importants, la méthode de spectre de capacité et la méthode des coefficients de déplacement.

La méthode du spectre de capacité a été présentée pour la première fois par **Freeman et al** [40] en tant qu'outil rapide d'évaluation sismique des constructions, par suite, la méthode a été acceptée en tant qu'outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes :

### 2.4.1 Analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté

Une distribution verticale de chargement latéral appliquée sur la construction est supposée basée sur le mode fondamental de vibration, d'autres modes de chargement latéral peuvent être utilisés. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour déterminer la courbe de capacité (l'effort tranchant à la base-déplacement au sommet).

### 2.4.2 Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté

La courbe de capacité est convertie en relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique  $(V_y, \mu_y)$  et un déplacement final  $(V_{pi}, \mu_{pi})$  du système structurel. La limite élastique  $(V_y, \mu_y)$  est définie de sorte que la zone  $A_1$  (figure 2.3), est approximativement égale à la zone  $A_2$ , afin de s'assurer une énergie égale associée à chaque courbe.

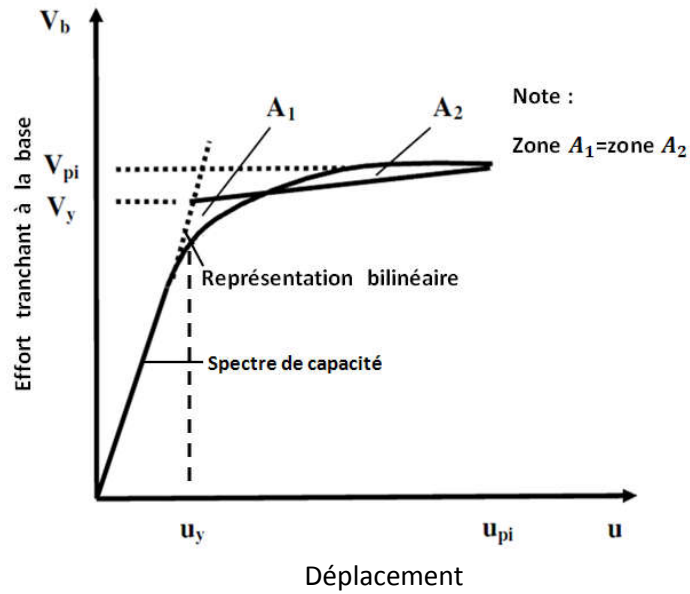


Figure 2.3 : Approximation bilinéaire de la courbe de capacité.

Dans cette étape, les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent inélastique peuvent être déterminées.

### 2.4.3 Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité

Et ce, en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha.M} \tag{2.1}$$

$$S_d = \frac{u}{PF_1 \phi_j} \tag{2.2}$$

Où,  $M$  est la masse totale du bâtiment,  $\phi_j$  est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j,  $PF_1$  le facteur de participation modal et  $\alpha_m$  le coefficient de masse modal donnés par :

$$PF_1 = \frac{\{\phi\} [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \tag{2.3}$$

$$\alpha_m = \frac{\left[ \sum_{j=0}^n m_i \phi_{ij} \right]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \quad (2.4)$$

#### 2.4.4 Courbe de Spectre de réponse dans le format ADRS

La conversion de la courbe de capacité en courbe de spectre de capacité nécessite que le spectre élastique de réponse ou de conception soit tracé dans le format d'accélération-déplacement, ADRS, plutôt qu'il était dans le format d'accélération-période (figure 2.4), le spectre (ADRS) est aussi dénoté comme le spectre de demande.

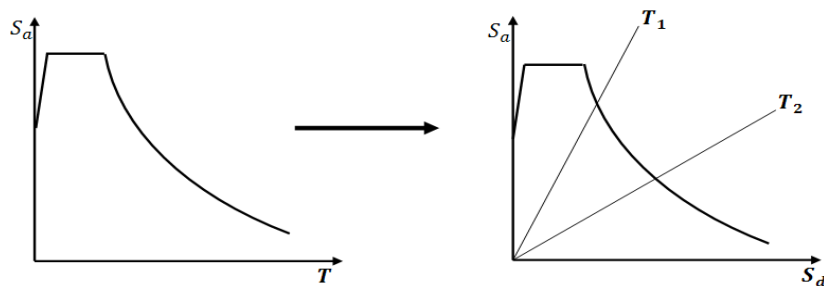


Figure 2.4 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS

#### 2.4.5 Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour un pourcentage 5 % d'amortissement sont tracés sur la même courbe dans le format ADRS (figure 2.5), une estimation initiale du point de performance  $(a_{pi}, d_{pi})$  en utilisant la règle des déplacements égaux peut être obtenu en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'elle intersecte le spectre de demande élastique de 5% de pourcentage d'amortissement.

Alternativement, on peut supposer que le point de performance est le point final du spectre de capacité ou peut être un autre point choisi sur la base de l'expérience d'ingénieur comme présenté dans ATC-40[19].

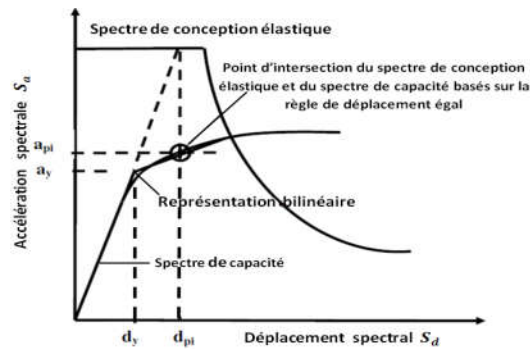


Figure 2.5 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal.

#### 2.4.6 L'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure au domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originairement à la structure et l'amortissement hystérétique. L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée en fonction du déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent, en utilisant les équations qui sont disponibles dans la dynamique des structures. L'amortissement visqueux équivalent ( $B_{eq}$ ), associé au déplacement maximal  $d_{pi}$  peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \quad (2.5)$$

$B_0$  : l'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent 0.05 représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

Le terme  $B_0$  peut être calculé comme suit :

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2.6)$$

$E_D$  : l'énergie dissipée par l'amortissement.

$E_{S_0}$  : l'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites  $E_D$  et  $E_{S_0}$  dans l'équation (2.6) est illustrée à la figure 2.6 où  $E_D$  est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique,  $E_D$  l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.

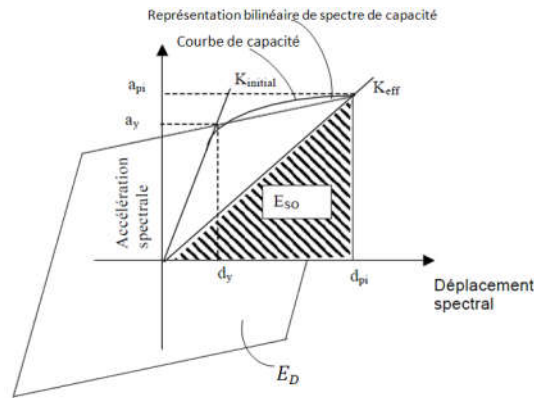


Figure 2.6: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)

### 2.4.7 Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité, pour l'estimation du point de performance (figure 2.7). Si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée, sinon le point de performance est ré-estimé et la procédure est répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS.

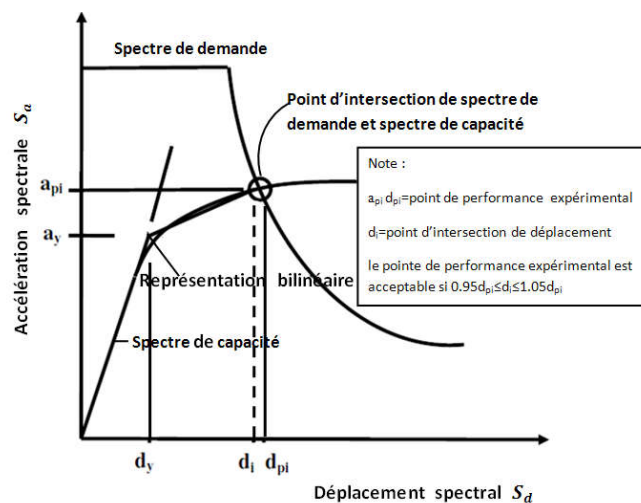


Figure 2.7 : Estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.



### 2.4.8 Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est déterminé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$u_t = PF_1 \phi_j S_d \quad (2.7)$$

Où  $PF_1$  est le facteur de participation défini dans l'équation (2.3)

Et  $S_d$  est le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent, qui est défini dans l'équation (2.2).

### 2.5 Mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire

Le mode de chargements latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire, est parmi les facteurs qui influencent sur les résultats d'analyse, et ce parce qu'il représente la distribution des forces d'inertie, créées dans les éléments de la structure étudiée pendant sa soumission à une secousse sismique [1]. Cette distribution varie selon l'intensité et le temps de la secousse. La détermination de cette distribution, d'une façon effective, est compliquée, vu qu'elle est reliée avec les caractéristiques dynamiques de la structure, et les modes de la vibration libre et aussi avec le taux de participation de mode de vibration libre dans la réponse globale. Cette distribution est aussi variable lors sa soumission aux secousses fortes, celles qui causent le dépassement de certains éléments à la limite élastique, ainsi elles changent la distribution des rigidités, et des forces internes et augmentent les périodes de vibration [43] [35]. Pour cela plusieurs modes de chargement latéral sont proposés, qui étaient au début sous forme linéaire et constant, pendant les phases de conception, et qui furent utilisées dans les méthodes d'analyse nommées méthodes d'analyse « Puchover » conventionnel [72] [65]. Les principaux modes sont :

#### 2.5.1 Mode de chargement latéral du code

Pour l'analyse statique non linéaire, le code [19] recommande l'application de chargement statique à distribution triangulaire similaire à la distribution utilisée dans les méthodes statiques linéaires équivalentes, parmi elles, la méthode citée dans le code parasismique algérien RPA 2003. La distribution triangulaire citée dans le code RPA 2003 est représentée par la relation suivante :

$$F_i = (V - F_t) \frac{wh_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \quad (2.8)$$

Où :

$V$  : L'effort tranchant à la base

$h$  : Hauteur du niveau  $i$  en commençant par la base

$n$  : Le nombre total de niveaux

$F_t$ : Le chargement sismique supplémentaire ajoutée au niveau  $n$  et donnée par la relation suivante :

$F_t = 0.07 TV$  où  $t$  est la période fondamentale de la structure,  $F_t = 0$  quand  $T \leq (0, 7s)$ .

### 2.5.2 Mode de chargement uniforme

La force latérale à chaque niveau est proportionnelle à la masse de ce niveau, d'un autre sens :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (2.9)$$

Où :

$F_i$ : La force latérale au niveau  $i$

$m_i$ : La masse au niveau  $i$

Ces modes présentent de bons résultats pour les structures à hauteur moyenne et à hauteur moins élevée. Mais pour les structures à hauteurs élevées, leurs réponses contiendront : la participation du mode supérieur de vibration et le changement de caractéristiques dynamiques pendant le comportement non linéaire. Pour ces derniers types de structures, un nombre d'études a prouvé que les méthodes d'analyse Pushover conventionnel, en utilisant les modes de chargement constants, ne représentent pas le comportement et la performance effective. [35]

### 2.6 Méthodes d'analyse Pushover selon le mode de chargement latéral

La participation du mode supérieur de vibration dans la réponse de la structure, était l'axe de nombreuses études qui ont abouti à la nécessité de prendre l'effet de participation de mode de vibration supérieur dans l'analyse statique non linéaire, surtout pour les structures à hauteur élevée qui possèdent des longues périodes de vibration, pendant des

---

secousses à intensités peu fortes, dans ce cas où la participation des modes supérieurs dans la réponse sera influente sur le comportement de la structure et le mécanisme de son effondrement.

Les chercheurs sont intéressés à développer ce côté de l'analyse statique non-linéaire afin de le rendre plus fiable et avoir la possibilité de son utilisation dans la conception et l'évaluation des hautes structures, en se basant sur la performance. Des méthodes d'analyse Pushover commencent à apparaître, mais elles ne se contentent pas du mode fondamental de vibration dans le calcul du chargement latéral, et prennent en considération la participation de plusieurs modes de vibration, les méthodes d'analyse Pushover peuvent être classifiées selon le mode de chargement latéral en trois groupes principaux : [54]

- 1- **La méthode Pushover** conventionnel qui utilise le mode de chargement latéral constant et à augmentation monotone, pendant l'analyse, et qui est souvent cité dans les codes parasismiques. Parmi ces modes ce qui est cité ci-dessus.
- 2- **La méthode d'analyse Pushover modale**, qui utilise le mode de chargement latéral constant et à augmentation monotone pendant l'analyse, mais elle prend en considération la participation des multi-modes de vibration. Cette méthode est nommée dans quelques références : la méthode d'analyse Pushover multi-modes. Dans cette étude, on s'intéresse à cette méthode d'analyse, surtout à son application sur le cas des structures tridimensionnelles.
- 3- **La méthode d'analyse Pushover adaptive**, qui est un mode de chargement latéral variable (adaptif) pendant les étapes de l'analyse selon le changement des caractéristiques dynamiques de la structure.

### 2.7 Analyse Pushover modale :

**Goel and Chopra** [23] ont confirmé que tel qu'il soit le mode de distribution de chargement latéral, constant il ne peut pas représenter la participation des modes supérieurs au premier mode, dans la réponse. Aussi il ne peut pas représenter, la redistribution des forces d'inertie, qui est la résultante de la plastification, des éléments de la structure, de même il ne peut pas représenter les changements des caractéristiques de vibration de la structure, et ce après la plastification. On peut dépasser ces problématiques en utilisant des modes de chargements adaptifs, qui varient avec la variation des forces d'inertie, pendant l'analyse. Mais ce type d'analyse est compliqué et demande beaucoup de temps qui ne convient pas avec l'utilisation professionnelle.

Pour cela, **Goel and Chopra** [23] ont proposé la méthode d'analyse Pushover modale à base des principes d'analyse dynamique, tout en tenant la simplicité du principe de la méthode Pushover du mode de chargement constant. La méthode proposée est constituée d'une analyse statique non linéaire indépendante pour le système étudié pour chaque mode de vibration, et ce en utilisant le mode de chargement latéral selon ce mode de vibration. Après cela on combine les réponses totales des modes de vibration à étudier selon la méthode statique SRSS.

La méthode proposée commence par l'analyse de l'historique des réponses modales qui, à son tour débute de l'équation différentielle de la réponse du système élastique à plusieurs degrés de liberté, soumis à l'accélération du sol  $\ddot{u}$ . l'équation différentielle est présentée comme suit :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -mi\ddot{u}g(t) \quad (2.10)$$

Où

$u$  : vecteur de déplacement des niveaux N

$k$  : matrice de rigidité

$m$  : matrice de masse

$c$  : matrice d'amortissement du système

$i$  : vecteur d'influence unitaire

La partie droite de cette équation représentée, est la force effective de l'excitation sismique  $P_{\text{eff}}(t) = -mi\ddot{u}g(t)$

La distribution spatiale de cette force effective sur la hauteur est définie, par le vecteur  $S$  et l'accélération du sol. La distribution spatiale est exprimée par la somme des forces d'inertie modale.

$$m\mathbf{u} = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma m \phi_n \quad (2.10)$$

Où

$\phi_n$  : est le vecteur modal de mode n de la structure

Les forces effectives peuvent être exprimées comme suit :

$$P_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N P_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -S_n \ddot{u}g(t) \quad (2.11)$$

$$P_{\text{eff}}(t) = -S_n \ddot{u}g(t) \quad (2.12)$$

Si on considère que la réponse du système à plusieurs degrés de liberté à la force effective est totalement selon le mode de vibration  $n$ , les déplacements des niveaux sont comme suit :

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (2.12)$$

Où la coordonnée modale  $q_n(t)$  est donnée par la relation suivante :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.13)$$

Où  $D_n(t)$  est le déplacement du système linéaire équivalent du mode  $n$ , il est donné par la relation suivante :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}g(t) \quad (2.14)$$

En substituant l'équation (2-13) dans l'équation (2-12) le déplacement global est :

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.15)$$

Après cela, n'importe qu'elle réponse  $r_n$  est possible, de la calculer et cela par multiplication de la réponse, résultante de l'analyse statique modale sous l'effet du chargement latéral  $S_n$ , par la pseudo-accélération  $A_n(t)$  du système linéaire à un seul degré de liberté de mode  $n$  comme suit :

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2.16)$$

Où

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2.17)$$

Où  $\omega_n$  est la fréquence naturelle.

Les deux analyses qui conduisent à  $r_n$  pour le système non élastique sont schématisées sur la figure 2.8

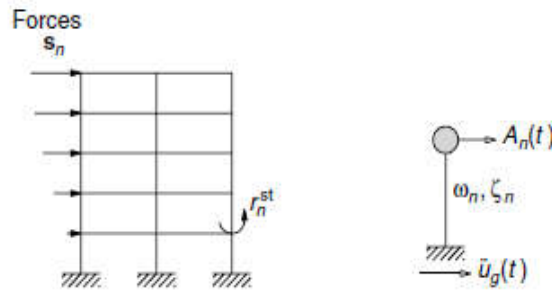


Figure 2.8 : Principe de l'analyse temporelle modale

Le déplacement global et la réponse globale de la force effective  $P_{eff}$ , à l'instant (t) sont donnés par les relations suivantes :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \tag{2.18}$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \tag{2.19}$$

Pour les systèmes non linéaire, la relation entre la force latérale appliquée  $F_s$  et les déplacements latéraux  $u$  est non linéaire. Pour cela la relation régissant du mouvement du système non linéaire sera comme suit :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -S_n \ddot{u}_g(t) \tag{2.20}$$

Il est possible de résoudre cette équation par la méthode d'analyse modale temporelle découplée en se basant sur les deux hypothèses suivantes : négliger le couplage entre les équations N en coordonnées modales, et négliger la participation des modes différents du mode n, dans la réponse non linéaire correspondante au mode n.

Ce mode n est considéré, le mode le moins dominant, lors sa soumission aux forces  $P_{eff}$ , l'équation du système non élastique s'exprime par :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n w_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.21)$$

Où  $F_{sn}$  est la fonction non linéaire hystérétique :

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{Sign}\dot{D}_n) = \phi_n^T f_s(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) \quad (2.22)$$

La solution de cette équation requiert la détermination de la relation entre les forces et les déplacements  $(\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n)$ , ceci est possible par l'analyse statique non linéaire du système sous l'effet de chargement latéral à distribution :  $S_n^* = m\phi_n$ , puis convertir la courbe de capacité  $(V_{bn} - u_m)$  à une courbe  $\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n$  et ce par les deux relations suivantes :

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n}, \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2.23)$$

A partir de ces deux relations on détermine les valeurs correspondantes à l'état limite élastique  $D_{ny}, \frac{F_{sny}}{L_n}$

Où

$$D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}}, \quad \frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (2.24)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad L_n = \phi_n^T m i, \quad M_n^* = \phi_n^T m \phi_n \quad (2.25)$$

$D_{ny}$  et  $F_{sny}$  sont reliés par la relation :

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = w_n^2 D_{ny} \quad (2.25)$$

Ainsi, il est possible de déterminer  $D_n(t)$  de l'équation (2.14) et par suite la pseudo-accelération  $A_n(t)$  puis le calcul de la réponse globale comme dans les systèmes linéaires.

**Chopra and Goel** [23] ont établi les principes de la méthode d'analyse Pushover modale selon les étapes suivantes :

- 1- Déterminer les caractéristiques dynamiques de vibration libre linéaire du système étudié.
- 2- Effectuer l'analyse Pushover pour le système, et ce pour le mode  $n$ , en utilisant la distribution de chargement latéral  $S_n$  et tracer la courbe de capacité.
- 3- Convertir la courbe de capacité afin d'obtenir une courbe bilinéaire.
- 4- La courbe Pushover idéalisée devrait être convertie en force-déplacement d'un système à un seul degré de liberté pour le mode non élastique  $n$ .
- 5- Détermination de la valeur maximale de  $D_n$  Par une analyse dynamique non linéaire ou d'un spectre de réponse élastique ou non élastique.
- 6- Calculer le déplacement au sommet maximal de la structure dans la direction associée au  $n$  mode de système à un seul degré de liberté équivalent en utilisant l'équation  $u_m = \Gamma_n \cdot \phi_m \cdot D_n$
- 7- Les étapes de 2 à 6 devraient être répétées pour un nombre de mode suffisant.
- 8- Déterminer la réponse globale pour la combinaison des réponses maximales pour les modes choisis, en utilisant une méthode statique de combinaison (SRSS ou CQC).

La méthode Pushover modale proposée était appliquée sur les structures métalliques à neuf niveaux, tenant en considération la participation du deuxième et du troisième mode, ces résultats donnés étaient plus précis pour les réponses en comparaison avec la méthode d'analyse Pushover conventionnelle, par le mode de chargement uniforme. Mais l'erreur dans son estimation des rotations plastiques était plus grande.

## 2.8 méthode d'analyse Pushover de la limite supérieure (UBPA) [51]

Cette méthode est proposée pour une analyse Pushover simplifiée, tenant compte des effets du mode supérieur, cette méthode est basée sur l'insertion de l'effet des modes différents du premier mode, dans la réponse par la combinaison des valeurs absolues des participations modales, et ce après l'avoir mise en rapport avec la participation du premier mode dans le chargement latéral. Cette méthode débute aussi des principes d'analyse dynamique. Le vecteur de déplacement global est donné par la relation suivante :

$$u(t) = \sum_{n=1}^n \phi_n q_n(t) \quad (2.26)$$



La force statique équivalente, qui est la cause de ce déplacement est :

$$f_s(t) = ku(t) = \sum_{n=1}^N k\phi_n q_n(t) \quad (2.27)$$

$$f_s(t) = \sum_{n=1}^N w_n^2 \phi_n q_n(t) \quad (2.28)$$

Le déplacement au sommet est comme suit :

$$u_r(t) = \sum_{n=1}^N \phi_{r,n} q_n(t) = u_{r,1}(t) \left( 1 + \sum_{n=2}^n \frac{\phi_{r,n} q_n(t)}{\phi_{r,1} q_1(t)} \right) \quad (2.29)$$

Où  $u_{r,1}(t) = \phi_{r,1} q_1(t)$  est le déplacement au sommet résultant du premier mode dans la réponse de déplacement.

Souvent, on obtient la réponse des déplacements maximaux pour la conception, et ce pour l'analyse du spectre de réponse. Où  $D_n = D(T_n, \zeta_n)$ , et si on détermine les réponses maximales en utilisant la méthode de combinaison des valeurs absolues (ABSSUM) l'expression citée précédemment devient comme suit :

$$\sum_{n=2}^N \frac{q_n}{q_1} = \sum_{n=2}^N \left| \frac{\Gamma_n D_n}{\Gamma_1 D_1} \right| \quad (2.30)$$

$$u_r = u_{r,1} \left( 1 + \sum_{n=2}^N \frac{q_n}{q_1} \right) \quad (2.31)$$

La force statique équivalente, qui est la cause de réponse maximale est :

$$F_s = w_1^2 m \phi_1 + \sum_{n=2}^N w_n^2 m \phi_n \frac{q_n}{q_1} \quad (2.32)$$

Jan et al [51]) ont pris du rapport  $\frac{Q_n}{Q_1}$  une mesure de détermination de la participation du mode de vibration dans la réponse globale. Ils ont étudié cinq portiques métalliques (avec 2, 5, 10, 20 et 30 niveaux), sous l'effet de treize séismes à intensités différentes, prises du séisme CHI CHI (Taiwan) et ce, en utilisant l'analyse de la réponse élastique. Ils

ont trouvé d'après le rapport  $\frac{Q_n}{Q_1}$  qui correspond au déplacement maximal au sommet élastique, que : la participation du deuxième mode a plus d'effet dans la réponse après l'effet du premier mode de vibration.

En se basant sur ce résultat, ils ont proposé la méthode de l'analyse Pushover de la limite supérieure, qui prend en considération la participation du deuxième mode. Cette participation est exprimée comme un rapport de la participation du premier mode, et cette méthode se résume selon les étapes suivantes :

- 1- Détermination des caractéristiques modales et les périodes naturelles de la structure
- 2- Détermination de la limite supérieure du taux de participation du deuxième mode :

$$\left( \frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} = \left| \frac{\Gamma_2 D_2}{\Gamma_1 D_1} \right| \quad (2.32)$$

Où

$\Gamma_n$  : le facteur de participation de mode  $n=1, 2, 3$

$D$  : le déplacement spectral déterminé du spectre de réponse élastique du séisme étudié.

- 3- Détermination du vecteur du chargement latéral utilisé dans l'analyse Pushover distribué sur la hauteur de la structure :

$$F_s = w_1^n m \phi_1 + w_2^2 m \phi_2 \left( \frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \quad (2.32)$$

- 4- Détermination du déplacement-cible, par la relation :

$$u_{r,uB} = u_{r,TLP} \left[ 1 + \left( \frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right] \quad (2.33)$$

$u_{r,uB}$  : déplacement-cible au sommet en considérant la participation du premier et du deuxième mode.

$u_{r,TLP}$  : déplacement-cible au sommet de système à plusieurs degrés de liberté lors l'utilisation du vecteur de chargement latéral triangulaire.

- 5- Effectuer l'analyse statique non linéaire de la structure en utilisant le vecteur de chargement  $F_s$  et la pousser latéralement jusqu'à la limite  $u_{r,UB}$ , puis déterminer les valeurs des réponses exigées à ce déplacement.

Cette méthode est estimée par son application sur les portiques métalliques cités précédemment, par sa comparaison avec les résultats d'analyse Pushover modale et par l'analyse Pushover classique, avec un vecteur de chargement triangulaire, et enfin avec la méthode dynamique non linéaire par accélérogrammes.

Après cette comparaison, ils ont constaté que pour les structures à hauteurs moyennes la méthode **UBPA** a donné une évaluation exagérée des réponses non linéaires aux niveaux supérieurs et une évaluation faible aux niveaux inférieurs, et ce au contraire des méthodes Pushover modale et Pushover conventionnel, comme le montre la figure 2.9. Donc l'efficacité de la méthode n'a pas apparu dans ce genre de structure à hauteur moyenne. Mais pour les structures à grandes hauteurs, l'effet de participation du deuxième mode est bien apparent. La méthode **UBPA** était la meilleure méthode dans l'évaluation des réponses, surtout à l'évaluation des rotations des rotules plastiques (figure 2.10).

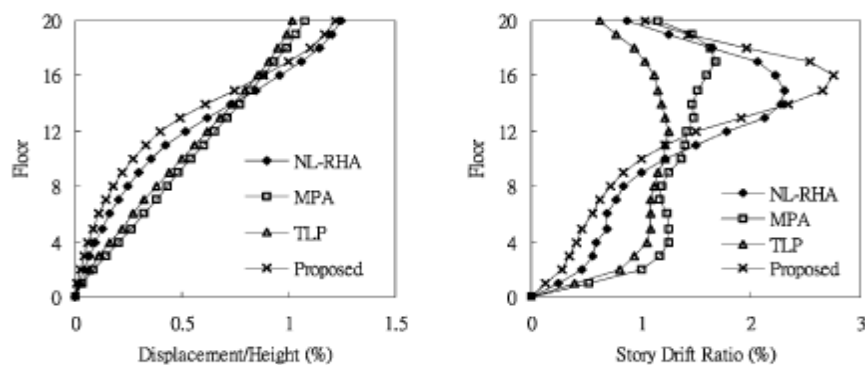


Figure 2.9 : Les valeurs maximales pour le déplacement de niveaux et les déplacements inter-niveaux pour le portique à 10 niveaux

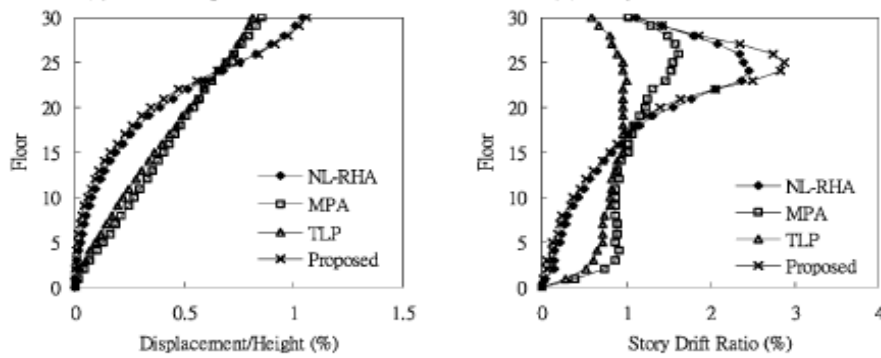


Figure 2.10 :Les valeurs maximales pour le déplacement de niveaux et les déplacements inter-niveaux pour le portique à 20 niveaux.

## 2.9 Méthode de combinaison modale (MMC) : [56]

Cette méthode est basée sur l'utilisation du mode de chargement latéral constant combiné des participations modales indépendantes, des différents modes dans le domaine de comportement élastique de la structure, lors l'effectuation de l'analyse statique non linéaire. Dans cette méthode, et pour la nécessité de l'analyse statique non linéaire, il prend en considération quelques caractéristiques de la réponse et il a été proposé de prendre en considération les participations d'un nombre de modes de vibration, lors la détermination de mode de chargement latéral. Ces participations ne sont pas indépendantes, mais il faut les combiner d'une manière adéquate qui reflète la participation des modes dans la réponse non linéaire.

Aussi dans cette méthode, les caractéristiques du séisme étudié seront, pris en considération. vu que la méthode proposée est une méthode statique, Il a été remarqué qu'il est possible d'utiliser les forces statiques équivalentes qui sont égales aux valeurs maximales des participations modales. La force statique  $f_n$  qui représente la participation de mode  $n$  est :

$$f_n = \Gamma_n m \phi_n S_a(\xi_n, T_n) \quad (2.33)$$

$S_a$  : spectre d'accélération du séisme étudié à la période  $T$  et le facteur d'amortissement  $\xi_n$  correspondant au mode  $n$ .

Pour obtenir les réponses maximales, il a été adopté l'hypothèse utilisé dans l'analyse Pushover modale, qui recommande la possibilité d'obtenir la réponse non élastique comme au système élastique. Cette hypothèse permet aussi l'utilisation du spectre de réponse non

élastique pour obtenir  $S_a$  pour chaque mode. ainsi on peut déterminer la distribution de forces latérales combinées des participations des modes par la formule suivante :

$F_j$  : force latérale appliquée au niveau j

$M$  : masse du niveau j

$\alpha_n$  : facteur de régulation égal à 1 avec insigne plus ou moins. On utilise pour la prise en considération, l'effet proportionnel de chaque mode dans cette combinaison.

Un nombre suffisant de modes sera pris dans la formule de chargement latéral préposée qui a une participation importante dans la réponse. Selon la hauteur et la participation de la masse de chaque mode, et les caractéristiques dynamiques de la structure et lors la prise des trois premiers modes, le chargement combiné sera donné comme suit :

$$F = \alpha_1 \Gamma_1 m \phi_1 S_a(\xi_1, T_1) \pm \alpha_2 \Gamma_2 m \phi_2 S_a(\xi_2, T_2) \pm \alpha_3 \Gamma_3 m \phi_3 S_a(\xi_3, T_3) \quad (2.34)$$

Pour cela et pour les raisons de conception, cette méthode requiert l'effectuation d'analyse Pushover plusieurs fois. A chaque fois, une combinaison différente de mode de chargement latéral sera appliquée. Cette combinaison se constitue de la combinaison de la participation de deux modes ou plus, et la détermination des réponses maximales puis la détermination d'une enveloppe pour toutes ces réponses. Cette méthode a été examinée sur deux portiques en béton armé, à huit et à seize niveaux. Ces deux portiques ont été analysés par la méthode dynamique non linéaire par accélérogrammes.

L'analyse Pushover fut appliquée sur le portique à huit niveaux, en combinant la participation du premier mode et du deuxième mode seulement, et ce dans le chargement latéral, (mode 1 + mode 2) et (mode1 – mode2), parce que la somme de participation de masse pour chaque mode dépasse 90%. Le chargement utilisé dans chaque analyse comme c'est exprimé dans l'équation suivante :

$$F = \alpha_1 \Gamma_1 m \phi_1 S_a(\xi_1, T_1) \pm \alpha_2 \Gamma_2 m \phi_2 S_a(\xi_2, T_2) \quad (2.35)$$

Le chargement utilisé dans chaque analyse est présenté sur la figure 2.11.

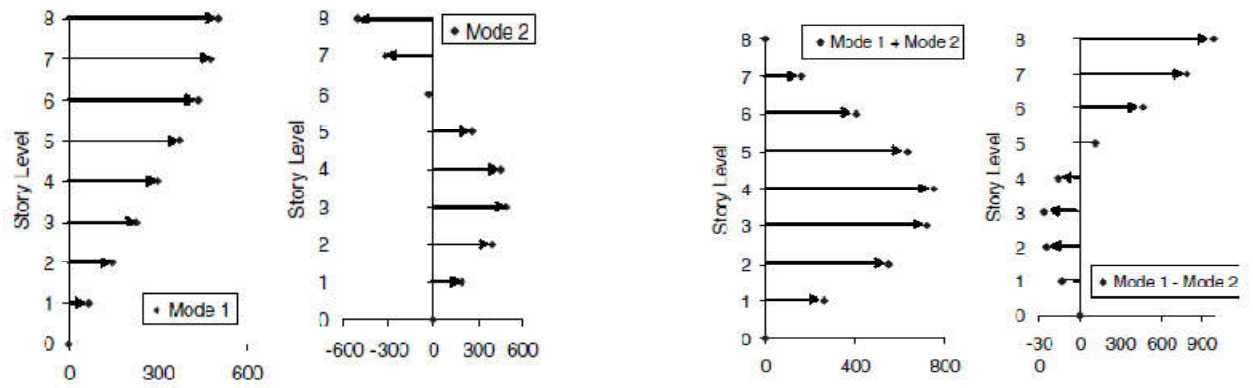


Figure 2.11 : distribution des forces latérales des modes 1 et 2, indépendants et combinés du portique à 8 niveaux

L'enveloppe du déplacement inter-étages résultant de la combinaison des deux modes à été comparé avec l'enveloppe des résultats d'analyse de chaque mode d'une façon indépendante, (figure 2.12). Il a été constaté que la première enveloppe est plus proche de l'estimation des déplacements inter-étages, lors sa comparaison avec les résultats d'analyse dynamique non linéaire.

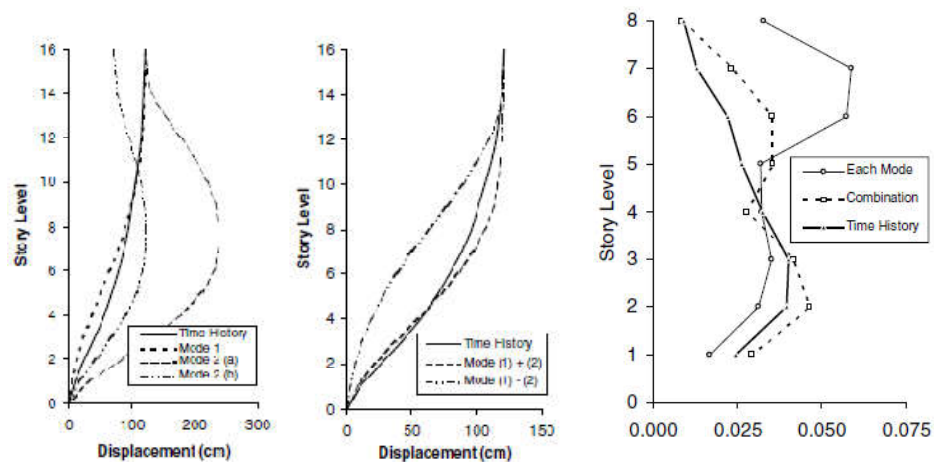


Figure 2.12 : Déplacement d'étage et d'inter-étages des résultats des analyses du 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> mode indépendantes et combinées du portique à 8 étages.

Les mêmes étapes d'analyse ont été appliquées sur les portiques à seize niveaux, où on a constaté que l'enveloppe de déplacement inter-étages, donne des estimations inférieures et loin des estimations d'analyse dynamique non linéaire, surtout aux niveaux supérieurs, ce qui a indiqué que le déplacement des niveaux supérieurs est soumis aux

effets des autres modes et dans ce cas, il faudrait ajouter un autre mode dans la formule de combinaison proposée (figure 2-13).

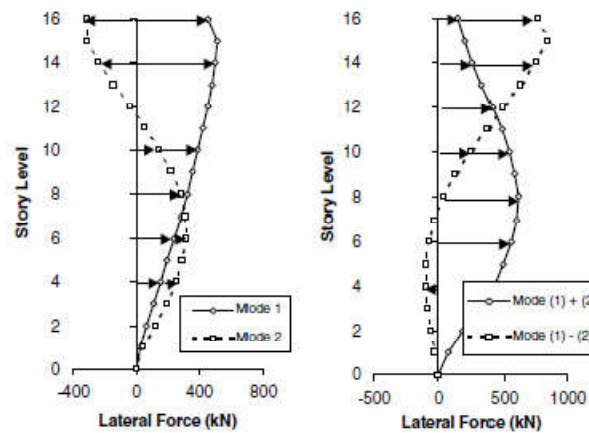


Figure 2.13 : Déplacement inter-étages résultant des analyses du 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> mode du portique à 16 niveaux

Pour cela, l'analyse avec la participation des trois premiers modes est effectuée, la figure 2.14 présente l'enveloppe de déplacement inter-étages, qui est plus proche aux résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

En conclusion avec l'augmentation de la hauteur de la structure, l'effet du troisième mode apparait dans la réponse.

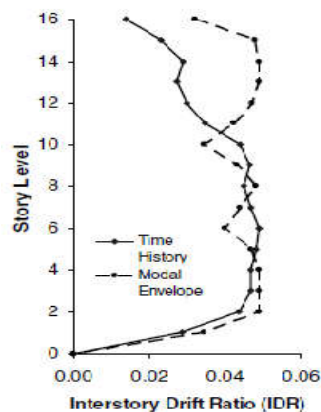


Figure 2-14 : Enveloppe de déplacement inter-étages résultant des analyses des 3 premiers modes du portique à 16 niveaux.

## 2.10 Méthode d'analyses Pushover modale tridimensionnelle [77]

Les méthodes d'analyse Pushover modale citées précédemment permettent l'évaluation des réponses sismiques des structures. Ces réponses résultent de la soumission des structures au séisme, selon un de ses sens horizontaux principaux seulement, c'est ce qui facilite la solution : on a considéré une structure équivalente à deux dimensions, analysée selon un seul sens. Cet approximatif peut être acceptable et suffisant lors l'évaluation du comportement des structures régulières verticalement, et ayant un plan symétrique.

Pour les structures irrégulières et non symétriques, cet approximatif n'est pas accepté pour évaluer les comportements sismiques, parce que le comportement des systèmes de contreventement des forces latérales, sera différent dans les deux sens, selon la rigidité et les caractéristiques dynamiques, en plus, le séisme provoque une accélération du sol différente à chaque sens. Pour cela, ce type de structure sera étudié comme un système tridimensionnel, ce qui a incité au développement des méthodes d'analyse Pushover, qui ont pris en considération l'effet de deux composants du séisme. Parmi ces méthodes, la méthode d'analyse Pushover modale tridimensionnelle, développée par **Reyes and Chopra** [77], et ce à partir de l'équation de mouvement d'une structure composée de N niveaux et soumise à deux composantes horizontales du séisme :  $\ddot{u}_{gy}(t)$  ,  $\ddot{u}_{gx}(t)$  qui influencent simultanément.

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = -M i_x \ddot{u}_{gx}(t) - M i_y \ddot{u}_{gy}(t) \quad (2.36)$$

M: matrice diagonale de masse de dimension 3N, elle est constituée de trois matrices partielles m, m correspondantes aux déplacements latéraux selon x et y et la matrice I<sub>0</sub> correspondante au degré de liberté de torsion.

$f_s$  : vecteur de force résistante

$i_y, i_x$ : vecteurs d'influence correspondants au séisme dans les deux sens: x et y

$$i_x = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad i_y = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

Où : 1 et 0 vecteurs à dimension N.



Ainsi, les forces de séisme effectives sont :

$$P_{\text{eff}}(t) = -s_x \ddot{u}_{gx}(t) - s_y \ddot{u}_{gy}(t) = - \begin{bmatrix} m1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) - \begin{bmatrix} 0 \\ m1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_{gy}(t) \quad (2.37)$$

Les variations sont déterminées selon le temps avec l'accélération de sol  $\ddot{u}_g(t) = \ddot{u}_{gx}(t)$  où  $\ddot{u}_{gy}(t)$ . La distribution spatiales de ces forces sur la hauteur de structure est déterminée par les vecteurs  $S_x$  et  $S_y$ . Cette distribution peut être élargie en somme des forces d'inertie modale.

$$s_x = \sum_{n=1}^{3N} s_{nx} = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{nx} M \phi_n \quad (2.38)$$

$$s_y = \sum_{n=1}^{3N} s_{ny} = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_{ny} M \phi_n \quad (2.39)$$

Où

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad M_n = \phi_n^T M \phi_n, \quad L_n = \begin{cases} \phi_{xn}^T M i_x & \text{for } \ddot{u}_{gx}(t) \\ \phi_{yn}^T M i_y & \text{for } \ddot{u}_{gy}(t) \end{cases}, \quad \phi_n = \begin{bmatrix} \phi_{xn} \\ \phi_{yn} \\ \phi_{\theta n} \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

Ainsi le composant de mode N des forces sismiques effectives est donné comme suit :

$$P_{\text{eff},n}(t) = -s_{nx} \ddot{u}_{gx}(t) - s_{ny} \ddot{u}_{gy}(t) \quad (2.41)$$

La réponse maximale est calculée dans le sens x, en résultat de la force effective  $P_{\text{eff},n}(t) = -s_{nx} \ddot{u}_{gx}(t)$ , par l'analyse Pushover en utilisant le chargement latéral et forces de torsion, définis par la distribution  $s_n^*$ , cette analyse est effectuée au déplacement au sommet  $u_{rx}$  correspondant au système non élastique à un seul degré de liberté du mode n.

$$s_n^* = \text{sign}(\Gamma_n) \begin{bmatrix} m\phi_{xn} \\ m\phi_{yn} \\ I_0\phi_{\theta n} \end{bmatrix} \quad (2.41)$$

Le sens d'application des forces  $s_n^*$  doit être la direction dominante du mode étudié. La formule CQC est utilisée pour la combinaison des réponses modales  $r_{nx}$  des modes choisis pour obtenir la réponse globale  $r_x$  dans la direction x, et l'insigne algébrique du facteur de participation modal est utilisé, parce qu'il est influent dans cette formule.

Des analyses similaires dans la direction y sont faites pour le deuxième composant du séisme pour obtenir la réponse globale  $r_y$ , Ainsi la réponse selon les deux directions x et y est obtenue indépendamment, la réponse dans les directions x et y est combinée par la méthode SRSS, en considérant l'accélération de sol, selon les deux principales directions de la structure étudiée, pour obtenir la réponse dynamique :

$$r = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} \quad (2.41)$$

Après cela, la réponse globale se calcul comme suit :

$$r_T = r_g \pm r \quad (2.42)$$

où  $r_g$  est la réponse résultante des chargements gravitaires.

Les deux chercheurs Chopra et Goel ont proposé la simplification de la méthode d'analyse Pushover modale, cette méthodes proposée nommée PMPA qui contient les deux approximatifs suivants :

- 1-Considérer que le comportement de la structure élastique linéaire lors du calcul de la participation des modes supérieurs.
- 2-La déformation du système à un seul degré de liberté non élastique du mode n, se détermine directement du spectre de réponse conceptionnelle, et ce en basant sur la déformation non élastique.

Après l'application des deux méthodes d'analyse MPA et PMPA sur deux structures à hauteur élevée de 48 niveaux et 62 niveaux, et après la comparaison des résultats obtenus avec les résultats d'analyse temporelle non linéaire, Chopra et Goel constatent que la

combinaison du premier mode et du deuxième mode, était insuffisante pour estimer les déplacements des niveaux, comme il a été prévu, mais cette combinaison a donné une estimation suffisante lors l'estimation des déplacements inter-étages, et lorsqu'ils ont ajouté les modes quatre et cinq, les estimations se sont améliorées, en comparant avec les résultats d'analyse temporelle non linéaire, figure 2.15. Les deux chercheurs ont abouti à ce que les approximatifs utilisés dans la méthode PMPA, font d'elle une méthode simplifiée et fiable dans l'estimation des réponses sismiques.

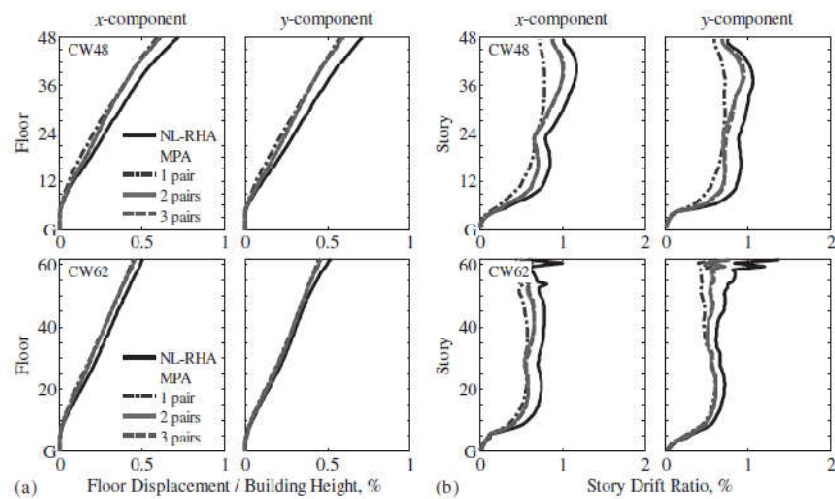


Figure 2.15 : Les déplacements des niveaux et les déplacements inter-étages au centre de masse pour les deux structures (CW48) et (CW 62)

## CHAPITRE 3

### Modèles de plasticité concentrés et distribués des éléments en béton armé

#### 3.1 Introduction

Les modèles utilisés pour les éléments poteau-poutre dans l'analyse sismique non linéaire de structure sont essentiellement divisés en deux types : les modèles de plasticité distribuée, où la plasticité peut être sur n'importe quel point sur la longueur d'élément, le deuxième type c'est le modèle de plasticité concentrée où la formation des rotules est limitée aux extrémités de l'élément.

Les éléments de modèles de plasticité distribuée sont modélisés en utilisant la méthode de modèle de fibre qui contient la discrétion de la section de l'élément en nombre de fibre de matériau. Cette méthode a deux formulations principales qui sont : la formulation basée sur le déplacement, et la formulation basée sur la force. Pour résoudre les équations résultantes de ces formulations, les méthodes de l'intégration numérique sont utilisées. Une, parmi les méthodes, est modifiée pour obtenir un modèle de plasticité distribuée sur une longueur définie, qui représente la longueur de rotule plastique, toutes ces méthodes et formulations sont expliquées en détail dans ce chapitre.

#### 3.2 Modèle de plasticité concentrée

Dans ces modèles, le non linéarité de matériau est déterminé aux extrémités de l'élément de portique, qui s'appelle la zone de rotule plastique, la formulation de ces modèles suppose un élément-poutre flexible associé à deux ressorts non linéaires, chaque ressort se trouve à l'extrémité de la poutre. Ces ressorts sont reliés aux relations moment-rotation prédéterminées, et ce, au niveau de la section transversale des éléments de portique. La principale motivation de la création et le développement de ce type de modèle, réside dans l'hypothèse que le moment de flexion, sous l'excitation sismique et les charges verticales, est plus grande à l'extrémité d'élément.

Le modèle de plasticité concentrée qui présente la dégradation cyclique de la rigidité en flexion et en cisaillement, a un avantage de simplicité, ce qui lui permet de réduire les besoins de stockage et les opérations de calcul. Du côté négatif, en plus du fait que le

---

comportement non élastique est limité aux ressorts non linéaires, aussi la propagation des dommages due à l'écroutissement, ne peut pas être déduite [91]

Les recherches sur les modèles de plasticité concentrée ont commencé à la décennie soixante du siècle dernier, plusieurs modèles présente la dégradation cyclique de la rigidité en flexion et en cisaillement (**Clough and Benuska** [25], **Takeda et al** [90], **Brancaleoni et al** [16]). Ce modèle présente aussi la fissuration due au cisaillement et au glissement des armatures **Banon et al** [10]. Aussi il présente les rotations aux extrémités fixes **Otani** [69] Filippou et Issa [38]) ainsi, typiquement le couplage entre la force axiale et le moment de flexion est négligé **Ozdemir** [70]. Les représentations constitutives non linéaires ont été également généralisées à partir de la formulation de la théorie end-chronique de base **Ozdemir** [70].

Dans la plupart des modèles à plasticité concentrée, l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion est décrite par une surface plastification pour les contraintes résultantes et une loi d'écoulement associée, selon les principes de la théorie de la plasticité classique.

Les modèles de plasticité concentrée peuvent décrire un comportement hystérique complexe en sélectionnant les relations moment-rotation appropriées pour la zone de rotule plastique.

### 3.3 Concept de rotule plastique

La rotule plastique est une extension du concept ductile dans les structures qui résistent à la force sismique, l'énergie est dissipée par la déformation plastique des zones spécifiques à l'extrémité de l'élément sans la rupture du reste de la structure. La figure 3.1 montre une partie d'un élément du béton armé soumise à la flexion, où le moment et la courbure ont atteint leur valeur ultime à la section critique. La zone de courbure non élastique est répartie le long de la poutre où le moment de flexion dépasse le moment de plastification de la section. Chaque pic de courbure correspondant à une fissure, (figure 3.1.c). Dans les prédictions de ductilité, il est nécessaire de déterminer la déformation qui se produit, quand le moment atteint sa valeur ultime, la rotation et la déflexion de l'élément peuvent être obtenues à partir de la distribution de la courbe effective qui, à l'extrémité de l'élément peut être représentée dans des zones élastiques et non élastiques. [73]

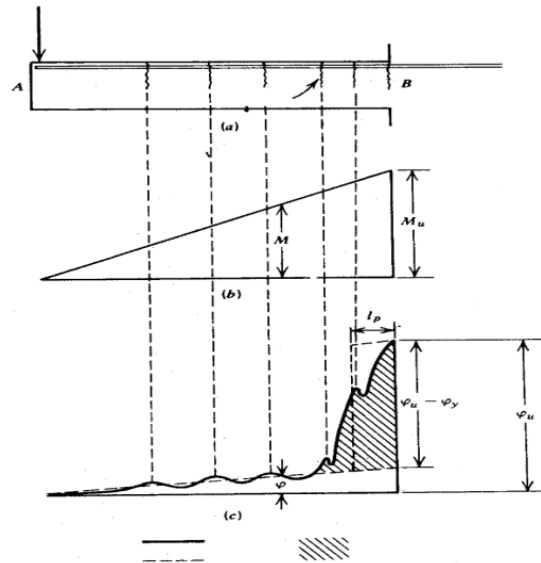


Figure 3.1 : Répartition de la courbure sur la poutre au moment ultime

(a) la poutre, (b) la courbe de moment de flexion, (c) le diagramme de la courbure.

La zone ombragée sur la figure représente la rotation non élastique qui peut se produire au niveau de la rotule plastique à la section critique. Cela signifie que la rotation à l'état ultime de l'élément est la somme de la rotation élastique et non élastique.

La zone non élastique à l'état ultime, peut être remplacée par un rectangle équivalent avec la même surface pour la distribution effective de la flexion non élastique. Le rectangle équivalent est de hauteur  $(\varphi_u - \varphi_y)$  et de largeur  $L_p$ , où  $\varphi_y$  est la valeur de la courbure à la limite élastique, et  $\varphi_u$  est la valeur de la courbure ultime,  $L_p$  est égale à la longueur de la rotule plastique quand la courbure plastique est considérée constante. La rotation de la rotule plastique à la section critique peut s'écrire comme suit :

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_p \quad (3-1)$$

### 3.4 Courbe moment – courbure ( $M - \varphi$ )

La capacité du moment plastique de tous les éléments en béton armé est calculée par une analyse  $M - \varphi$  basée sur les caractéristiques des matériaux, et ce pour développer la courbe moment-courbure qui s'utilise pour connaître les conditions de formation de rotule plastique. L'analyse moment-courbure donne les courbures associées à l'ensemble des moments pour une section transversale, cette analyse est basée sur le principe de

compatibilité de déformation et sur le principe de l'équilibre des forces. La courbe  $M-\varphi$  peut être idéalisée avec une réponse élastique et parfaitement plastique, pour estimer la capacité de moment plastique de la section transversale de l'élément, (figure 3.2). La partie élastique de la courbe idéalisée doit passer par le point qui indique le début de la plastification des armatures. La capacité de moment plastique idéalisée est obtenue en équilibrant les zones entre les courbes actuelles et idéalisées au-delà de la limite élastique des armatures, (figure 3.2 ) [18]

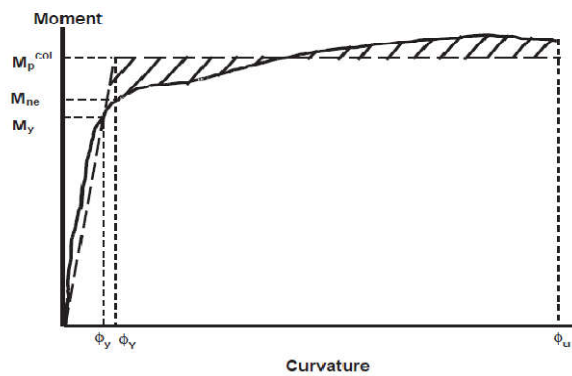


Figure 3.2 : Courbe moment –courbure [18]

### 3.5 Comportement sismique des poutres [55]

Les poutres sont des éléments structuraux qui dissipent une grande partie de l'énergie sismique, par des mécanismes stables de plastification en flexion. On peut estimer la ductilité de la poutre de façon adéquate, en utilisant la courbe moment-courbure des sections critiques. La courbure de la section de poutre, selon la théorie classique de flexion est égale au rapport entre la déformation de certaines fibres de la section, et la distance correspondante de l'axe neutre. Selon la figure 3.3, la courbure sera donnée comme suit :

$$\theta = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (3.2)$$

Avec :  $\varepsilon_c$  est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton, et  $x$  est sa distance à partir de l'axe neutre.

De même :

$$\theta = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x} \quad (3.3)$$

Avec  $\varepsilon_{s1}$  : est la déformation (allongement) des aciers tendus,  $d$  : est la profondeur effective de la section de poutre

À partir des deux équations précédentes, la courbure peut être donnée sous la forme suivante :

$$\theta = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{d} \quad (3.4)$$

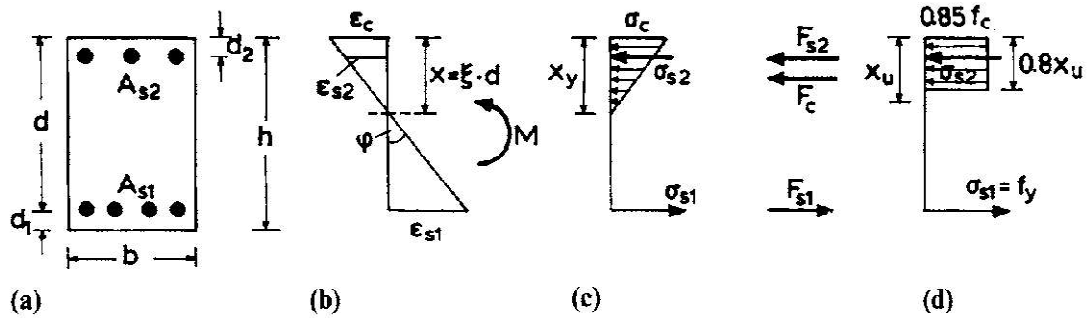


Figure 3.3 : Données de calcul du facteur de ductilité à la courbure pour une section rectangulaire double armée [55]

Pour une section rectangulaire à double armée (figure 3.3), la courbure à la limite élastique peut être estimée par l'équilibre des forces en supposant un comportement linéaire de béton jusqu'à l'arrivée de l'armature à la limite élastique.

Le diagramme de déformation montré sur la figure 3.3b illustre :

$$\frac{\varepsilon_c}{\xi d} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - \xi d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\xi d - d_2} \quad (3.5)$$

En substituant :  $\varepsilon_{s1} = \sigma_{s1}/E_s$  ,  $\varepsilon_{s2} = \sigma_{s2}/E_s$  et  $\varepsilon_c = \sigma_c/E_c$  Dans l'équation (3-5) et en identifiant le coefficient  $\alpha$  , comme un rapport entre le module de Young d'acier et le module de Young du béton, on obtient les équations suivantes :

$$\sigma_{s1} = \frac{1 - \xi}{\xi} \alpha \sigma_c \quad (3.6)$$



$$\sigma_{s2} = \frac{\xi d - d_2}{\xi d} \alpha \sigma_c \quad (3.7)$$

En appliquant la condition d'équilibre des forces au béton ( $F_c$ ) et à l'acier ( $F_{s1}, F_{s2}$ ) on obtient :

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} = 0 \quad (3.8)$$

En substituant les valeurs des trois forces à partir du diagramme des contraintes (la figure 3.3.c), et ce dans l'équation (3-8) on obtient l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} b \xi d \sigma_c + \sigma_{s2} A_{s2} - \sigma_{s1} A_{s1} = 0 \quad (3.9)$$

En substituant les valeurs de  $\sigma_{s1}$  et  $\sigma_{s2}$  des deux équations (3-6) et (3-7) dans l'équation (3-9) on obtient :

$$\frac{1}{2} b \xi d \sigma_c + \frac{\xi d - d_2}{\xi d} \alpha A_{s2} - \frac{1 - \xi}{\xi} \alpha A_{s1} = 0 \quad (3.10)$$

En plaçant  $A_{s1}/bd = \rho_1$  et  $A_{s2}/bd = \rho_2$  on obtient une équation de deuxième degré :

$$\xi^2 + 2\alpha(\rho_1 + \rho_2)\xi - 2\alpha\left(\rho_1 + \frac{d_2}{d}\rho_2\right) = 0 \quad (3.11)$$

La solution de l'équation nous donne le paramètre de l'axe neutre  $\zeta$

$$\zeta = \left[ \alpha^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha \left( \rho_1 + \frac{d_2}{d} \rho_2 \right) \right]^{1/2} - \alpha (\rho_1 + \rho_2) \quad (3.12)$$

Après la détermination de paramètre de l'axe neutre, on peut déterminer la courbure à l'état limite élastique

$$\phi_y = \frac{\zeta_y}{d - x_y} = \frac{f_y / E_s}{d(1 - \zeta_y)} \quad (3.13)$$

Où  $F_y$  est la résistance à la limite élastique d'acier et  $\zeta_y$  est donné par l'équation (3.12)

Pour estimer la courbure ultime on utilise la figure 3.3.d, en considérant la réduction de la résistance du béton par le coefficient 0.85, qui explique l'effet de chargement à long terme ( $\sigma = 0.85 f_c$ ). Tandis que la contrainte dans l'acier prend la valeur de la résistance à limite élastique. La condition de l'équilibre des forces s'écrit comme suit :

$$0.85 f_c 0.8 x_u b + A_{s2} f_y - A_{s1} f_y = 0 \quad (3.14)$$

La distance de l'axe neutre à l'état ultime est :

$$x_u = \frac{(A_{s1} - A_{s2}) f_y}{0.68 f_c b} \quad (3.15)$$

En utilisant l'équation (3-2) on peut écrire la courbure ultime comme suit :

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (3.16)$$

Et en remplaçant la valeur de  $x_u$  de l'équation (3-15) dans l'équation (3-16) on peut estimer la valeur de courbure ultime par l'équation suivante :

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} \frac{0.68 f_c b}{(A_{s1} - A_{s2}) f_y} \quad (3.17)$$

**Park and Paulay** [73] ont conclu que si la contrainte de béton à la compression dans la fibre extrême, ne dépasse pas  $0.7 f_c$ , quand la contrainte d'acier atteint la limite élastique, le moment au début de la plastification, est donné par l'équation suivante :

$$M_y = A_s f_s \cdot j d \quad (3.18)$$

Et la courbure au début de la plastification est :

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d(1-\zeta)} \quad (3.19)$$

Où  $jd = d - kd/3$  est la distance entre le centre de gravité des aciers tendus et la résultante des forces de compression dans le béton.

Le moment ultime, quand l'acier dans la zone comprimé atteint l'état ultime, est donné par l'équation suivante en se basant sur la figure 3.3 :

$$M_u = 0.85 f_c 0.8 x_u b (d - 0.8 x_u) + A_{s2} f_y (d - d_2) \quad (3.20)$$

Après la détermination des valeurs de courbure, à l'état limite élastique et l'état ultime on peut déterminer la rotation correspondante aux deux courbures, en utilisant les approximatifs des codes sismiques. La troisième partie de l'eurocode8 [26] donne des équations simples approximatifs pour le calcul de rotation, à la limite élastique et le calcul de rotation ultime, en utilisant les valeurs de courbure à la limite élastique et l'état ultime, ces équations sont présentées dans l'annexe A et on l'utilisera au cinquième chapitre.

### 3.6 Comportement sismique des poteaux : [73]

A cause de la grande valeur de la charge axiale dans les poteaux, il n'est pas possible de déterminer directement une seule courbe ( $M - \varphi$ ) pour une section transversale, comme dans le cas des sections soumises à la flexion simple (les poutres). D'autres part, il est possible d'obtenir toutes les combinaisons de charge axiale  $P$ , le moment de flexion  $M$  et la courbure de la section. Grâce à ces combinaisons, on peut déterminer facilement la courbe ( $M - \varphi$ ) pour un chargement précis.

Les courbes qui montrent la relation entre  $P$  et  $M$ , selon les différentes conditions sont appelées courbe d'interaction. La figure 3.4 montre la courbe d'interaction d'une section de poteau doublement armé. Aussi, cette figure montre à côté de la courbe de l'interaction la courbe qui représente la relation de charge  $P$  et la courbure  $\varphi$ , les détails du ferrailage et la courbe contrainte-déformation, sont présentés aussi sur cette figure.

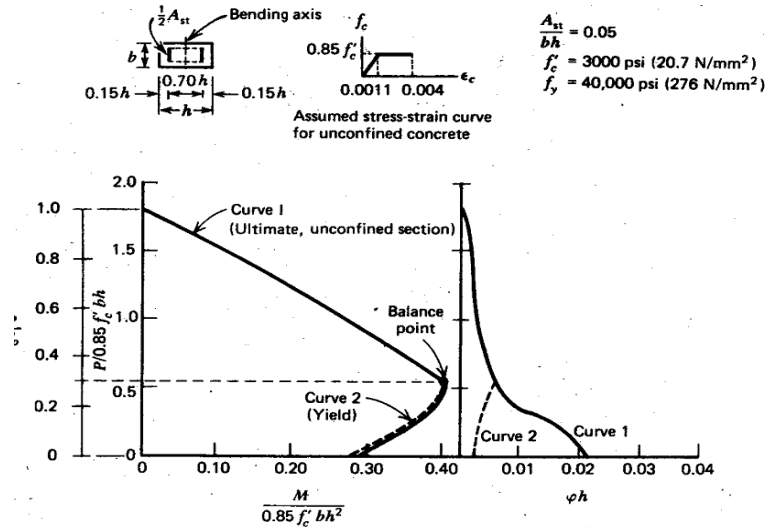


Figure 3.4 : Courbes d'interaction pour une section rectangulaire [14]

Deux courbes sont représentées sur chaque diagramme, la courbe 1 indique toutes les combinaisons ( $P-M$ ) correspondantes, à l'état ultime de béton ou à l'état ultime d'acier de la section. La variation de la courbe 1 ( $P-M$ ) correspond à la condition dans laquelle les efforts de traction dans les armatures tendues atteignent la limite élastique et la fibre extrême de béton atteint simultanément la déformation ultime. Ce point de variation est appelé le point d'équilibre.

Dans le diagramme ( $P-\varphi$ ) de la courbe 1 on constate que la courbe diminue significativement par la présence de la charge axiale notamment, lorsque la charge est supérieure à celle correspondante au point d'équilibre.

La courbe 2 représente la combinaison  $P, M$  et  $\varphi$  correspondante au début de la plastification des armatures. La courbe 2 n'apparaît pas au-dessus de point d'équilibre car l'acier des armatures n'atteint pas la résistance de la plastification au dessus de ce point.

Dans le diagramme ( $P-M$ ), au dessous du point d'équilibre, les courbes 1 et 2 sont proches l'une de l'autre ce qui indique un léger changement de capacité de résistance après la plastification. Mais Dans le diagramme ( $P-\varphi$ ), au-dessous du point d'équilibre, les courbes 1 et 2 sont séparées et la différence entre elle représente la valeur de déformation non élastique à la flexion, qui se produit au début de la plastification. Ainsi dans un cas précis de chargement, la courbure et le moment qui lui correspond sont calculés de la même méthode utilisée pour déterminer la courbe moment-courbure des poutres en prenant en considération l'effet des charges axiales, par des coefficients de calcul.

### 3.7 Modèles de plasticité distribuée

La description des comportements non élastique des éléments en béton armé, peut être précise lors l'utilisation des modèles de plasticité distribuée. Dans ce modèle les caractéristiques non linéaires des matériaux, peuvent apparaître à n'importe quelle section de l'élément. Après cela le comportement de l'élément est obtenu par l'intégration numérique pour la réponse de la section. Vu l'utilisation de l'intégration numérique, le comportement des sections choisies au point de l'intégrale, seulement, peut être contrôlé [91]. Une méthode efficace pour calculer la réponse de la section, s'applique en discrétisant la section transversale en petites zones, chaque zone est reliée au comportement non linéaire uni-axial de matériau (figure 3.5), le modèle utilisé dans cette méthode s'appelle le modèle de fibres [17].

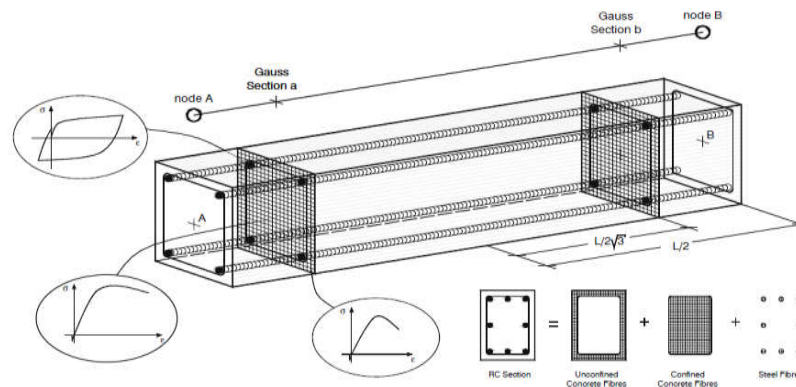


Figure 3.5 : Discretisation d'une section de béton armé typique en fibres [20]

Pour les structures en béton armé, les fibres dans ce modèle, peuvent présenter le béton confiné, le béton non confiné et l'acier des armatures longitudinales. Le modèle de fibres n'a pas besoin de détails des relations moment-courbures, aux extrémités des éléments, ces relations ne peuvent pas être disponibles chez le concepteur. Aussi le modèle de fibres peut représenter l'écrouissage et la dégradation de rigidité à cause de la fissure du béton armé, et de la plastification d'acier des armatures, Aussi Ce modèle est efficace pour représenter la dégradation et l'adoucissement après la plastification. Deux formules des éléments finis sont utilisées : une, est basée sur la rigidité, qui est appelée la formulation basée sur le déplacement, l'autre, est basée sur la flexibilité, qui s'appelle la formulation basée sur la force. [91].

### 3.7.1 Formulation basée sur le déplacement

La méthode de rigidité basée sur le déplacement est basée sur les fonctions d'interpolation des déplacements axiaux et transversaux de l'élément. Les fonctions utilisées généralement pour l'élément poteau-poutre sont des fonctions de forme linéaire (Lagrangien) pour les déplacements axiaux  $u_a(x)$ , et polynôme cubique (Hermitien) aux déplacements transversaux  $u_t(x)$ . [41]

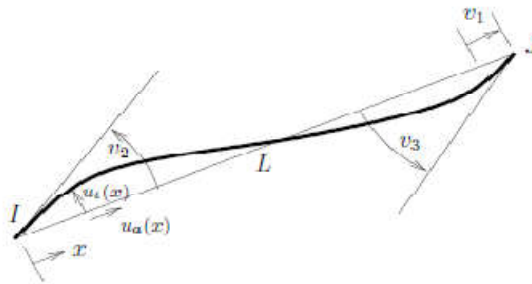


Figure 3.6 : Elément 2D à deux nœuds

En supposant que la déformation axiale est constante, et la distribution de courbure est linéaire, au long de l'élément, comme il est illustré à la Figure 3.6, le champ de déplacement  $U(x)$  est relié aux déplacements au niveau des nœuds comme suit :

$$\begin{bmatrix} u_a(x) \\ u_t(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi & 0 & 0 \\ 0 & \xi^3 - 2\xi^2 + \xi & \xi^3 - \xi^2 \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

$$\text{Où : } \xi = \frac{x}{L}$$

L'équation (3.21) peut être exprimée comme suit :

$$U(x) = N(x)v \quad (3.22)$$

Où  $N(x)$  est la matrice qui contient des fonctions d'interpolation pour les déplacements axiaux et transversaux, qui est exprimé comme suit :

$$N(x) = \begin{bmatrix} N_1(x) & 0 & 0 \\ 0 & N_2(x) & N_3(x) \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

Le vecteur de déformation de section qui contient la déformation axiale  $\varepsilon(x)$  et la courbure  $k(x)$  est relié aux déplacements au niveau des nœuds par :

$$e(x) = \begin{bmatrix} \varepsilon(x) \\ k(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_a' \\ u_t'' \\ u_t' \end{bmatrix} = B(x) \cdot V \quad (3.24)$$

où la matrice  $B(x)$  contient le premier dérivé des fonctions de forme de déplacement axial, et le second dérivé des fonctions de forme des déplacements transversaux, Après cela, les déformations de la section sont utilisées pour déterminer les déformations des fibres, en se basant sur l'hypothèse de la section plan, avant déformation, elle reste plan après la déformation. La déformation uni-axiale, à la hauteur  $Y$  de la section, Figure 3.7 est présentée comme suit :

$$\varepsilon(x, y) = \varepsilon - yk = I(y)e(x) \quad (3.25)$$

Où  $I(x) = (1 - y)$  est un vecteur géométrique simple.

Sur la base de la loi constitutive de matériau, la contrainte axiale  $\sigma(y, x)$ , et module tangent  $E(x, y)$ , de fibre peuvent être obtenus. Après ceci, les forces de la section peuvent être obtenues comme suit :

$$s(x) = \begin{bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{bmatrix} = \int_A I^T(y) \sigma_i(x, y) dA = \sum_{i=1}^{N_{fibre}} I^T \sigma_i A_i \quad (3.26)$$

Où :  $N(x)$  et  $M(x)$  sont la force axiale et le moment de flexion, respectivement.

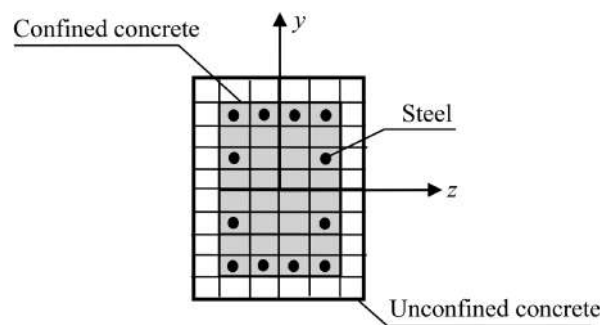


Figure 3.7 : Section de modèle des fibres [37]

La matrice de rigidité de la section est donnée par la relation suivante :

$$K_s(x) = \int_A I^T(y) E(x, y) I(y) dA = \sum_{i=1}^{N_{fibre}} I^T E_T I A \quad (3.27)$$

La condition d'équilibre entre les forces nodales  $q$ , et les forces de section est dérivée du principe du déplacement virtuel, cette condition est donnée par :

$$q = \int_L B^T(x) s(x) dx \quad (3.28)$$

Par la suite la rigidité de l'élément est obtenue en utilisant le dérivé de l'équation de compatibilité comme suit :

$$K = \frac{\partial q}{\partial V} = \int_L B^T(x) K_s(x) B(x) dx \quad (3.29)$$

L'utilisation de la technique de l'intégral classique n'est pas pratique, pour l'intégration de l'équation (3.28) et (3.29), pratiquement, l'intégration numérique, est souvent la plus utilisée. Et c'est ce qui a permis d'écrire les deux équations sous une forme discrète plutôt que continue, la condition d'équilibre donc s'écrit comme suit :

$$q = \int_L B^T(x) s(x) dx \approx L \sum_{i=1}^{N_p} B_i^T s_i w_i \quad (3.30)$$

La matrice de rigidité, de l'élément est comme suit :

$$K = \int_L B^T(x) K_s(x) B(x) dx \approx L \sum_{i=1}^{N_p} B_i^T K_{si} B_i w_i \quad (3.31)$$

Où,  $N_p$  est le nombre de points d'intégration et  $w_i$  est le poids de chaque point  $i$ .

### 3.7.2 Formulation basée sur la force

Les fonctions supposées, dans la méthode de déplacement classique conduit à la distribution de la flexion linéaire tout au long de l'élément, ceci est exacte, quand la réponse est linéaire ou approximativement linéaire. Mais lorsqu'un élément est soumis à une plastification importante, surtout aux extrémités, la courbure devient non linéaire [91]. Pour résoudre ce problème, la méthode de flexibilité est adoptée, et cela en supposant les fonctions d'interpolation, basées sur les forces intérieures, et non sur les déplacements



comme dans la formulation basée sur les forces, qui est utilisée dans la méthode des éléments finis [41]

Dans la formulation basée sur la force, les courbures sont le résultat de cette formulation, et non les suppositions de départ.

Les forces de la section  $s(x)$ , appelées aussi champ de force, sont associées aux forces nodales  $q$  par l'équation suivante :

$$s(x) = \begin{bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1-x}{L} & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

Où,  $N(x)$  et  $M(x)$  sont la force axiale et moment de flexion respectivement (figure 3.8)

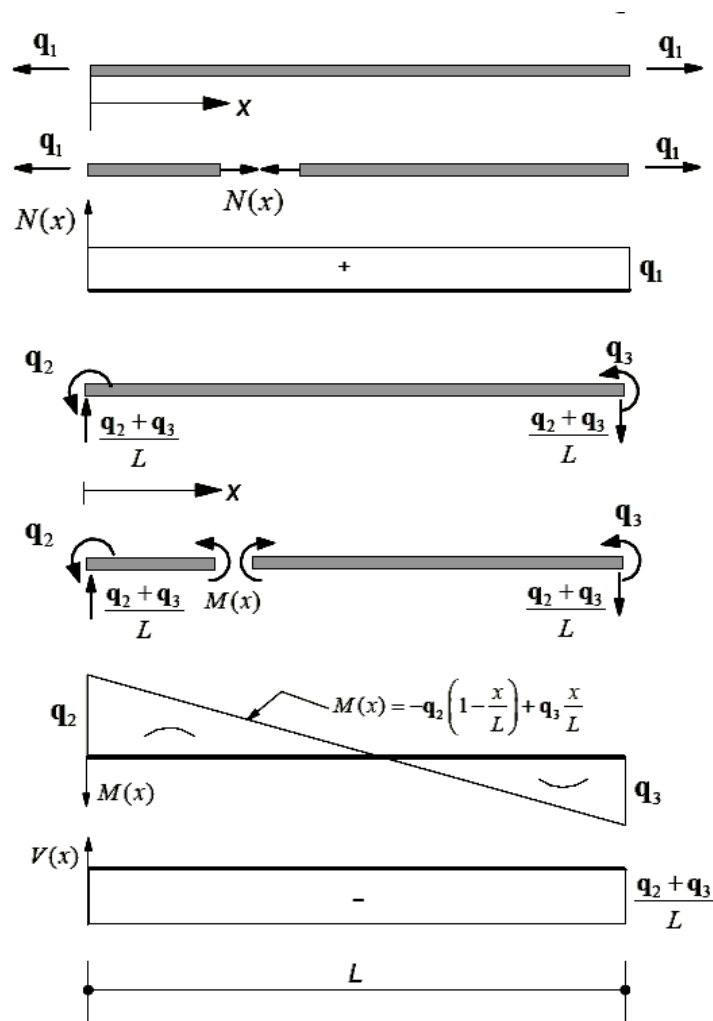


Figure 3.8 : Représentation des forces nodales et des forces de la section pour un élément à deux nœuds sans mode de corps rigide [94]

L'équation (3.32) peut être écrite comme suit :

$$s(x) = b(x).q \quad (3.33)$$

La matrice de flexibilité de la section est obtenue comme suit :

$$f(x) = K_s^{-1}(x) \quad (3.34)$$

Où  $K_s$  est la matrice de rigidité de la section obtenue par l'équation (3.25) dans la méthode basée sur le déplacement. En utilisant la matrice de flexion, la force incrémentale de la section est donnée par la relation suivante :

$$\Delta e = K_s^{-1} \Delta s(x) = f_s(x) \cdot \Delta s(x) = f_s(x) \cdot b(x) \Delta q \quad (3.35)$$

Le principe des forces virtuelles est ensuite utilisé pour définir la condition de compatibilité entre les déplacements nodaux et les déformations de la section :

$$V = \int_0^L b^T(x) e(x) dx \quad (3.36)$$

Par la suite la flexibilité dans l'élément est obtenue en utilisant le dérivé de l'équation de compatibilité comme suit :

$$f = \frac{\partial V}{\partial q} = \int_0^L b^T(x) f_s(x) b(x) dx \quad (3.37)$$

La forme discrète des deux équations ci-dessus est donnée comme suit :

$$V = \int_L b^T(x) e(x) dx \approx L \sum_{i=1}^{N_p} b_i^T e_i w_i \quad (3.38)$$

Et

$$f = \int_L b^T(x) f_s(x) b(x) dx \approx L \sum_{i=1}^{N_p} b_i^T f_{si} b_i w_i \quad (3.39)$$

### 3.8 Intégration numérique

Lors l'utilisation de la formulation basée sur le déplacement, ou la formulation basée sur la force pour les éléments modélisé par le modèle de fibres, le grand nombre de fibres conduit à une matrice de grande taille, pour la matrice de rigidité ou la matrice de flexibilité, ainsi, le calcul de l'intégrale des équations (3.28), (3.29), (3.36) et (3.37) par les méthodes classiques est une opération très complexe. L'intégration numérique est une approche simple et donne des résultats exacts, lors le calcul de ces types d'intégrales [17]. Dans l'analyse structurelle en utilisant la méthode des éléments finis, la méthode d'intégration numérique la plus utilisée, est la méthode de (quadrature de Gauss) d'où, plusieurs méthodes se dérivent. Ces méthodes sont différentes entre elles, surtout à l'emplacement des points d'intégration ( $x_i$ ) dans le domaine d'interaction défini, et aux poids d'intégration ( $w_i$ ).

La méthode Gauss-Légender est préférée pour la formulation classique basée sur le déplacement, elle est très précise pour les polynômes jusqu'à l'ordre  $(2n-1)$  où  $n$  est le nombre de points d'intégration. Mais dans cette méthode l'emplacement des points d'intégration, ne se trouve pas à la limite du domaine. Les points d'intégration ainsi, ne donnent pas les valeurs d'intégration à l'extrémité de l'élément. Pour cela il n'est pas préféré pour la formulation basée sur la force, où les moments de flexion seront grands aux extrémités.

Dans la formule basée sur la force, l'utilisation de la méthode Gauss-Lobatte est préférée, cette méthode a des points d'intégration aux extrémités de l'élément (à la limite du domaine). Cette méthode est précise pour les polynômes jusqu'au degré  $(2n-3)$ .

Ce polynôme est inférieur de deux ordres de la quadrature de Gauss-Légender. L'emplacement des points d'intégration ( $x_i$ ) à longueur de l'élément  $[-1,1]$ , et la valeur des poids correspondants ( $w_i$ ) sont résumés sur le tableau 3.1.

**Tableau 3.1** : Quadrature de Gauss-Lobatto.

Nombre de points d'intégration, n	Points, $x_i$	Poids, $w_i$
3	0 $\pm 1$	$\frac{4}{3}$ $\frac{1}{3}$
4	$\pm\sqrt{\frac{1}{5}}$ $\pm 1$	$\frac{5}{6}$ $\frac{1}{6}$
5	0 $\pm\sqrt{\frac{3}{7}}$ $\pm 1$	$\frac{32}{45}$ $\frac{49}{90}$ $\frac{1}{10}$
6	$\pm 0.2852315164806451$ $\pm 0.7650553239294647$ $\pm 1$	0.5548583770354863 0.3784749562978470 0.0666666666666667
7	0 $\pm 0.4688487934707142$ $\pm 0.8302238962785669$ $\pm 1$	0.4876190476190476 0.4317453812098626 0.2768260473615659 0.0476190476190476

### 3.9 Modèle de plasticité concentrée basée sur le modèle de fibre.

Ce modèle est développé par **Scott et al** [82]. Pour surmonter les difficultés de réponses non objectives à cause de la localisation issue du comportement adoucissant dans les poteaux et les poutres, lors l'utilisation de la formulation basée sur la force. Dans ce modèle, le comportement constitutif, non linéaire est limité dans des zones à longueur déterminée ( $L_{pi}$ ,  $L_{pj}$ ) aux extrémités de l'élément poteau-poutre, (figure 3.9). Par conséquent, ce modèle peut représenter les rotules plastiques aux extrémités, surtout pour les éléments qui subissent des charges à petites valeurs, à leurs longueurs.

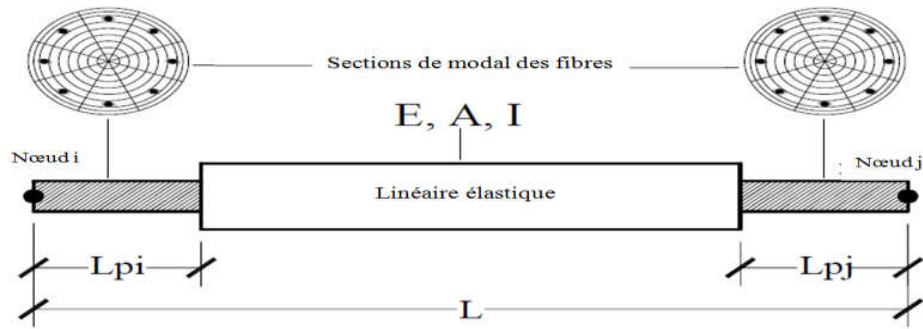


Figure 3.9 : Elément de fibres poteau-poutre avec deux zones de rotules plastiques

### 3.9.1 Etude de problème de localisation

Le comportement déformation-adoucissement du béton peut être la cause d'une localisation dans les éléments poteau-poutre surtout lors la simulation des poteaux en béton armé qui subissent des grandes charges gravitaires [96], le phénomène de localisation se produit dans les éléments de béton à la compression et à la traction.

Quand un échantillon de béton est soumis aux forces de compression, la résistance mécanique atteint la valeur maximale, puis commence sa diminution, qui est associée à une augmentation continue de déformation, (figure 3.10b). Le comportement au-delà du pic est connu par l'adoucissement, la caractéristique la plus saillante liée à l'adoucissement est la localisation des déformations, qui indique que toutes les déformations après la valeur maximale de chargement, sont concentrées dans une zone limitée, c'est la zone ( $L_z$ ) selon la figure 3.9. Tandis que les zones près de la zone ( $L_z$ ) ont une grande diminution de déformation à cause du déchargement élastique, (figure 3.10a).

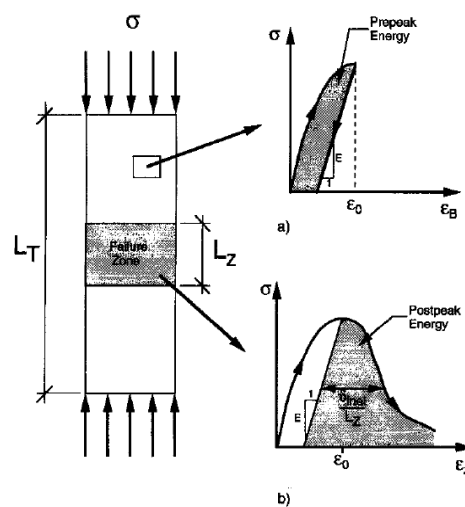


Figure 3.10 : Comportement de localisation en compression [52]

L'énergie qui conduit à la rupture diminue avec la diminution du volume de localisation. Le mode de rupture le plus fragile existe quand il n'a pas de localisation, et par conséquent l'énergie n'est pas dissipée.

Dans la formulation basée sur la force des éléments poteau-poutre, et pour une dissipation d'énergie constante, dans la relation contrainte de déformation du béton, **Scott et al** [82] ont constaté qu'il faut déterminer une longueur de la rotule plastique pour qu'elle contient l'effet de comportement de déformation adoucissement et la localisation.

### 3.9.2 Les méthodes améliorées pour l'intégration de la rotule plastique [82]

Parmi les avantages de la méthode Gauss-Lobatto, la méthode représente la diffusion de la plasticité à la longueur de l'élément, pour le comportement d'écroutissage de la section. La réponse de l'élément calculée sera convergée vers une solution unique quelque soit l'augmentation des points d'intégrations, et ce, parce que la déformation à chaque point sur l'élément est la même.

Pour le comportement d'adoucissement de la section où les déformations sont localisées au point d'intégration unique, il n'y a pas une solution unique en utilisant la méthode Gauss-Lobatto, ainsi la réponse sera non objective. Pour l'étude de cette problématique **Scott et al** [82] ont présenté une étude détaillée, où ils ont utilisé un nombre de méthodes d'intégration de rotule plastique, et ont proposé une méthode d'intégration des éléments poteau-poutre, en utilisant la formulation basée sur la force. La méthode proposée, se base sur l'hypothèse de comportement constitutif non linéaire, limité dans la zone de la rotule plastique (extrémité) alors que, dans le reste de l'élément (la zone intérieure), le comportement est supposé linéaire. Pour cela l'équation (3.36) est séparée en trois intervalles : un pour chacune des deux zones de rotule, et un pour la zone intérieure de l'élément et ce comme suit :

$$V = \int_0^{L_{pi}} b^T e dx + \int_{L_{pi}}^{L-L_{pj}} b^T e dx + \int_{L-L_{pj}}^L b^T e dx \quad (3.40)$$

Où  $L_{pi}$  et  $L_{pj}$  sont les longueurs de la rotule plastique aux nœuds  $i$  et  $j$  respectivement.

Les déformations de la section intégrées numériquement sur les zones de la rotule plastique alors que la contribution de la zone intérieure de l'élément est supposée linéaire élastique :

$$V = \sum_{i=1}^{Np} (b^T e|_{x=\xi_i}) w_i + f_{\text{int}}^e q \quad (3.41)$$

Où  $\xi_i$  et  $w_i$  sont respectivement, l'emplacement et les poids associés aux point d'intégration  $Np$ , dans les zones de la rotule plastique. La matrice de flexibilité de la zone intérieure de l'élément  $f_{\text{int}}^e$  est évaluée par l'intégrale limitée :

$$f_{\text{int}}^e = \int_{Lpi}^{L-Lpj} b^T f_s^e b dx \quad (3.42)$$

La matrice  $f_s^e$  contient des coefficients de flexibilité élastique dans la section transversale de la région intérieure :

$$f_s^e = \begin{bmatrix} \frac{1}{EA} & 0 \\ 0 & \frac{1}{EA} \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

Où  $E$  : module de élasticité,  $A$  : surface de la section et  $I$  : moment d'inertie de la section. Ainsi la flexibilité de l'élément est exprimée comme suit :

$$f = \sum_{i=1}^{Np} (b^T f_s b|_{x=\xi_i}) w_i + f_{\text{int}}^e \quad (3.44)$$

Pour représenter le comportement d'adoucissement, avec une précision aussi que possible il faut que la méthode d'intégration de la rotule plastique répond aux trois critères suivants :

- 1- Les points d'intégration doivent être à l'extrémité de l'élément, où les valeurs maximales de moment de flexion sont détectées.

- 2- Intégrer les polynômes quadratiques exactement pour donner la solution précise des distributions linéaires de courbure.
- 3- Intégrer les zones de rotule plastique aux extrémités en utilisant un point d'intégration unique.

Parmi quatre méthodes proposées, intégration mid-point, intégration du point final, intégration de Gauss-Radau, et intégration modifiée de Gauss-Radau, **Scott et al** [82] ont trouvé que la méthode modifiée de Gauss-Radau répond à tous les critères, quand ils ont utilisé la méthode Gauss-Radau avant la modification, (figure 3.11.a), ils ont trouvé qu'elle répond aux critères 1 et 2 et non le troisième, cette méthode sur le domaine  $[0,1]$  contient des points d'intégration dans le domaine  $[0, 2/3]$  avec des poids d'intégration correspondants  $[1/4, 3/4]$ . L'application de cette méthode aux zones de rotule plastique aux extrémités de l'élément donnent quatre points d'intégration :

$$\xi = \{0, 2l_{pl}/3, L - 2l_{pj}/3, L\} \quad (3.45)$$

Avec les poids d'intégration correspondants :

$$w = \{l_{pl}/4, 3l_{pl}/4, 3l_{pj}/4, l_{pj}/4\} \quad (3.46)$$

Etant que le poids d'intégration  $w_i$  présente la longueur de la rotule plastique, le poids dans cette méthode aux extrémités de l'élément est  $lp/4$  au lieu de  $lp$ . De ce point fut proposée la méthode, Gauss-Radau, modifiée, pour être appliquée sur les longueurs  $4l_{pi}$  et  $4l_{pj}$  aux extrémités de l'élément comme le présente la figure 3.11.b, ainsi, les emplacements des points de l'intégration et les poids de l'intégrale sont donnés comme suit :

$$\xi = \{0, 8l_{pl}/3, L - 8l_{pj}/3, L\} \quad (3.47)$$

$$w = \{l_{pl}, 3l_{pl}, 3l_{pj}, l_{pj}\} \quad (3.48)$$



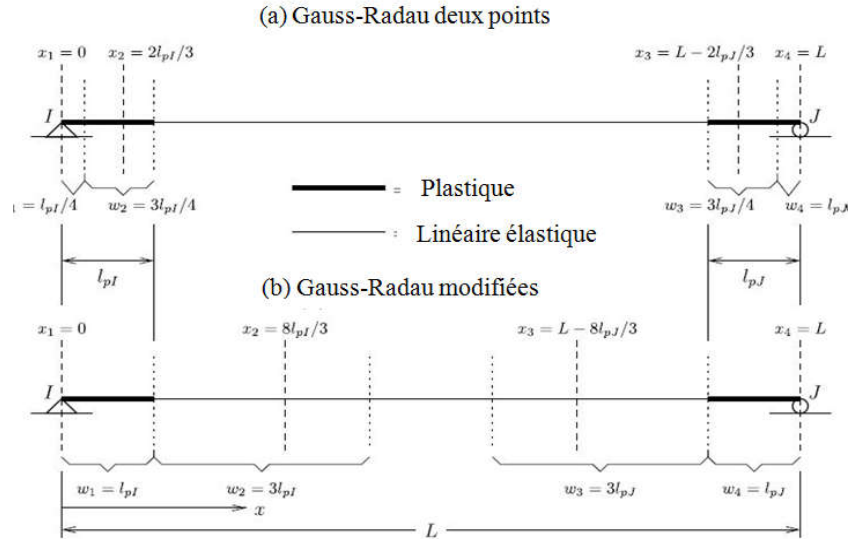


Figure 3.11: Méthodes d'intégration des rotules plastiques : (a) Gauss-Radau deux points, (b) Gauss-Radau modifiées [82].

Ainsi, le comportement non linéaire se aux longueurs  $L_{pi}$  et  $L_{pj}$  aux extrémités de l'élément. Le deuxième point de l'intégrale pour chaque domaine, sera dans la zone intérieure supposée élastique linéaire. Avec les mêmes caractéristiques de l'équation (3.43) et par conséquent à cela, les limites supérieures et inférieures de l'intégration dans l'équation (3.42) seront :  $4l_{pi}$  et  $L-4l_{pj}$ , et la flexibilité élastique de l'intérieur de l'élément est la somme des trois parties :

$$f_{int}^e = \left( b^T f_s^e b \Big|_{x=8/3l_{pi}} \right) 3l_{pi} + \int_{4l_{pi}}^{L-4l_{pj}} b^T f_s^e b dx + \left( b^T f_s^e b \Big|_{x=L-8/3l_{pj}} \right) 3l_{pj} \quad (3.49)$$

En conclusion, la méthode Gauss-Radau modifiée est une méthode réussie pour l'intégration de la rotule plastique, elle doit être utilisée pour une évaluation précise de la réponse d'écroutissage et d'adoucissement, lors l'utilisation de la formulation basée sur la force pour les éléments poteau-poutre.

## CHAPITRE 4

### Modèles de loi de comportement des matériaux

#### 4.1 Introduction

Lors l'utilisation du modèle de rotule de fibre, le comportement non linéaire des éléments structurels, est dérivé du comportement non linéaire des fibres, donc la précision des résultats dépend de la précision des modèles de matériau de fibre. Le programme SAP 2000 utilisé dans cette méthode, permet d'utiliser n'importe quel modèle de courbe contrainte-déformation uni-axiale non linéaire pour un matériau. Dans les littératures, il y a un nombre de modèles numériques pour le comportement de béton et d'acier, ces modèles représentent de nombreuses caractéristiques mécaniques dès le début de la soumission du matériau au chargement uni-axiale jusqu'à la rupture du matériau. Pour le béton, les effets tridimensionnels sont pris en considération, puisque le confinement par les armatures longitudinales et transversales, a un effet significatif sur la relation contrainte-déformation.

Dans ce chapitre on étudie quelques modèles de béton confiné et non confiné et de l'acier, ainsi que des modèles de béton de fibre qui sera utilisé pour l'étude de sa contribution à l'amélioration du comportement sismique des structures en béton armé à étage souple.

#### 4.2 Comportement du béton en compression

La résistance à la compression de béton est l'une des principales caractéristiques du béton, elle reflète la qualité du béton. La plupart des caractéristiques comme l'adhérence acier –béton et les résistances, comme la résistance à la traction, s'améliorent et augmentent avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton. La résistance à la compression du béton est déterminée en général, sur des cylindres normalisés dans le rapport de la hauteur au diamètre, est de deux. Les cylindres sont chargés longitudinalement avec une vitesse telle que la résistance maximale est atteinte au bout d'une à trois minutes. La déformation correspondante à la résistance maximale est de l'ordre de 0.2% [12].

La figure 4.1 représente les courbes contrainte-déformation obtenues des cylindres de béton, chargés à la compression uni-axial. Les courbes sont presque linéaires jusqu'à une valeur égale à environ la moitié de la résistance maximale, le pic de chaque courbe représente la valeur conventionnelle de la résistance de béton. Après cette valeur, la courbe commence sa descente, la résistance de béton affecte sensiblement l'allure de la courbe contrainte-déformation. Plus la résistance est grande, plus la raideur de la courbe contrainte-déformation augmente, et ce entre l'origine et la contrainte maximale. Les courbes à branches descendantes raides, révèlent un comportement plus fragile, courant avec du béton à hautes performances, les courbes à branches descendantes longues correspondent à un comportement plus ductile. [91].

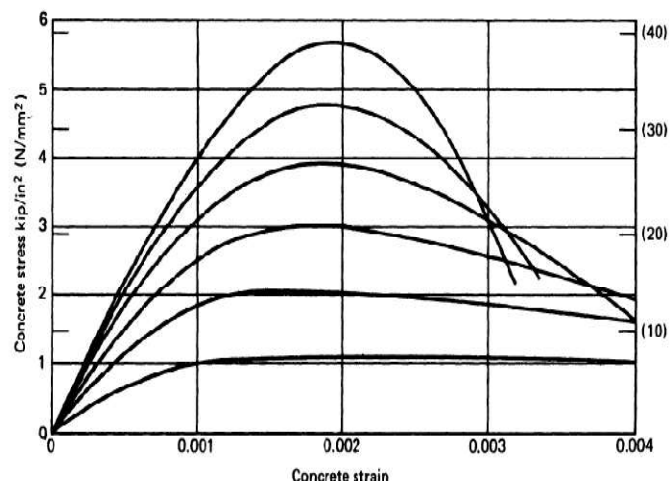


Figure 4.1 : Courbes contrainte - déformation en compression uni-axiale

Le mécanisme de rupture de béton, dans l'essai de compression, est relié, principalement, au développement de fissuration, dans les composants de béton. **HSU et al** [47]. ont constaté que jusqu'à 30% de la valeur de contrainte maximale, il n'y a pas une augmentation de nombre et de longueur des fissurations, qui existent dans le béton même avant l'application de charge. Ces fissurations existent à l'interface, entre le mortier et les grands agrégats, et qui résultent des changements volumétriques pendant le processus d'hydratation. Après cela, et à grandes valeurs de contrainte, des nouvelles fissurations se forment en plus des fissures, existantes avant. Ces dernières augmentent en nombre et se forment autour des agrégats, de 70% à 90% de la valeur de contrainte maximale, des fissurations apparaissent au mortier et forment des ponts avec les fissurations de l'interface, et c'est la phase pendant laquelle, le comportement non linéaire apparaît

précisément. Après cette phase, autant que la contrainte augmente, un plus de fissurations se relie aux anciennes pour former de longues fissurations. A cet état, l'augmentation des fissurations sera instable [96].

### 4.3 Modèle de béton non confiné

Le comportement du béton non confiné qui représente le béton d'enrobage, est différent du comportement du béton confiné, qui représente le béton de noyau, pour un élément structural en béton armé. Pour cela, il convient d'étudier chaque type séparément. Parmi les modèles de béton non confiné, on présente ce qui suit :

#### 4.3.1 Modèle de Hognestad : [45]

Ce modèle de courbe contrainte-déformation est largement utilisé pour représenter le comportement du béton non confiné, (figure 4.2). Dans ce modèle la courbe jusqu'au pic est considérée comme une parabole de second ordre, alors que la partie descendante est supposée linéaire.

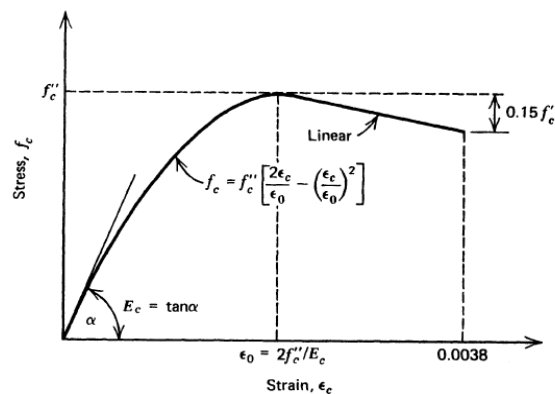


Figure 4.2 : Modèle de Hognestad

La contrainte maximale est habituellement prise, comme 85% de la résistance maximale, d'une éprouvette cylindrique du béton comme s'est indiqué dans l'équation :

$$f_c'' = 0.85 f_c \quad (4.1)$$

La déformation correspondante à la contrainte maximale est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_c = 2 f_c'' / E_c \quad (4.2)$$

La partie parabole peut être représentée comme suit :

$$f_c = f_c'' \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_c} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (4.3)$$

A noter que la déformation ultime de compression  $\varepsilon_u$  dans ce modèle, elle est à prendre égale à 0.0038 à une valeur de contrainte de  $0.85 f_c''$ .

#### 4.3.2 Modèle de Mander : [29]

Le modèle de Mander est un modèle intégré dans le programme SAP 2000, afin de décrire la relation contrainte-déformation de béton non confiné, ce modèle est utilisé dans cette étude. Cette courbe se compose aussi d'une partie incurvée et d'une partie linéaire comme le montre la figure 4.3.

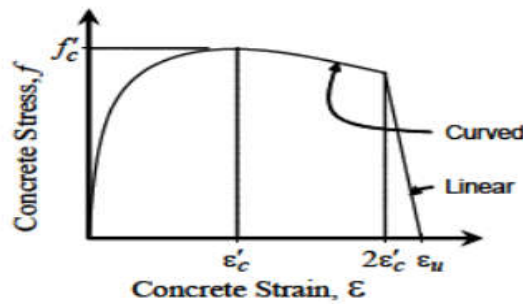


Figure 4.3: Modèle de Mander de contrainte-déformation pour le béton non confiné intégré dans le programme SAP 2000

L'équation suivante décrit la partie incurvée à la courbe lorsque  $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon_c'$  :

$$f = \frac{f_c' x r}{r - 1 + x^r} \quad (4.4)$$

Où

$f$  : la contrainte de béton

$\varepsilon_c$  : la déformation de béton

$f_c'$  : la résistance à la compression du béton

$\varepsilon_c'$  : la déformation de compression du béton à  $f_c'$

En ce qui concerne la partie linéaire de la courbe lorsque  $2\varepsilon_c' < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$ , elle est décrite par l'équation suivante :

$$f = \left( \frac{2f_c' r}{r-1+2^r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon_c'} \right) \quad (4.5)$$

Où

$\varepsilon_u$  : la capacité ultime de déformation de béton

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

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'} \quad (4.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_c'}{\varepsilon_c'}} \quad (4.7)$$

Où

$E_c$ : le module initial d'élasticité de Young .

#### 4.4 Béton confiné

Les armatures transversales qui sont en forme spirale ou cadre en acier, confinent le béton qui l'entoure, lorsque le béton de noyau est soumis à des petites valeurs de contrainte, les armatures transversales sont à peine soumises à la contrainte, dans ce cas le béton est non confiné. Le béton sera confiné lorsque la contrainte de béton a une valeur proche à la résistance maximale uni-axiale. Dans ce cas, la déformation transversale sera importante, à raison de la fissuration interne progressive du béton, c'est ce qui engendre une force appliquée sur les armatures transversales, qui appliquent une réaction sur le béton.

Plusieurs études de **Park and Paulay** [73], **Aoyama and Noguchi** [5], **Sakai and Sheikh** [80] ont montré que les spirales confinent le béton, à grande efficacité, des cadres rectangulaires ou carrés, parce que les spirales, à raison de leurs formes, créent une pression de confinement uniforme, autour du béton de noyau. Mais les cadres rectangulaires peuvent appliquer des réactions près des angles du cadre seulement. Et ce parce que la pression de béton sur les deux côtés, tend à pousser les côtés vers l'extérieur

comme le présente la figure 4.4. Pour cela, une grande partie de la section transversale peut être non confinée, mais avec cela le comportement de la section sera amélioré.

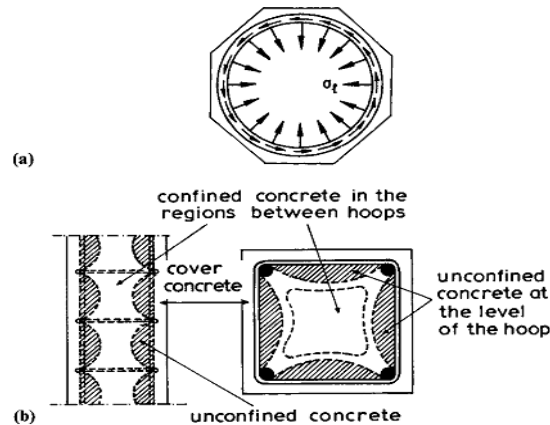


Figure 4.4 : Confinement du béton. **(a)** cerces circulaires, **(b)** cadres carrés

Le confinement fournit deux caractéristiques principales, en ce qui concerne le comportement sismique des éléments en béton armé, la première, il augmente la résistance de béton qui compense la perte potentielle, qui résulte de la rupture de béton d'enrobage. La deuxième, il diminue la pente de la courbe contrainte-déformation du béton et par conséquent, il augmente la déformation maximale, autrement dit le confinement augmente la ductilité. [55]

**Park and Pauly** [73], ont expliqué que la courbe contrainte-déformation à grande déformation, est en fonction de plusieurs facteurs, les plus importants sont résumés comme suit :

- 1- Le rapport de volume des armatures transversales au volume de béton de noyau car avec l'augmentation d'armatures transversales, la pression de confinement augmente.
- 2- La résistance à la limite élastique, pour les armatures transversales, car celle-ci donne une limite supérieure à la pression de confinement.
- 3- Le rapport de l'espacement des armatures transversales aux dimensions du béton de noyau, car le petit espacement conduit à un confinement plus efficace, comme le montre la figure 4.5, si l'espacement est grand, une grande quantité de béton ne sera pas confiné évidemment et aura une rupture rapidement.

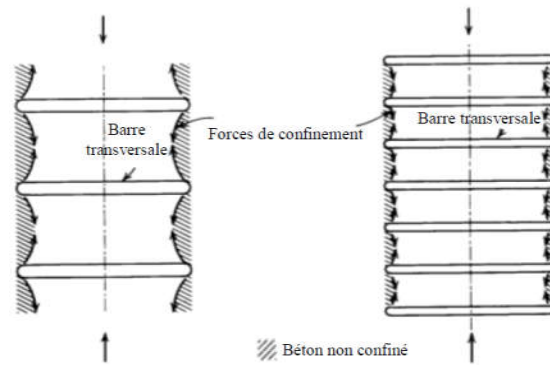


Figure 4.5: Effet de l'espacement du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement

- 4- Le rapport de diamètre à la longueur des armatures transversales, parce que le grand diamètre des armatures conduit à un confinement efficace, sous l'effet de la grande rigidité de flexion des cadres, et aussi parce que le petit diamètre des armatures, conduit à obtenir des cadres à une petite rigidité de flexion, ces cadres se courbent extérieurement, au lieu de confiner le béton d'une façon efficace aux angles.
- 5- La quantité et les dimensions des armatures longitudinales parce que cette armature confinera aussi le béton. les armatures longitudinales sont habituellement à grands diamètres et le rapport de diamètre de barre à la longueur est généralement obtenu de façon que les barres confineront le béton efficacement.
- 6- La résistance du béton, parce que le béton à faible résistance est plus ductile que le béton à haute résistance.

#### 4.5 Modèle de béton confiné

Les informations précises sur la courbe contrainte-déformation du béton confiné donnent une analyse fiable du comportement sismique des éléments de béton. Plusieurs modèles de béton confiné des sections d'éléments en béton armé sont développés par les chercheurs, ce qui suit, résume quelques modèles de béton confiné.



#### 4.5.1 Modèle de Richard et al [78] :

Le modèle de **Richard et al** (78) est le premier modèle qui a présenté la relation proportionnelle entre la pression confinée latérale et la résistance ultime à la compression du béton confiné, comme indique l'équation suivante :

$$f_{cc} = f_c' + k_1 f_l \quad (4.8)$$

Où  $f_c'$  est la résistance maximale de béton non confiné et  $f_l$  est la pression latérale de confinement. La valeur moyenne de  $k_1$  est obtenue d'une série d'essais sur des échantillons de poteaux courts. La déformation correspondante à la résistance maximale  $\varepsilon_{cc}$  est obtenue par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + k_2 \left( \frac{f_l}{f_c'} \right) \right] \quad k_2 = 5k_1 \quad (4.9)$$

Où  $\varepsilon_{co}$  est la déformation correspondante à  $f_c'$ ,  $k_2$  est le coefficient de déformation de la pression de confinement latéral effectif.

Le développement des modèles de béton confiné était le sujet d'étude de plusieurs chercheurs, **Blume et al 1961** [28] sont les premiers qui ont imposé l'effet de résistance de plastification des armatures transversales dans les différents paramètres qui définissent le modèle. **Soliman and Yu 1967**[86] ont proposé un modèle à partir des résultats expérimentaux. Les principaux paramètres de ce modèle sont : l'espacement vertical entre les armatures transversales, l'espacement vertical qui rend l'armature transversale inefficace, la section des armatures transversales et la forme géométrique de la section transversale. **Popovics 1973** [86] a souligné que le courbe contrainte-déformation est influencée par les conditions d'essai et l'âge du béton. **Sheikh and Uzumeri** [83], ont présenté un modèle basé sur les résultats expérimentaux de 24 essais. La résistance de béton confiné est calculée en utilisant un nouveau concept, c'est le concept de l'aire effectivement confinée dans le noyau de béton.

#### 4.5.2 Modèle Mander- Priestly et Park [60]

Le modèle de **Mander et al** [60], est couramment utilisé pour le béton confiné, il est intégré dans le programme SAP 2000 adopté dans cette étude, il était développé en utilisant le concept de **Sheikh and Uzumeri** [83]. Le modèle de Mander est applicable au béton confiné par les différents types d'armatures transversales : spirales, cerces circulaires et cadres rectangulaires. Le modèle contrainte-déformation est illustré dans la figure 4.6. Il est basé sur l'équation proposée par **Popovics 1973** [75] .

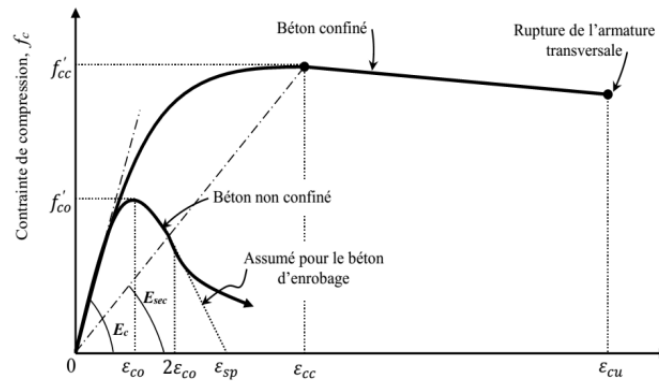


Figure 4.6 : Modèle contrainte-déformation pour le béton confiné de Mander et al [60]

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

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (4.10)$$

Où

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

La variable  $x$  est donnée comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.11)$$

où

$\varepsilon_c$  : Déformation de compression longitudinale du béton.

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

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.12)$$

Où

$f'_{co}$  et  $\varepsilon_{co}$  sont la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante respectivement (généralement peut être supposée  $\varepsilon_{co} = 0,002$ ). Le variable  $r$  est donné par la relation suivante :

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.13)$$

Où

$E_c$  est le module d'élasticité du béton, et  $E_{sec}$  est le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic, il est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.14)$$

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

#### 4.5.2.1 Pression de confinement latérale effective et le coefficient d'efficacité de confinement :

La pression transversale maximale des aciers de confinement est effectivement exercée là où la contrainte de confinement, totalement développée, est due à l'action de courbement, dans le plan de la section et entre les armatures transversales dans le sens longitudinal, voir la figure 4.7

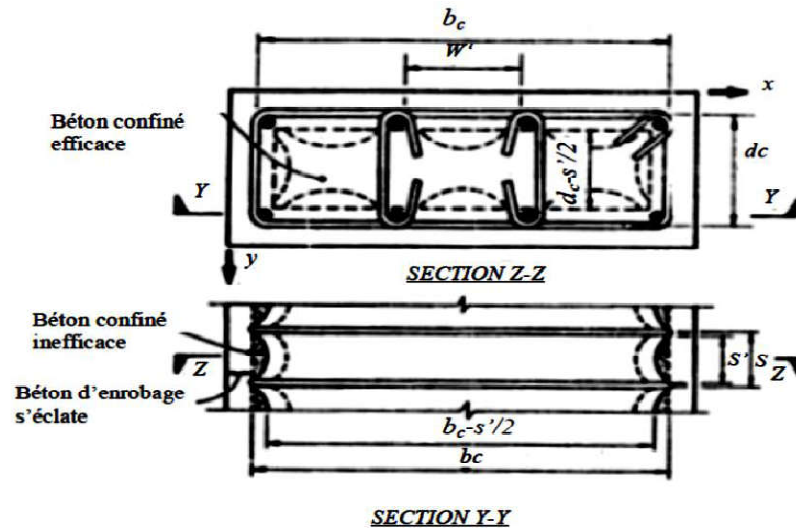


Figure 4.7 : Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire

Lorsqu'on utilise la relation contrainte-déformation donnée par l'équation (4.10) pour le calcul de la ductilité et la résistance des poteaux, il est supposé que la section du béton confiné, est la section du béton entre les aciers transversaux. On considère que la pression latérale effective de confinement pour  $A_{cc} > A_e$  est donnée par l'équation suivante :

$$f_l' = f_l k_e \quad (4.15)$$

Où

$f_l$  : Pression latérale des aciers transversaux supposée, uniformément distribuée autour de la surface du béton confiné. Le coefficient d'efficacité de confinement est donné comme suit :

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (4.16)$$

Où

$A_e$  : Surface du béton confiné efficace

La section du béton entre les aciers transversaux est donnée par l'équation suivante :

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (4.17)$$

Où

$A_{cc}$  : Rapport de la section des armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

$A_c$  : Surface du béton confiné prise entre les axes de l'armature transversale

#### 4.5.2.2 Confinement par les cadres rectangulaires avec ou sans épingles:

La surface efficace confinée au niveau des armatures transversales est obtenue par soustraction de la surface de la parabole qui contient le béton confiné inefficace, voir la figure 4.7.

la surface totale du béton confiné inefficace au niveau des armatures Transversales pour  $n$  bars longitudinales est donnée comme suit :

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \quad (4.18)$$

En incorporant l'influence des surfaces ineffectives en élévation (figure 4.7), la surface efficace du béton confiné à mi-chemin entre les niveaux des armatures transversales est donnée par l'équation suivante :

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (4.19)$$

Où

$b_c$  et  $d_c$  sont les dimensions du béton confiné entre axes des armatures transversales,  $w_i$  est l'espacement entre deux aciers longitudinaux adjacents et  $S$  est l'espacement vertical des armatures transversales

Ainsi, de l'équation (4.16), le coefficient d'efficacité de confinement pour les armatures transversales rectangulaires est donné par la l'équation suivante:

$$k_e = \frac{\left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (4.20)$$

Il est possible pour une section rectangulaire en béton armé, peut avoir différentes quantités d'armatures transversales de confinement dans les directions x et y, ces quantités sont données par les relations suivantes :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (4.21)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (4.22)$$

Où

$A_{sx}$  et  $A_{sy}$  : Sections totales des armatures transversales dans les directions x et y respectivement (figure 4.11).

Les contraintes latérales de confinement dans le béton dans les deux directions x et y sont données par les équations suivantes:

$$f_{lx} = \frac{A_{sy}}{sd_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (4.23)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sx}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (4.24)$$

Où

$f_{yh}$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

De l'équation (4.15) les contraintes de confinement latérales effectives dans les directions x et y sont :

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \tag{4.25}$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \tag{4.26}$$

La contrainte effective latérale de confinement  $f'_l$  des cadres est déterminée comme suit:

$$f'_l = \frac{1}{2}(f'_{lx} + f'_{ly}) = k_e \rho_s f_{yh} \tag{4.27}$$

Où  $k_e$  est donné par l'équation (4.39)

Finalement, La résistance à la compression du béton confiné est déterminée dans le cas général, par l'utilisation de l'abaque représenté à la figure (4.8) ou par l'utilisation de la relation suivante:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \tag{4.28}$$

Où

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

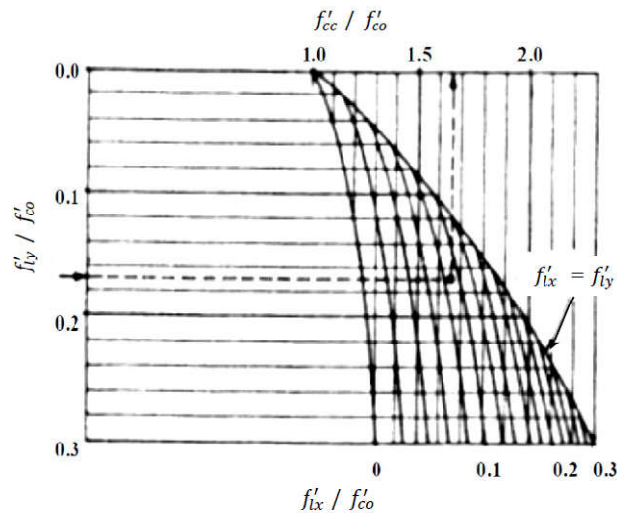


Figure 4.8 : Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement pour des sections rectangulaires

#### 4.6 Modèle de béton en traction

La résistance à la traction de béton est généralement moins de 10% de la résistance à la compression. Elle peut être obtenue par des essais directs de traction. Cependant pour les difficultés d'expérimentation, l'essai direct de traction n'est pas fréquemment utilisé [12]. La résistance à la traction du béton peut être évaluée par un essai de flexion effectué sur des échantillons prismatiques à des fins de recherche [73]. La courbe contrainte-déformation du béton en traction directe présente généralement une partie ascendante raide et une branche descendante raide, au début, plus au moins plate jusqu'à rupture. Le module de Young à l'origine reste le même que le module de Young en compression. La Figure 4.9 montre bien ces aspects :

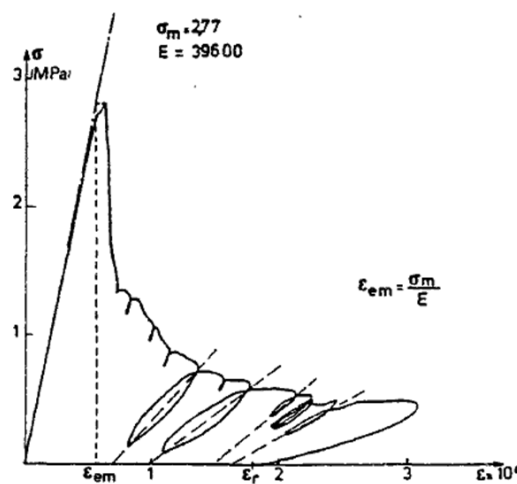


Figure 4.9 : Courbe expérimentale contrainte - déformation en traction [12] [93]

Pour les modèles qui représentent le comportement de béton en traction, **Mander et al** [60] ont supposé que la courbe contrainte-déformation de béton en traction est linéaire jusqu'à la résistance de béton à la traction qui est donné par la relation suivante :

$$f_t = 7.5\sqrt{f_c'} \quad (4.29)$$

La valeur de résistance du béton à la traction est la même dans le béton confiné et non confiné. Lors la contrainte  $f_c$  est inférieure à la résistance de béton à la traction  $f_t$ . La contrainte  $f_c$  est donnée par la relation suivante :



$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad (4.30)$$

Mais si  $f_c > f_t$   $f_c = 0$

Où  $E_c$  est le module d'élasticité de béton, et  $\varepsilon_c$  est la déformation en traction du béton.

#### 4.7 Béton de fibre

L'application de béton de fibres métalliques au début n'est pas largement répandue à cause du coût, Mais récemment, En raison de ses avantages, elle a pris de l'importance chez un nombre de chercheurs, pour élaborer des principes directives, afin d'avoir des règles de conception uniformes [87]

Le béton est un matériau fragile avec une faible capacité de déformation à la traction. Les fissurations dans la zone d'interface et le mortier, sont parmi les facteurs responsables dans la résistance faible à la traction [96]. Lorsque des fibres courtes et discrètes sont malaxées avec le béton de façon aléatoire, le béton présente une performance meilleure non seulement sous les charges statiques, mais aussi sous les charges de chocs et impulsifs [89]. Où, Lorsque les fibres métalliques se mélangent dans le béton, ses particules de fibre occupent les espaces autour des gros agrégats avec la pâte de ciment hydraté, la présence des fibres à cet espacement, arrête l'ouverture des fissurations et leurs expansions [13]), aussi, le béton de fibres présente une capacité de déformation améliorée sous les contraintes de traction, et aussi sous les contraintes de compression, mais l'augmentation de capacité de déformation à la traction est plus grande que l'augmentation de la capacité de déformation à la compression [71]. Vu que l'augmentation de résistance à la flexion est reliée à la résistance de la zone tendue, la présence de fibre contribue à l'augmentation de la résistance à la flexion [30].

##### 4.7.1 Modèle de béton de fibres en compression [84]

Quand on ajoute des fibres courtes d'acier aléatoirement dans le béton, son comportement en compression s'améliore après la valeur maximale de la résistance qui augmente légèrement, et cela en comparaison avec le béton ordinaire, où la courbe contrainte-déformation de béton de fibre, aura une pente moins raide, et cela à cause de l'existence de fibres qui dissipent l'énergie pendant la fissuration de béton. La figure 4.10 montre la courbe contrainte-déformation en compression d'échantillons de béton de fibres

d'acier avec un rapport d'aspect différent. En similitude du béton ordinaire, le béton de fibres présente un comportement linéaire élastique jusqu'à une contrainte égale à 30% de la résistance maximale de béton en compression, dans cette phase, la microstructure de béton reste stable. Après l'augmentation progressive de contrainte dans l'échantillon jusqu'à 50% de résistance maximale de béton en compression, la réponse contrainte-déformation, commence à s'incliner, ce début de non linéarité, apparait principalement à cause de l'expansion des fissurations. Après que la contrainte aurait dépassé 50% de la résistance maximale de béton en compression, les fibres métalliques commencent leurs activités en retardant les microfissures. L'effet de fibres métalliques devient visible après 70% de résistance maximale de béton en compression. Cette visibilité est due à l'empêchement de l'ouverture et de l'expansion par les fibres.

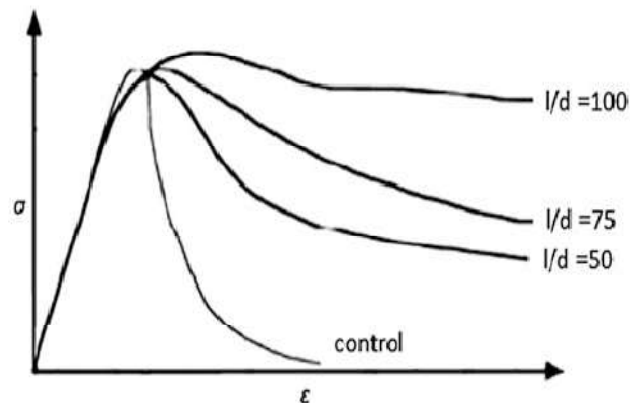


Figure 4.10 : courbe contrainte-déformation pour un échantillon de béton armé avec un rapport d'aspect différent.

Puisque la résistance maximale à la compression de béton de fibre et le module de Young sont marginalement affectés, par le type de fibres et leur quantité, leurs estimations seront avec les relations utilisées dans le béton ordinaire. Pour cela on peut utiliser la courbe de réponse contrainte –déformation de béton ordinaire dans la conception, sans que cela influence sur le résultat final [95].

#### 4.7.2 Modèle de béton de fibres en traction [84]

Pour obtenir une performance satisfaisante, pour n'importe quel élément structurel, il est nécessaire que l'élément possède une résistance acceptable dans la compression et la traction, les fibres d'acier, ajoutées au béton améliorent la résistance à la traction après les

fissurations. La valeur de la résistance en traction dans le béton de fibres est prise similaire à la valeur de la résistance en traction dans le béton ordinaire, et ce, car les fibres s'activent seulement après la fissuration du béton. Ainsi avant l'échec, un élément de béton de fibres pourra être soumis à des grandes déformations et ce, à cause de fibres existantes aléatoirement dans le volume de béton.

La figure 4.11 montre la courbe de contrainte-déformation typique ( $\sigma - \varepsilon$ ) pour un échantillon de béton de fibre en traction, qui se compose de trois phases :

Dans la première phase, le béton de fibre présente un comportement linéaire élastique, qui indique qu'il n'existe pas de fissures dans l'échantillon. Les fibres à ce stade n'ont pas d'effet sur la résistance maximale, Ainsi à cette phase, la loi Hooke est appliquée pour obtenir la réponse contrainte-déformation de béton. La fin de la phase 1 signifie le début de fissuration et l'activation des fibres dans le béton de fibre.

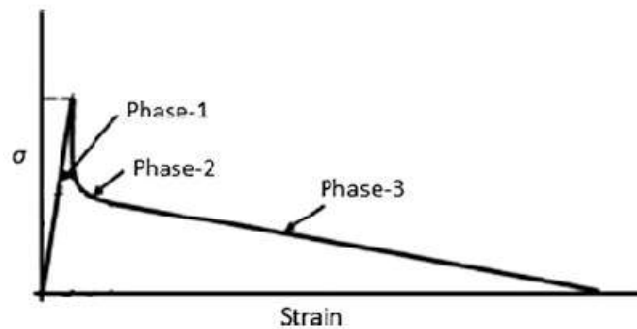


Figure 4.11 : la courbe contrainte-déformation pour un échantillon de béton de fibres à la traction

Dans la phase 2, la fissuration commence dans le béton ce qui entraîne une forte diminution de la valeur de la contrainte, A ce stade il y a une action composite, entre le mortier et les fibres, qui assurent la résistance requise. A la fin de la phase 2, les fibres commencent à perdre leur adhérence, à cause des ouvertures des fissures.

Dans la phase 3, les fibres commencent à résister contre les ouvertures, et avec l'augmentation des ouvertures des fissures, la plupart des fibres se retirent et ne reste aucune résistance résiduelle. Cela arrive généralement après une déformation égale à 0,040.

Beaucoup de modèles ont été proposés pour simplifier la relation contrainte-déformation de béton de fibre en traction, et qui s'utilisent dans l'analyse et la conception des éléments structuraux [57] [98] [15]. Ces modèles, malgré leur simplicité, en générale comprennent des paramètres dont la détermination est considérée compliquée proportionnellement, surtout celles ayant relation avec les essais de laboratoire spécifiques.

Le modèle multilinéaire de **Neocleous, et al** [68] est un modèle simple, qui prend en considération les trois phases de courbe contrainte- déformation de béton de fibres à la traction. Et c'est le modèle utilisé dans cette étude.

#### 4.7.3 Modèle multilinéaire de béton de fibres en traction de Neocleous, et al [68]

Ce modèle se caractérise par sa simplicité et sa précision, c'est une représentation simplifiée de la réponse réelle contrainte-déformation qui est montrée dans la figure 4.13. Il a été dérivé en adoptant une analyse technique inversée sur les résultats obtenus à partir des essais de traction sur des éprouvettes prismatiques en béton de fibres. Chaque éprouvette est caractérisée par le type de fibre utilisé et son pourcentage dans la masse de béton. Les types de fibres utilisés sont : des fibres d'acier industrielles (ISF-1 ISF-2), les fibres obtenues en coupant le câble utilisé dans l'industrie des pneus de voitures à 50 mm (VSF) ou les fibres récupérées des pneus usés, par moyen de décomposition thermique (PRSF) ou déchiquetage des pneus (SRSF) (figure 4.12), L'utilisation de deux derniers types est économique et bénéfique pour l'environnement, en plus à son rôle principal dans l'amélioration de la résistance à la flexion et l'amélioration de la ductilité du béton.

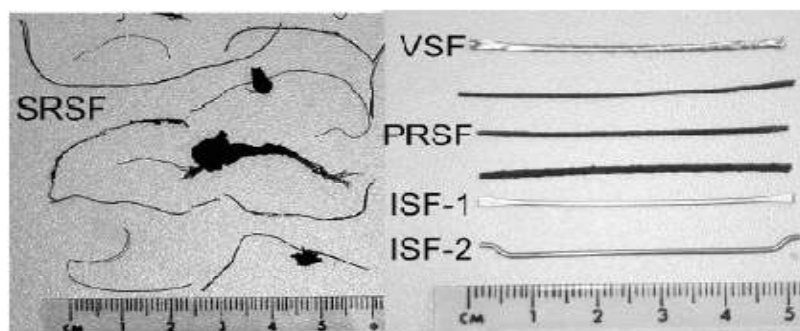


Figure 4.12 : Types de fibres utilisées pour renforcer les éprouvettes de béton [68]

Les résultats obtenus montrent qu'il existe une relation directe entre la valeur de la contrainte maximale à la traction  $\sigma_{ut}$  normalisé à la résistance de béton ordinaire  $\sigma_{up}$  avec

le pourcentage en poids de fibres  $v_f$ . La contrainte maximale à la traction peut être estimée par l'équation suivante :

$$\sigma_t^u = \sigma_{t,p}^u (1 + 0.32\nu) \quad (4.31)$$

La première phase de la courbe contrainte-déformation en traction (Figure 4.13) est linéaire élastique sans modification jusqu'à la contrainte maximale à la traction  $\sigma_{ut}$ , la déformation  $\varepsilon_{ut}$  correspondante à cette valeur de traction est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_t^u = \sigma_t^u / E_{cm} \quad (4.32)$$

Où  $E_{cm}$  Module d'élasticité de béton ordinaire qui est le même dans la compression.

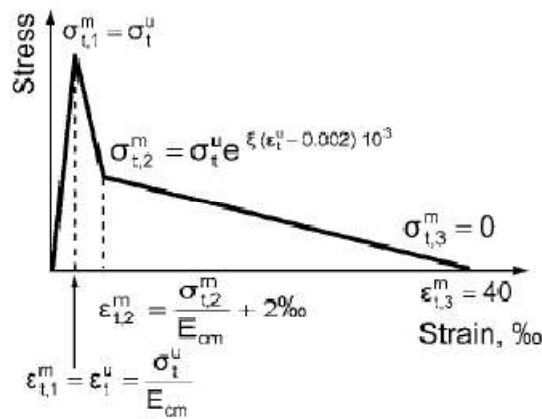


Figure 4.13 : Modèle de la contrainte – déformation à la traction de béton de fibres de **Neocleous, et al [68]**

Dans la deuxième phase de la courbe, une diminution exponentielle de contrainte est introduite, qui peut être donnée par l'équation suivante, et ceci pour simuler la descente de la quantité de contrainte à cette phase :

$$\sigma_{t,2}^m = \sigma_t^u e^{\xi(\varepsilon_t^u - 0.002) 10^3} \quad (4.33)$$

La quantité de diminution, après la fissuration est exprimée en fonction de type de fibres, elle est déterminée par les facteurs  $\xi$  ce dernier est déterminé expérimentalement

sa valeur pour chaque type de fibres est donnée dans le tableau 1.4, la déformation correspondante est déterminée par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{1.2}^m = \frac{\sigma_{t.2}^m}{E_{cm}} + 2\text{‰} \quad (4.34)$$

La troisième phase de la courbe est simplifiée et comprend une diminution linéaire de la contrainte jusqu'à zéro, à cette valeur de contrainte la déformation ultime est égale à 40‰ .

**Tableau 1.4 :** Facteurs pour le modèle proposé

Type de fibre	Facteurs $\xi$
<b>VSF</b>	<b>0.20</b>
<b>PRSF</b>	<b>0.28</b>
<b>ISF-1</b>	<b>0.17</b>
<b>ISF-1</b>	<b>0.19</b>
<b>SRSF</b>	<b>0.51</b>

#### 4.8 Courbe contrainte –déformation d'acier des armatures

La loi contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone est bien connue. Cette loi présente successivement des parties élastiques, plastiques et écrouissage, (Figure 4-14) présente les courbes contrainte-déformation de deux types d'acier. Cette loi est supposée la même en traction et en compression. Les résultats d'essais confirment la validité de cette hypothèse. La contrainte au point de plastification est appelée la résistance de plastification, et qui est une caractéristique très importante de l'acier d'armature. [73]

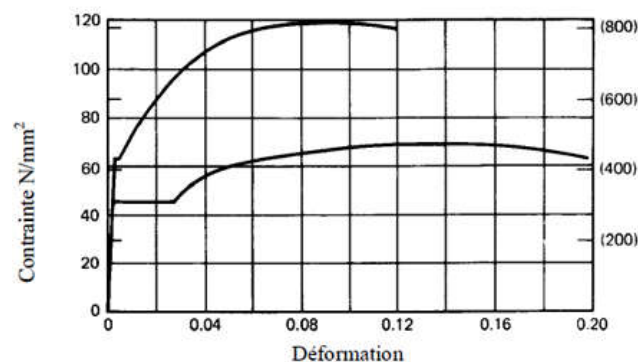


Figure 4-14 : courbes contrainte-déformation de l'acier

Dans le programme SAP 2000 utilisé dans cette étude deux types de courbes contrainte-déformation sont disponibles pour décrire le comportement d'acier des armatures. Ces deux types sont : (simple) et (park), qui sont identiques sauf dans la zone d'écroutissage où les courbes (simple) utilisent une forme parabolique, plutôt les courbe (park) utilisent une forme sur une base empirique, (figure 4.15).

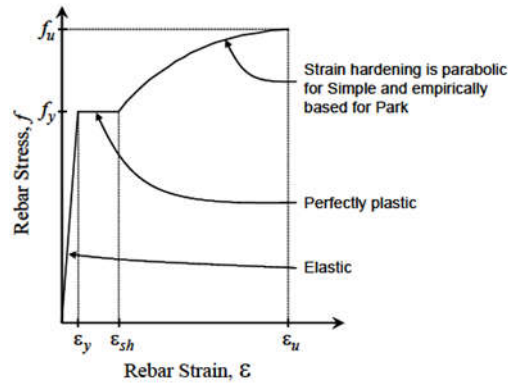


Figure 4.15 : Courbe contrainte-déformation de l'acier armatures intégrée dans le programme SAP 2000

Où

$\varepsilon_{sh}$  : Déformation à la limite élastique de l'acier.

$\varepsilon_y$  : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écroutissage.

$\varepsilon_u$  : Déformation ultime de l'acier.

$f_y$  : Contrainte à la limite élastique de l'acier.

$f_u$  : Contrainte ultime de l'acier.

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

La courbe se compose de trois zones qui sont : la zone élastique, la zone parfaitement plastique et la zone d'écroutissage, ces trois zones sont représentées par les équations suivantes :

Pour la zone élastique :  $\varepsilon \leq \varepsilon_y$

$$f = E \varepsilon \quad (4.56)$$

Pour la zone parfaitement plastique:  $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$

$$f = f_y \quad (4.57)$$

Pour la zone d'écroutissage :  $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u$

Pour la courbe simple :

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}} \quad (4.58)$$

Pour la courbe de Park :

$$f = f_y \left( \frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \quad (4.59)$$

Où :

$$r = \varepsilon_u - \varepsilon_{sh} \quad (4.60)$$

Et

$$m = \frac{(f_u/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (4.61)$$



## CHAPITRE 5

### **Effets des caractéristiques des rotules plastiques et mode de chargement sur les résultats d'analyse Pushover**

#### **5.1 Introduction**

Les techniques de modélisation et d'analyse influencent significativement, sur les résultats de l'analyse statique non linéaire. Pour cela, il faut être précis lors de la modélisation de la structure étudiée du côté des caractéristiques et des dimensions géométriques des éléments et leurs sections, aussi du côté de la définition des caractéristiques des matériaux et leurs comportements et surtout le comportement non linéaire, en plus de l'attribution des charges appliquées au modèle d'une forme plus proche à la réalité. Plusieurs programmes permettent d'effectuer l'analyse non linéaire parmi ces programmes le programme SAP2000 qui est utilisé dans ce chapitre pour étudier les caractéristiques des rotules plastiques sur les résultats de l'analyse Pushover et aussi pour étudier l'influence du mode de chargement latéral sur le comportement de structure tridimensionnel, et ce afin qu'on contribue dans l'évaluation des techniques de modélisation.

#### **5.2 Influence de type de rotule plastique**

La modélisation est parmi les étapes principales dans l'analyse Pushover, le modèle utilisé doit prendre en considération le comportement non linéaire des éléments structurels et cela en attribuant la capacité de résistance et de déformation pour chaque élément. La capacité de déformation ultime est basée sur la courbure ultime et sur la longueur de la rotule plastique. La courbure ultime et la longueur de la rotule plastique, chacune d'elles diffère selon les normes adoptées. Les caractéristiques citées dans le règlement FIMA-356 et ATC-40, sont souvent les plus préférées, et ce à cause de leurs aptitudes et leurs simplicités et aussi, de ce qu'elles épargnent d'efforts [49]. Mais les hypothèses sur lesquelles elles se basent sont compatibles avec les normes américaines, qui ne peuvent être appropriées avec les normes appliquées dans d'autres pays, comme l'Algérie, ainsi il est favorisé de définir les caractéristiques non linéaires des éléments de la part de

l'utilisateur. Les caractéristiques disponibles de la rotule, dans le programme SAP2000 utilisées dans cette étude sont présentées comme suit :

### 5.2.1 Caractéristiques de rotule plastique dans le programme SAP 2000 [97]

Le programme d'analyse structurel SAP 2000 est un programme qui se base sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé pour la modélisation et pour l'analyse, parmi ses caractéristiques principales, son utilisation dans l'analyse statique et dynamique et dans l'analyse linéaire et non linéaire des structures. Dans ce programme l'élément de portique est modélisé comme un élément linéaire, il a des caractéristiques élastiques linéaires, tandis que les caractéristiques force-déplacement non linéaire de chaque élément de portique, sont modélisées comme rotules. Les caractéristiques de rotules plastiques dans le programme SAP 2000 sont montrées sur la figure 5.1.

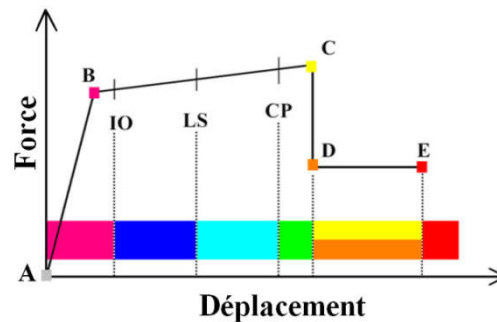


Figure 5.1 : Courbe force-déplacement ou moment-rotation pour une définition de rotule utilisée dans SAP2000 (courbe de déformation plastique)

La figure montre que la réponse est linéaire du point A jusqu'au point de plastification B, à partir de ce point B la réponse aussi est linéaire mais avec une rigidité réduite jusqu'au point C, après cela une grande diminution est observée dans la résistance de chargement latéral jusqu'au point D. La résistance résiduelle du point D jusqu'à E permet aux éléments de portique de supporter les charges gravitaires, après cela la résistance est inexistante.

On peut assigner les rotules à n'importe quel emplacement aux points de plastification probable sur la longueur de l'élément, ou aux extrémités, la rotule plastique représente le comportement post-plastification à un seul degré de liberté ou plus. Les rotules de moment de flexion, les rotules de la force axiale et les rotules de cisaillement

sont disponibles dans le programme, pour qu'ils soient modélisés sur la longueur de l'élément. La rotule (PMM) qu'on obtient, à base sur l'interaction de force axiale, et le moment de flexion, peut être modélisée dans l'emplacement de la rotule. Plus d'un seul type de rotules, peut se trouver au même emplacement.

Il y a trois types de caractéristiques de rotules dans le programme SAP 2000 qui sont les caractéristiques de la rotule par défaut, les caractéristiques de rotule définies par l'utilisateur et les caractéristiques de rotule engendrée, seulement les caractéristiques de rotule par défaut et les caractéristiques définies par l'utilisateur peuvent être assignées aux éléments de portique. Lorsque ces caractéristiques sont assignées, le programme crée automatiquement des caractéristiques engendrées pour chaque rotule. Les caractéristiques de flexion sont définies par des relations moment-rotation assignées comme des rotules aux extrémités des poutres. Tandis que pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques aux extrémités du poteau, il faut définir la surface d'interaction tridimensionnelle, pour cinq diagrammes d'interaction force axiale-moment de flexion, l'espacement entre les diagrammes est égal, en plus il faut définir la relation moment-rotation.

Lors le choix de l'option de caractéristiques de rotule par défaut, le programme SAP 2000 calcule les relations moments-rotation pour les poutres et les poteaux et les diagrammes d'interaction des poteaux à base des caractéristiques de la section, du matériau et du contenu des armatures, et ce à base des critères simplifiés de FFMA 356 et ATC 40 par contre, lors du choix de l'option de caractéristiques de rotule par l'utilisation l'utilisateur doit effectuer une analyse moment courbure pour chaque élément de la structure.

Un nouveau type de rotule a été créé dans les versions modernes du programme SAP 2000, c'est la rotule de fibres qui utilise la formulation de plasticité distribuée à la longueur de la rotule plastique. La rotule de fibre dans le programme SAP 2000 peut être définie par l'utilisateur ou définie par défaut pour certains types de section de portique, ce type de rotule est utilisé pour définir le comportement force axiale-moment. dans la rotule de fibre chaque fibre dans la section transversale a un emplacement, une surface déterminée et une courbe contrainte-déformation de matériau. La somme de comportement de toutes les fibres au niveau de la section, puis la multiplier par la longueur de la rotule, donne les relations force-axiale-déformation et moment-rotation. Le comportement de cisaillement

n'est pas considéré dans les fibres, plutôt il est calculé pour les sections de portique en utilisant le module de cisaillement élastique.

La rotule de fibre PMM est plus naturelle que la rotule de PMM citée précédemment, vu qu'elle est calculée automatiquement, l'interaction, les variations de courbe moment –rotation et la déformation axiale-plastique, mais ce type de rotule est considéré ayant une densité de calcul plus grande, ce qui demande une grande capacité de mémoire de l'ordinateur et un temps long d'exécution. Pour obtenir l'équilibre optimal entre la précision et l'efficacité de calcul, l'utilisateur doit avoir l'expérience nécessaire pour connaître le nombre de fibres nécessaires à l'analyse. La perte de résistance dans la rotule de fibre est déterminée par la perte de résistance dans les courbes contraintes-déformation, puisque toutes les fibres dans la section transversale, ne perdent pas la résistance en même temps, les rotules de fibre tendent à présenter une perte de résistance plus progressive des rotules à des courbes-moment-rotation directement déterminées.

### 5.2.2 Description de la structure

La structure de base dans cette étude est une structure tridimensionnel en béton armé qui se compose de cinq niveaux (figure 5.2), la structure est conçue selon les règles parasismiques algériennes RPA 2003, elle est considérée comme une structure de construction à usage d'habilitation avec un système de contreventement assuré par portiques. Cette structure est située dans une zone sismique à forte sismicité (Zone III) pour le but de l'étude la condition de nombre de niveau, recommandé par RPA 2003 avec ce système de contreventement, qui ne doit pas dépasser deux, n'a pas été prise en considération. La modèle structurel est nommé : S3D3, où les symboles de sa nomination indiquent **S** : Structure, **3D** : Tridimensionnel, **3** : la hauteur du niveau 1 par mètre.

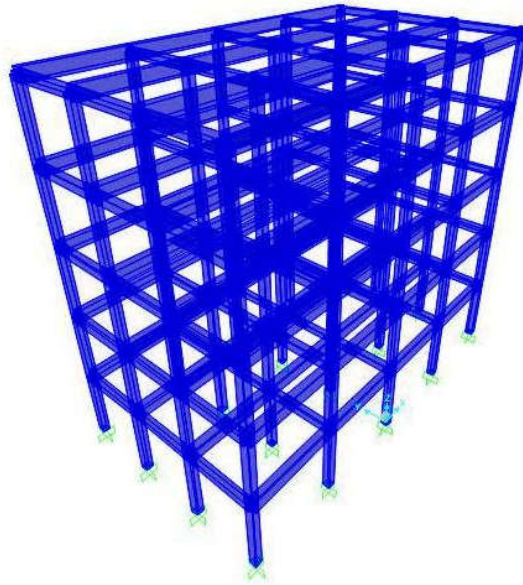


Figure 5.2 : Modèle structurel S3D3

La structure est 16×9 m en plan, et la hauteur de chaque niveau est 3m. La figure 5.3 montre la vue en plan de la structure S3D3, la vue en élévation pour les portiques z et c dans le sens x et y respectivement de la structure S3D3 et les dimensions des poteaux et les poutres principales et secondaires sont montrées sur la figure 5.4

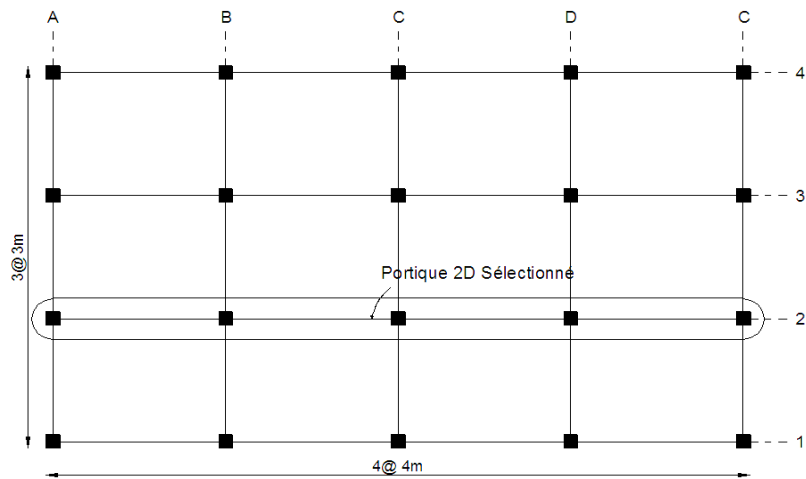
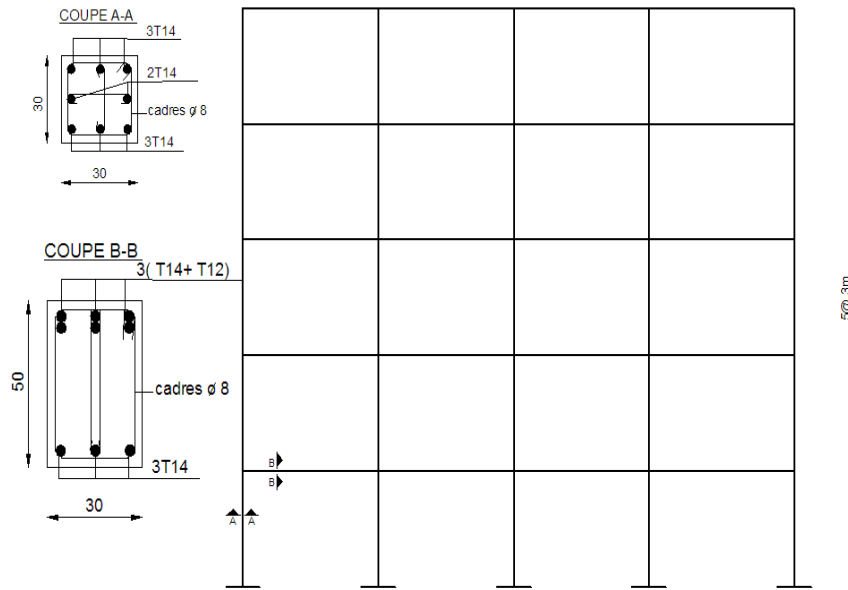
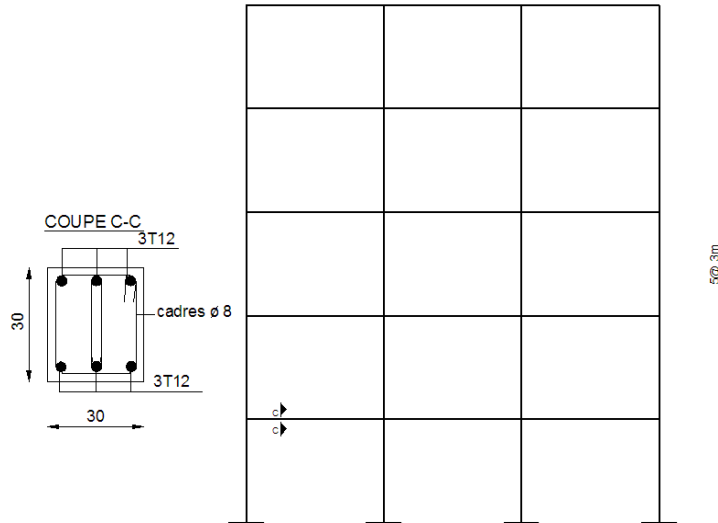


Figure 5-3 : Vue en plan du modèle S3D3



(a)



(b)

Figure 5-4 : Propriétés des portiques : (a) portique 2, (b) portique c.

Les charges gravitaires du modèle sont les charges permanentes et les charges d'exploitation, qui sont la somme des charges verticales des dalles prises comme des charges uniformément réparties.

Dans le sens x, pour les portiques intermédiaire 2 et 3 au niveau de la terrasse, la charge permanente ( $G= 17.34 \text{ KN/ml}$ ) et les charges d'exploitation ( $Q= 3\text{KN/ml}$ ). Dans les autres niveaux ( $G= 16.53\text{KN/ml}$ ), ( $Q=4.5\text{KN/ml}$ ). Pour les portiques de rives 1 et 4 au niveau de la terrasse, les charges permanentes  $G= 10.17 \text{ KN/ml}$  et les charges d'exploitation ( $Q= 1.5\text{Kn/ml}$ ), et dans les autres niveaux ( $G= 9.76\text{KN/ml}$ ) et ( $Q=2.25\text{KN/ml}$ ).

Dans le sens y, les charges gravitaires sur les portiques sont le poids propre des poutres secondaires, qui sont prises comme une charge uniformément répartie  $G= 2.25 \text{ Kn/ml}$ .

La masse sismique est concentrée au centre de masse pour chaque niveau, elle est égale  $140.53 \text{ t}$  au niveau de la terrasse, et  $155.907\text{t}$  pour les autres niveaux, elle est déterminée pour effectuer l'analyse dynamique du modèle en utilisant le programme SAP2000.

Dans la phase de l'étude de l'influence des caractéristiques des rotules plastiques, et étant donné le grand effort requis pour définir les caractéristiques définies par l'utilisateur pour chaque élément du modèle, on sélectionne uniquement le portique intermédiaire 2 comme il est présenté dans les figures 5.2 et 5.3 pour représenter un modèle 2D du modèle S3D3. Ce portique est nommé le modèle S2D3. Mais dans le reste des phases de l'étude, la structure est étudiée comme un modèle tridimensionnel.

### **5.2.3 Définition des caractéristiques des rotules plastiques du modèle S2D3**

Pour étudier l'effet des caractéristiques des rotules plastiques sur le comportement non linéaire du modèle, on définit les caractéristiques pour trois types de rotules plastiques et ce comme suit :

#### **5.2.3.1 Les caractéristiques des rotules définies par l'utilisateur**

Pour définir les caractéristiques des rotules définies par l'utilisateur, il faut effectuer des analyses moment-courbure pour chaque poteau du modèle S2D3, vu la variation de la charge axiale verticale appliquée sur chaque poteau, en prenant en considération la

symétrie du modèle étudié. Le programme « section designer » intégré dans le programme SAP2000 est utilisé pour calculer la courbe moment-courbure de la section. Les petits détails pour calculer la courbe moment-courbure diffèrent selon le code de construction adopté, mais la méthodologie est la même concernant tous les codes de construction comme s'est cité au chapitre 3. L'étape importante pour créer la courbe moment-courbure est la définition de la courbe contrainte-déformation pour le béton et pour l'acier de ferrailage, aussi pour créer cette courbe moment-courbure, il faut définir la géométrie de la section et la force axiale considérée. La figure 5.5, présente la courbe contrainte-déformation du béton déterminé selon le modèle de **Mander** de béton non confiné à partir des données suivantes: La résistance maximale de béton ( $f_c = 25MPa$ ) correspondant à déformation ( $\varepsilon_c = 0.002$ ), la déformation ultime ( $\varepsilon_u = 0.0035$ ), et le module d'élasticité ( $E = 32164.2 MPa$ ). Ce modèle de **Mander** prend en considération la résistance à la traction du béton.

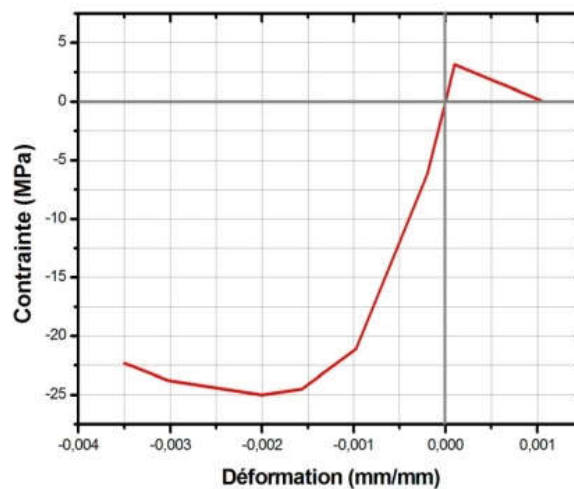


Figure 5.5 : Courbe contrainte-déformation du béton selon le modèle de Mander

La figure 5.6 présente la courbe contrainte-déformation d'acier défini selon le modèle « simple », les données suivantes sont prises en considération: la contrainte à la limite élastique ( $f_y = 400Mpa$ ), la contrainte ultime ( $f_u = 480Mpa$ ) et le module d'élasticité ( $E = 200000Mpa$ ).



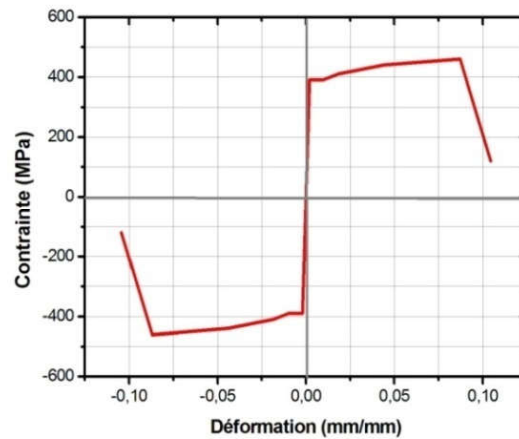


Figure 5.6 : Courbe contrainte-déformation d'acier selon le modèle « simple»

Comme exemple, on choisit le poteau (2C1) soumis à une force axiale égale à 171.46 KN (le dernier chiffre à la nomination du poteau indique le niveau de son existence), la courbe moment-courbure réelle et idéale du poteau, est représentée sur la figure 5.7, elle est obtenue en utilisant le programme « section designer ». Les valeurs utiles extraites de cette courbe sont : le moment à l'état limite élastique et la courbure correspondante. Le moment idéal et la courbure correspondante, aussi le moment ultime et la courbure correspondante.

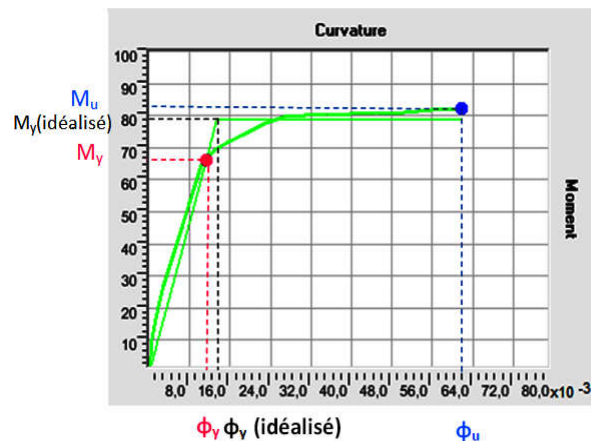


Figure 5.7 : Courbe moment-courbure réelle et idéale du poteau (2C1)

De la même méthode on calcule la courbe moment-courbure pour tous les poteaux du modèle en prenant en considération la variation de chargement axial vertical appliquée sur chaque poteau. Pour les poutres vu qu'elles possèdent la même section et le même

chargement axial égal à zéro, elle a la même courbe moment-courbure. Les résultats de tous les éléments du modèle sont résumés dans le tableau 5.1

**Tableau 5.1:** Valeurs caractéristiques de la courbe moment- courbure des éléments de modèle S2D3

poteau	Force axiale (KN)	$\phi_y$	$M_y$ (KN.m)	$\phi_y$ ( <i>idéalisée</i> )	$M_y$ ( <i>idéalisé</i> )	$\phi_u$	$M_u$ (KN.m)
2A1 2E1	171.46	0,0112	66,0261	0,0134	78,9175	0,0617	82,14
2A2 2E2	138.73	0,011	63,42	0,0132	75,7943	0,0678	78,393
2A3 2E3	104.69	0,0107	58,677	0,0133	72,4283	0,0722	75,0288
2A4 2E4	69.90	0,0105	55,8102	0,0129	68,6345	0,0754	71,8406
2A5 2E5	34.43	0,0103	51,865	0,0129	64,911	0,0845	67,7497
2B1 2D1	351.72	0,0125	83,6852	0,0141	94,244	0,0411	96,3167
2B2 2D2	279.82	0,012	76,8527	0,0138	88,722	0,0481	90,3167
2B3 2D3	209.71	0,0115	69,6786	0,0136	82,6217	0,0581	84,9857
2B4 2D4	140.60	0,011	63,7408	0,0132	76,0095	0,0676	78,5761
2B5 2D5	72.40	0,0105	55,9015	0,013	68,8716	0,0748	72,1141
2C1	356.12	0,0125	84,4738	0,014	94,7573	0,0407	96,6611
2C2	286.50	0,012	78,3259	0,0137	89,2345	0,047	92,62
2C3	215.95	0,0116	71,2974	0,0135	83,0981	0,056	86,4264
2C4	144.88	0,0111	64,6055	0,0131	76,5162	0,067	78,9871
2C5	73.35	0,0105	55,9167	0,013	68,922	0,0745	72,1735
poutre	0	0,00514	71,375	0,00635	88,1503	0,0916	94,6739

La courbe qu'il faut introduire dans le programme SAP2000 est la courbe qui représente la relation courbe- rotation plutôt que la courbe moment-courbure, pour cela il faut calculer la rotation à la limite élastique et la rotation ultime, selon le règlement EC8 en

utilisant les équations présentées dans l'annexe A .L'espacement entre les armatures transversales est pris égal à 100 mm.

Les résultats d'analyse moment-rotation de poteau (2C1) sont réduits à cinq points comme il est indiqué sur le tableau 5.2, où  $\theta_p$  est la différence entre la rotation ultime et la rotation à la limite élastique.

**Tableau 5.2:** Caractéristiques de la rotule définie par l'utilisateur du poteau (2C1)

point	Moment/ SF		Rotation/SF	
A		0	0	0
B	$M_p/M_p$	1	0	0
C	$M_u/M_p$	1,041	$\theta_p/\theta_y$	2,262
D	$0.2 M_u/M_p$	0,208	$\theta_p/\theta_y$	2,262
E	$0.2 M_u/M_p$	0,208	$3/2. \theta_p/\theta_y$	3,393

Après cela, on définit les critères d'acceptation IO, LS et CP qui représentent: l'occupation immédiate, la sécurité de la vie et la prévention de la rupture, respectivement elles sont prises égales à 10%, 60%, 90% de la capacité de déformation de la rotule plastique. Le tableau (5-3) présente les critères d'acceptation pour le poteau (2C1).

**Tableau 5-3:** Critères d'acceptation de la rotule définie par l'utilisateur du poteau (2C1)

IO	$10\%. \theta_p/\theta_y$	0,226
Ls	$60\%. \theta_p/\theta_y$	1,357
CP	$90\%. \theta_p/\theta_y$	2,036

Les courbes d'interaction (PMM) qu'il faut utiliser lors la définition de la rotule plastique pour chaque poteau, sont aussi calculées par le programme «section designer » à degrés différents de rotation de l'axe neutre, par rapport à l'axe principal de la section. Pour chaque section transversale des poteaux, on définit sept courbes d'interaction correspondantes aux degrés de rotation : 0, 15, 30, 45, 60, 75 et 90 degré

La figure 5.8 présente la courbe d'interaction de la section du poteau (2C1) au degré de rotation de l'axe neutre égal à 0 où  $M_3 = 0$ .

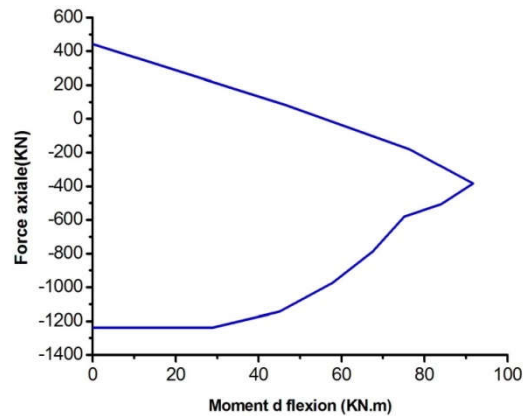


Figure 5.8 : Diagramme d'interaction PM du poteau (2C1)

### 5.2.3.2 Caractéristiques de rotules par défaut :

Quant on applique les caractéristiques des rotules par défaut, le programme SAP2000 combine ses critères par défaut avec les caractéristiques de la section précise pour créer des caractéristiques de rotules par défaut finales, et cela par la détermination des coordonnées des points A. B. C. D et par le calcul des critères d'acceptation IO, LS, CP. (La figure 5-1), les critères intégrés des éléments du béton armé se basent sur les critères de FEMA- 356 pour les poteaux et les poutres et ce comme s'est présenté sur les tableaux de l'annexe A.

Les rotules par défaut, attribuées aux poteaux ont les même caractéristiques, malgré le changement de la valeur de chargement axial, qui fait varier la valeur de rotation à la limite élastique et la valeur de la rotation ultime. Les caractéristiques de rotule par défaut des poteaux et des poutres du modèle S2D3 sont présentées dans le tableau 5.4

**Tableau 5-4** : Caractéristiques de rotules par défaut définies pour les poteaux et les poutres du modèle S2D3

	Poutres		Poteaux	
Point	Moment/SF	Rotation/SF	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.0465	-0.2	-0.06
D-	-0.2	-0.0242	-0.2	-0.0323
C-	-1.1	-0.0241	-1.1	-0.032
B-	-1	0	-1	0
A	0	0	0	0
B	1	0	1	0
C	1.1	0.025	1.1	0.032
D	0.2	0.0251	0.2	0.0323
E	0.2	0.05	0.2	0.06

Lors la définition des caractéristiques par défaut des rotules plastiques pour chaque poteau du modèle S2D3, les critères d'acceptation sont :  $IO= 0.005$  et  $IS= 0.045$  et  $CP= 0.06$ . A partir de cela on observe que les critères sont situés entre les points B et E, à la différence du cas des caractéristiques définies par utilisateur, où les critères IO et CP sont situés entre les points B et C, le point C dans ce cas, est considéré un point ultime.

### 5.2.3.3 Caractéristiques des rotules de fibres :

Au contraire des deux types de rotule cités précédemment, le modèle de rotule de fibres n'a pas besoin de détails des relations moment-rotation de la section transversale située à l'extrémité de l'élément. Ces relations seront le résultat lors l'utilisation de la rotule de fibres pendant une analyse dynamique non linéaire ou statique non linéaire.

Dans la rotule de fibres, les fibres sont distribuées sur la section transversale de l'élément portique, chaque fibre a un emplacement (coordonné), une surface et une courbe

contrainte-déformation de matériau. Les rotules de fibre dans le programme SAP2000 se créent automatiquement par le programme, et ce pour les sections des élément de portique rectangulaires ou circulaires. Aussi dans le programme SAP2000 l'utilisateur peut définir les rotules de fibres et cela par la définition de nombre de fibres, ses emplacements, ses surfaces et ses matériaux, à condition que la somme de surfaces de fibres est égale à la surface de la section.

Cette définition de l'utilisateur est le choix utilisé dans cette étude. On choisit pour la section de poteau 25 fibres, 8 fibres de béton non confiné, 8 fibres d'acier d'armature et 9 fibres de béton confiné (figure 5-9).

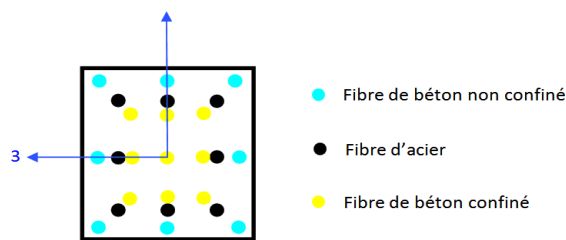


Figure 5-9 : Modèle de fibre de la section transversale du poteau (2C1)

Le tableau 5.5 présente la surface, les coordonnées et le matériau de chaque Fibre. Dans la direction de l'axe 2, l'insigne positif indique les fibres de la partie supérieure de la section l'insigne négatif indique les fibres de la partie inférieure. La coordonnée "0" sur l'axe 2 indique les fibres qui se trouvent au centre de la section.

Pour la section de la poutre, on choisit 21 fibres, 8 fibres de béton non confiné, 4 fibres d'acier d'armature et 9 fibres de béton confiné, (figure 5.10).

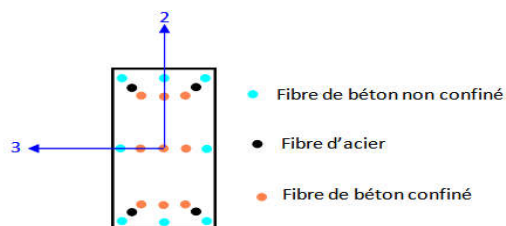


Figure 5-10: Modèle de fibre de la section transversale de la poutre

Le tableau 5-6 présente la surface, les coordonnées et le matériau chaque fibre, où la somme de surface de fibres de béton non confiné est égale à la surface qu'elle occupe dans la section. La même chose pour les fibres d'acier d'armature et pour les fibres de béton confiné.

**Tableau 5-5:** Détails des fibres de la section du poteau (2C1)

fiber	Surface (cm <sup>2</sup> )	Coordonnées sur l'axe 3 (cm)	Coordonnées sur l'axe 2 (cm)	Matériaux
1	1,54	9,5	-9,5	Acier
2	1,54	9,5	0	Acier
3	1,54	9,5	9,5	Acier
4	1,54	-9,5	-9,5	Acier
5	1,54	-9,5	0	Acier
6	1,54	-9,5	9,5	Acier
7	1,54	0	-9,5	Acier
8	1,54	0	9,5	Acier
9	46,6	-12,61	12,61	Béton non confiné
10	66	0	12,61	Béton non confiné
11	46,6	12,61	12,61	Béton non confiné
12	66	-12,61	0	Béton non confiné
13	66	12,61	0	Béton non confiné
14	46,6	-12,61	-12,61	Béton non confiné
15	66	0	-12,61	Béton non confiné
16	46,6	12,61	-12,61	Béton non confiné
17	43,7	-7,81	7,81	Béton confiné
18	43,7	0	7,81	Béton confiné
19	43,7	7,81	7,81	Béton confiné
20	43,7	-7,81	0	Béton confiné
21	87,4	0	0	Béton confiné
22	43,7	7,81	0	Béton confiné
23	43,7	-7,81	-7,81	Béton confiné
24	43,7	0	-7,81	Béton confiné
25	43,7	7,81	-7,81	Béton confiné

**Tableau 5-6:** Détails des fibres de la section de la poutre

fibre	Surface (cm <sup>2</sup> )	Coordonnées sur l'axe 3 (cm)	Coordonnées sur l'axe 2 (cm)	Matériaux
1	3,16	10	-20	Acier
2	3,16	10	20	Acier
3	3,16	-10	-20	Acier
4	3,16	-10	20	Acier
5	71,2	-12,62	21,49	Béton non confiné
6	69,5	0	21,49	Béton non confiné
7	71,2	12,62	21,49	Béton non confiné
8	116	-12,62	0	Béton non confiné
9	116	12,62	0	Béton non confiné
10	71,2	-12,62	-21,49	Béton non confiné
11	69,5	0	-21,49	Béton non confiné
12	71,2	12,62	-21,49	Béton non confiné
13	83,2	-7,62	14,96	Béton confiné
14	83,2	0	14,96	Béton confiné
15	83,2	7,62	14,96	Béton confiné
16	83,2	-7,62	0	Béton confiné
17	166	0	0	Béton confiné
18	83,2	7,62	0	Béton confiné
19	83,2	-7,62	-14,96	Béton confiné
20	83,2	0	-14,96	Béton confiné
21	83,2	7,62	-14,96	Béton confiné



La courbe contrainte-déformation utilisée pour les fibres d'acier d'armature pour les sections du poteau et de la poutre, est présentée dans la figure 5.6, pour les fibres de béton non confiné, on utilise la courbe contrainte-déformation présentée dans la figure 5.5. Mais pour la courbe contrainte-déformation de béton confiné, elle est définie selon le modèle de **Mander** de béton confiné cité au chapitre 4. Cette courbe se crée en se basant sur les caractéristiques de béton non confiné et sur la quantité d'armatures longitudinales et transversales et sur la géométrie de la section.

Les courbes contrainte-déformation de béton confiné obtenues pour les poteaux et les poutres sont présentées sur les figures 5.11

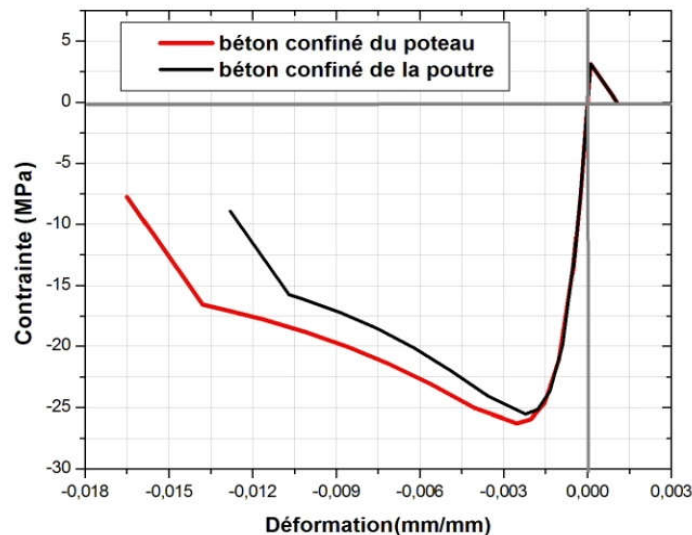


Figure 5-11 : courbes contrainte-déformation de béton confiné des poteaux et des poutres

#### 5.2.4 Longueur de la rotule plastique :

La longueur de la rotule plastique, comme c'est cité dans le chapitre 3 est la longueur effective, sur laquelle la plasticité est distribuée et où la courbure est constante. Plusieurs équations expérimentales ont été proposées par les chercheurs pour déterminer la longueur de la rotule plastique.

La détermination de la longueur de la rotule plastique prend en considérations plusieurs facteurs, parmi eux la valeur de chargement appliquée et les caractéristiques mécaniques de béton et des armatures longitudinales et transversales. Dans cette étude on

adopte la longueur de la rotule plastique en utilisant une des deux équations : 5.1 ou 5.2 [49]

L'équation 5.1 est l'équation proposée par **Priestley** [76] pour les éléments en béton armé, elle est validée expérimentalement :

$$L_{p1} = 0.08L_v + 0.022f_y d_b \quad (5.1)$$

Où

$L_v$  : est la longueur de la zone soumise à l'effort tranchant, elle est considérée égale à la moitié de la longueur de l'élément.

$f_y$  : la résistance à la limite élastique des armatures longitudinales.

$d_b$  : est le diamètre moyen des armatures transversales.

L'équation 5.2 est proposée par **Park and Paulay** [73]. Elle est moins précise et plus simple.

$$L_{p2} = 0.5 h \quad (5.2)$$

Où

$h$  : est la hauteur de la section.

Le tableau 5-6 présente la longueur de la rotule plastique lors l'utilisation des caractéristiques de la rotule plastique définies par l'utilisateur et les caractéristiques de la rotule de fibres, et ce pour l'étude de l'influence de la longueur de la rotule plastique sur la courbe de capacité .Lors la détermination des caractéristiques de la rotule par défaut, il suffit de déterminer l'emplacement de la rotule sans déterminer sa longueur qui est en considération par défaut.

**Tableau 5-6** Détermination de la longueur de la rotule plastique du modèle (2C1)

L'élément	Longueur de la rotule plastique en utilisant l'équation 5.1 (m)	Longueur de la rotule plastique en utilisant l'équation 5.2 (m)
Poteau	0.243	0.15
Poutre	0.2832	0.25

## 5.2.5 Résultats et discussions

### 5.2.5.1 Comportement global du modèle S2D3

L'analyse Pushover du modèle S2D3 est exécutée en utilisant le programme SAP2000. Le modèle est poussé en utilisant un mode de chargement latéral triangulaire jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne sa valeur prédéterminée. La figure 5.12 représente les courbes Pushover du modèle, obtenues en utilisant les caractéristiques de rotule définie par l'utilisateur, par défaut et par la rotule de fibres, et avec chaque type de rotule on utilise un espacement des armatures transversales  $S=100$  mm, et une longueur de la rotule plastique des poutres et des poteaux, obtenue en utilisant l'équation (5.1).

Les courbes obtenues, en utilisant les caractéristiques de rotules par défaut, et les caractéristiques définies par l'utilisateur, ont la même allure, elles se composent de trois parties. La première partie est une ligne droite ascendante, sa pente représente la rigidité initiale de la structure, la deuxième partie de la courbe est une ligne droite à faible pente qui représente la phase après, le début de plastification de la structure qui vient avec le début de l'apparition de la rotule plastique, dans cette phase la capacité de résistance augmente à cause du phénomène de l'écroutissage de l'acier, jusqu'au point qui représente la capacité de déplacement de la structure, et qui correspond au début de la dégradation de la résistance de l'effort tranchant à la base de la structure. Après ce point, les courbes commencent leur descentes, où la déformation augmente avec la dégradation de la résistance de l'effort tranchant à la base jusqu'à la rupture de la structure.

Mais pour la courbe obtenue en utilisant, la rotule de fibres, elle présente une inclinaison primaire dans le domaine linéaire, au contraire des courbes citées ci-dessus, cette inclinaison présente le changement de rigidité à cause de la fissuration du béton pendant les phases primaires de chargement, qui continuent jusqu'au plateau, ce plateau

qui apparaît avec le début de plastification des armatures. La dégradation de la résistance de cette courbe de Pushover est constatée lorsque les fibres critiques perdent leurs résistances, la perte de résistance des fibres est déterminée par la perte de résistance des courbes contraintes-déformation dépendantes à ces fibres, et vu que toutes les fibres de la section transversale, n'échouent pas en même temps, les rotules tendent à présenter une perte de résistance plus progressive que les deux autres types de rotule, et c'est ce qui est observé de la forme progressive de la courbe Pushover basée sur les caractéristiques de la rotule de fibres. Après le plateau cité ci-dessus, la courbe Pushover, basée sur les caractéristiques de la rotule de fibres, a une descente qui représente le début de plastification des armatures dans la zone comprimée des sections critiques. La deuxième descente de cette courbe représente la perte de résistance de fibres de béton confiné dans la zone comprimée.

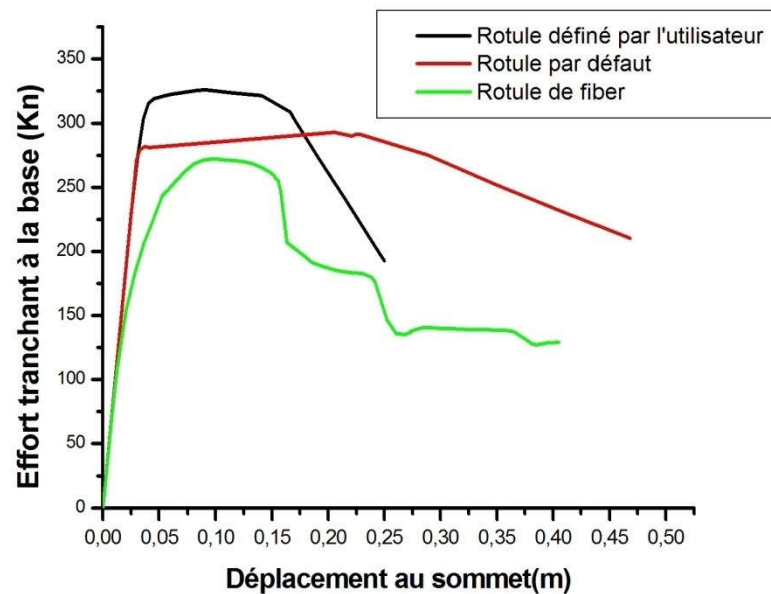


Figure 5.12 : Courbe Pushover du modèle S2D3 avec 3 types de rotules plastiques.

Aussi, de la figure 5.12, on constate que la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base et la capacité de déplacement sont liées aux caractéristiques de la rotule plastique où la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base lors l'utilisation de rotule définie par l'utilisateur, est supérieure environ de 10% de la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base, lors l'utilisation des rotules par défaut, et cela est dû à la capacité de moment des rotules M3, définie par l'utilisateur qui est supérieure aux capacités de moment M3 des rotules par défaut. D'autre part, cela est dû à la différence entre les courbes

---

d'interaction dans les deux types de rotules, à cause de la prise en considération des valeurs de chargement axiales, lors l'utilisation des caractéristiques de rotule définie par l'utilisateur.

Mais pour la capacité de déplacement, on constate qu'elle est supérieure de 27%, lors l'utilisation de la rotule par défaut, et ce de la capacité de déplacement, résultante de l'utilisation la rotule définie par l'utilisateur, la cause provient des rotules par défaut, qui ont des rotations plastiques supérieures aux rotations plastiques des rotules définies par l'utilisateur, et cela pour les rotules de moment des poutres et les rotules PMM des poteaux aussi les rotules par défaut ont même capacité de rotations plastiques et ultimes pour tous les poteaux, contrairement aux rotules définies par l'utilisateur, où les rotations changent avec le changement de force axiale. La détermination de rotation dans les rotules définies par l'utilisateur s'effectue en utilisant les relations définies par l'Eurocode 8 [26].

Pour la rotule de fibres, la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base était inférieure par rapport aux deux autres types de rotules, ce qui revient que la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base, dans la rotule de fibres, n'est pas reliée à une relation de moment-rotation, approximative prédéfinie, plutôt elle est reliée à la relation constitutive dérivée de l'intégration de la réponse des fibres, La réponse de l'élément est ensuite dérivée de l'intégration de la réponse de la section sur une longueur définie de l'élément.

Dans la rotule de fibres, on utilise les modèles de matériaux et les détails géométriques pour obtenir une représentation fiable de plastification et du comportement non linéaire de l'élément. Pour la capacité de déplacement obtenu de la courbe Pushover en utilisant la rotule de fibres, souvent elle n'a pas de valeur définie, comme le présente la courbe obtenue qui indique que la structure possède une grande ductilité, et cela revient à ce que la fibre se dégrade progressivement, ainsi une section en béton armé atteint sa ductilité, lorsque des fibres de béton confiné, dans la zone comprimée, s'écrasent et perdent leur résistance.

Pour l'estimation de ductilité à partir des courbes Pushover obtenues en utilisant la rotule de fibres, quelques études adoptent la valeur de déplacement ultime recommandé par le code parasismique approuvé [9]

### 5.2.5.2 Effet d'espacement d'armatures transversales et longueur de la rotule plastique

La longueur de la rotule plastique et l'espacement des armatures transversal, sont parmi les facteurs qui influencent sur la capacité de déplacement de structures, avec cela les caractéristiques de rotules par défaut, basées sur le règlement ATC-40, ne prennent pas en considération ces paramètres. La figure 5.13 montre les courbes Pushover des rotules définies par l'utilisateur et des rotules de fibres avec l'espacement entre les armatures transversales  $S=100$  mm et  $S=200$  mm. Cette figure montre aussi la courbe Pushover des rotules par défaut, qui ne varient pas avec la variation de l'espacement entre les armatures transversales.

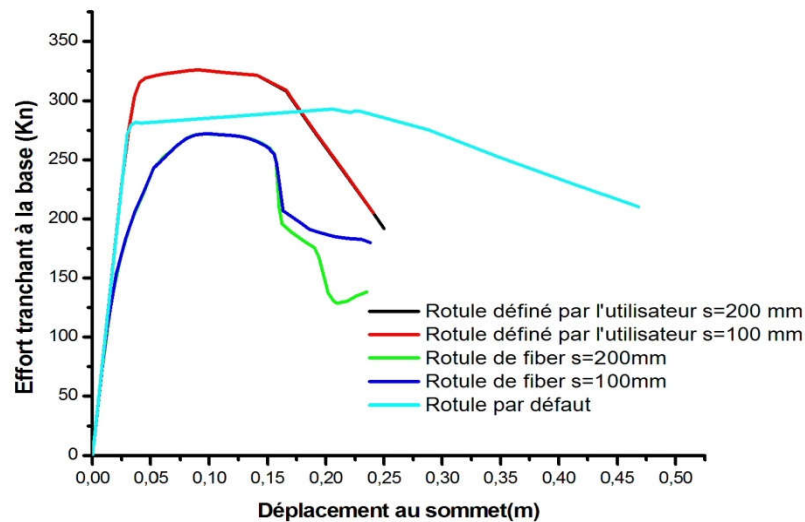


Figure 5-13 : Effet d'espacement d'armatures transversales sur les courbes pushover du modèle S2D3 en fonction du type de la rotule plastique

A partir de ces courbes on constate, que l'augmentation de l'espacement des armatures transversales, lors l'utilisation des rotules définies par l'utilisateur, n'influencent pas sur la capacité de déplacement où les deux courbes basées sur les rotules définies par l'utilisateur étaient identiques, car la valeur de l'espacement, entre les armatures transversales, utilisée pour calculer le facteur d'efficacité de confinement n'a pas d'influence sur la relation citée dans l'Eurocode 8. Alors qu'en utilisant les rotules de fibres, on constate que l'effet d'augmentation de l'espacement des armatures transversales apparaisse après la plastification des armatures longitudinales, dans la zone comprimée de la section critique, où la valeur de capacité de déplacement diminue de 6%, et la

diminution sera plus évidente avec le début, de la perte de résistance de fibres de béton confiné dans la zone comprimée de la section critique, où on constate qu'elle a diminué de 14% et on constate que ce pourcentage augmente avec l'augmentation de la perte de la résistance de béton confiné dans la zone comprimée aux niveaux d'autres sections. Ainsi, l'utilisation de rotules de fibres montre clairement que l'augmentation de l'espacement entre les armatures transversales, réduit la capacité de déplacement, autrement-dit elle réduit la ductilité de la structure.

L'effet de la longueur de la rotule plastique sur les courbes Pushover, lors l'utilisation des trois types de rotules plastiques, est représenté sur la figure 5.14 où on constate que pour ce qui concerne les courbes Pushover, obtenues en utilisant les caractéristiques définies par l'utilisateur, le changement de la longueur de la rotule plastique influence sur la capacité de déplacement, mais en petit pourcentage, vu qu'avec la diminution de la longueur de la rotule plastique lors l'utilisation de l'équation (5-2), la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base a diminué de 4%, et pour la capacité de déplacement de 10%. Pour la rotule de fibres avec la diminution de la longueur de la rotule plastique, en utilisant l'équation (5-2), la capacité de déplacement diminue de 30%. Mais la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base n'est pas influencée par la longueur de la rotule plastique, et ceci à cause de la longueur de la rotule plastique qui influence principalement sur la rotation plastique et sur la rotation ultime et par suite, sur la capacité de déplacement.

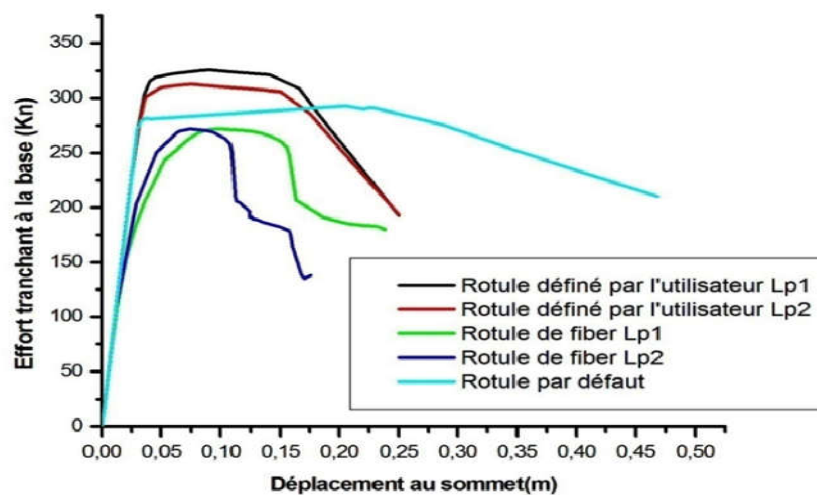


Figure 5-14 : Effet de la longueur de la rotule plastique sur la courbe pushover du modèle S2D3 en fonction du type de la rotule plastique

De ce qui précède, on conclut que les courbes de capacité obtenues, en utilisant les rotules de fibres, montrent clairement, l'effet de l'espacement entre les armatures transversales et la longueur de la rotule plastique, et ce sur les résultats d'analyse Pushover. Alors que les courbes de capacité obtenues, en utilisant les rotules définies par l'utilisateur ne montrent aucun effet de changement de l'espacement entre les armatures transversales sur les résultats d'analyse Pushover, tandis que les courbes de capacité obtenues en utilisant les rotules définies par l'utilisateur montrent que la longueur de la rotule plastique influence, en petit pourcentage sur les résultats d'analyse Pushover, malgré l'importance de ces deux facteurs, la rotule par défaut, ne montre pas comment insérer l'effet de ces deux facteurs.

### 5.2.5.3 Distribution des rotules plastiques

L'utilisation de l'analyse Pushover permet la détermination de l'emplacement des points faibles et les modes de défaillance probable dans la structure, en cas de son exposition à un séisme. Les figures 5.15 et 5.16 représentent le mécanisme de formation des rotules plastiques pour le modèle S2D3, en utilisant les caractéristiques de rotules plastiques définies par l'utilisateur et les caractéristiques de rotules par défaut respectivement, et ce à trois niveaux différents correspondants au début de la plastification au déplacement ultime et au début de l'apparition de mode de défaillance. La comparaison entre les deux figures, montre que l'état de plastification des éléments diffère entre les deux types de rotule plastique, où le modèle avec les rotules plastiques définies par l'utilisateur, les rotules sont formées dans les poutres de niveau 1 et niveau 2 et une seule rotule s'est formée à la base de poteau de rives de niveau 1, (figure 5.15.a). Tandis que dans le modèle avec des rotules par défaut, les rotules sont formées à la base des poteaux du niveau 1 et au sommet des poteaux du niveau 2, mais pour les poutres, les rotules se forment seulement à une des deux extrémités des deux poutres de rives du niveau 1, (figure 5-16. a).

Cette distribution constatée de la formation des rotules plastiques, indique que les caractéristiques, de rotules définies par l'utilisateur, utilisées dans cette étude, définissent que les poutres sont plus faibles que les poteaux, mais les rotules par défaut définissent que les poutres sont plus fortes que les poteaux. Après cela, et au déplacement ultime, les rotules augmentent de propagation, dans les poutres pour le modèle avec les rotules plastiques définies par l'utilisateur (figure 5.15.b), ainsi que dans les poteaux pour le



modèle avec les rotules par défaut ( figure 5.16.b), les rotules par défaut supposent la même capacité de déformation pour tous les poteaux, quelque soit la valeur de chargement axial, malgré que le niveau d'endommagement est aussi supérieur dans les poteaux de base intermédiaires, que dans les poteaux de rives de la base, et c'est ce qui est montré par le modèle ,à rotules définies par l'utilisateur, qui prennent en compte la différence du chargement axial.

L'état de défaillance du modèle S2D3 est présenté dans la figure 5.15.c lors l'utilisation des rotules définies par l'utilisateur, et dans la figure 5.16.c, lors l'utilisation des rotules par défaut , la structure s'est effondrée après la rupture des poutres, c'est ce qui indique que la structure est conçue selon le principe : poteau fort-poutre faible, cela n'est pas compatible avec le principe de la conception de ce modèle : poutre forte- poteau faible. Ce qui est typique à la conception des structures en Algérie. Ce qui explique que les relations utilisées dans cette étude pour définir la relation moment-rotation, n'est pas en bon accord avec le mode de défaillance attendu de la structure, aussi pour le deuxième type de rotules plastiques qui est le type de rotules par défaut, les poutres sont effondrées avant les poteaux, malgré que leurs résistance était plus forte, et ce à cause de la résistance résiduelle des poteaux après l'atteinte de la structure au déplacement ultime.

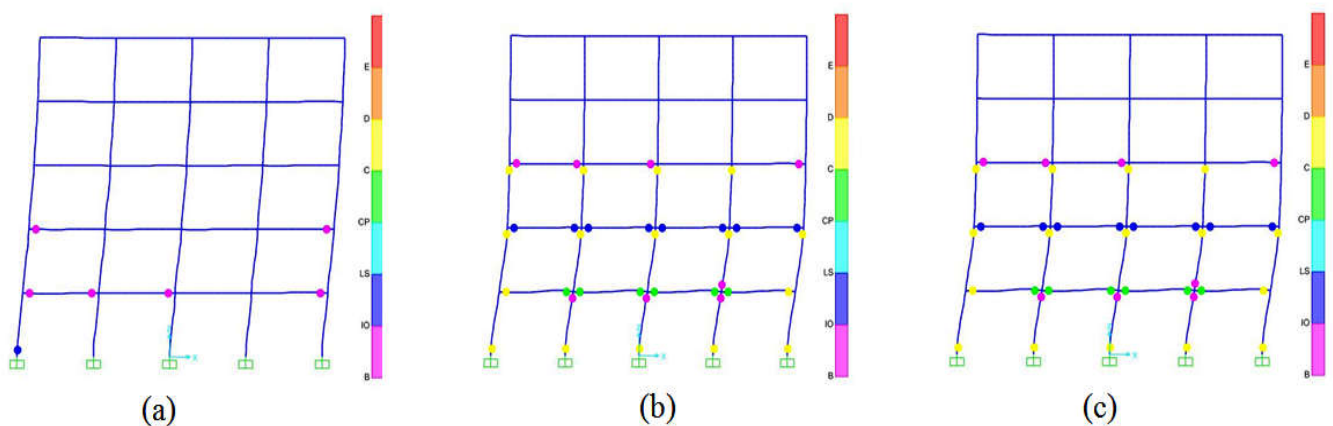


Figure 5.15 : Distribution des rotules plastiques définies par l'utilisateur du modèle S2D3 au :(a) début de la plastification (b) déplacement ultime (c) début de l'apparition de mode de défaillance

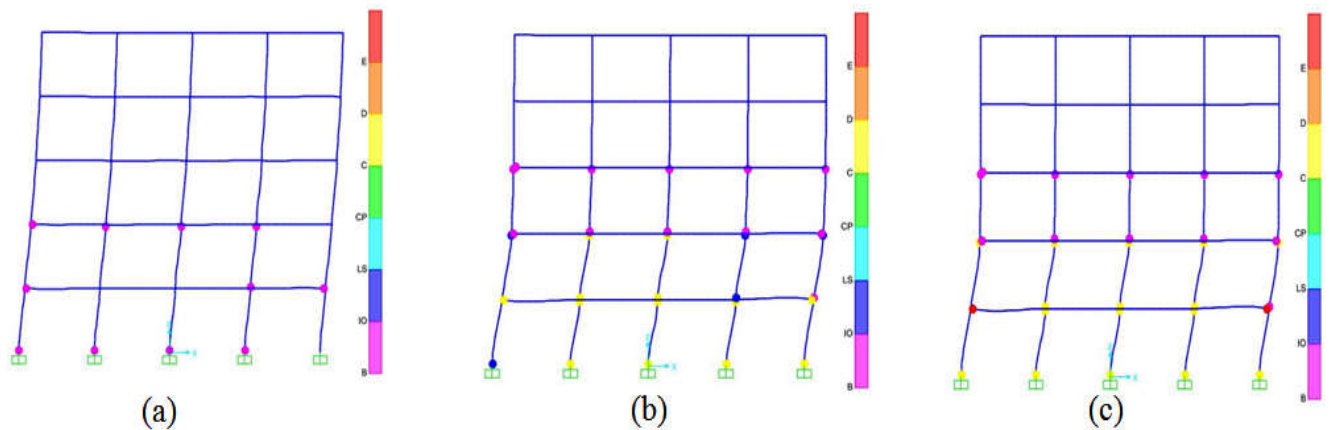


Figure 5.16 : Distribution des rotules plastiques définies par défaut du modèle S2D3 au : (a) début de la plastification (b) déplacement ultime (c) début de l'apparition de mode de défaillance

#### 5.2.5.4 Caractéristiques résultantes des rotules de fibres

Pour les rotules de fibres, le programme SAP2000 ne montre pas la distribution des rotules plastiques, comme pour les deux types cités ci-dessus, mais il nous permet de voir les résultats de la rotule, et ce pour la révision de la courbe, de moment-rotation qui exprime les caractéristiques résultantes de la rotule. Pour étudier les caractéristiques de rotules de fibres on choisit comme exemple la rotule située à la base du poteau intermédiaire du niveau 1 (poteau 2C1) du modèle S2D3, Cette rotule est parmi les rotules attribuées aux extrémités de chaque poteau et de chaque de poutre.

La section transversale à la base du poteau choisi, est considérée parmi des sections critiques dans la structure étudiée, qui a été conçue selon le principe de poutre forte- poteau faible. La relation moment-rotation résultante de cette rotule est présentée par la courbe illustrée dans la figure 5.17, où on observe que la rotule commence la rotation, après être soumise à un moment égal à 50.53 KN.m, après cela, la rotation augmente avec l'augmentation du moment par une relation linéaire et ce jusqu'à ce que le moment atteigne une valeur de 83.54 Kn.m correspondante à une valeur de rotation égale à 0.00342 rad.

Après cela, l'augmentation de rotation sera supérieure en comparaison avec l'augmentation de moment qui atteint une valeur maximale égale à 86.94 Kn.m. cette valeur maximale de moment correspond à une rotation égale à 0.0152 red. Après cette valeur, la valeur de variation de moment sera inférieure en comparaison avec l'augmentation de la valeur de rotation.

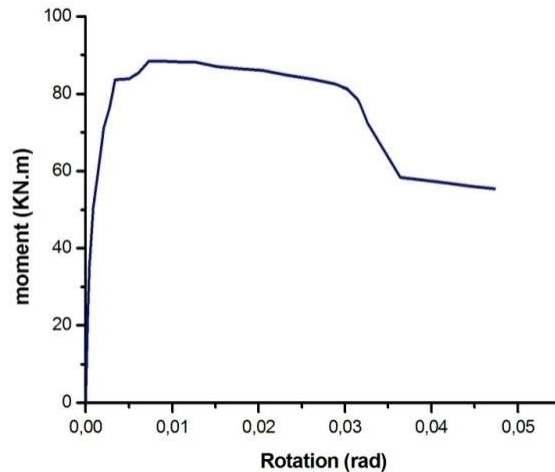


Figure 5.17 : Courbe moment-rotation de la rotule de fibres à la section critique du poteau2C1

Les caractéristiques de la rotule sont dérivées des caractéristiques des fibres de la section transversale. La figure 5.18 représente le comportement de fibres, de béton non confiné, situé à la partie inférieure (partie tendue) de la section transversale du poteau (les fibres 14.15 et 16, tableau 5.5), où on constate que la fibre a perdu sa résistance, après une contrainte maximale égale à 2.92 MPa qui est correspondante à une déformation égale à 0.00009 et ce au déplacement au sommet égale à 0.021 m.

Immédiatement, après ce déplacement, la première inclinaison se forme dans la courbe moment-rotation de la rotule.

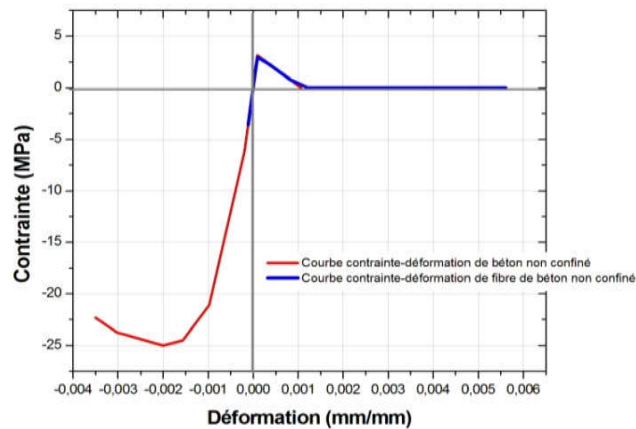


Figure 5.18 : Résultats de fibres de béton non confiné dans la partie tendue de la section critique du poteau 2C1.

Le confinement de béton n'influence pas sur sa résistance en traction, pour cela le comportement de fibres de béton confiné dans la partie tendue est semblable au comportement des fibres de béton non confiné, La figure (5.19) fait apparaitre la contrainte de traction maximale que subit les fibres de béton confiné ( les fibres 23,24 et 25, tableau 5.5 ) , la contrainte de traction maximale est égale à 2.86 MPa et correspondante à une déformation égale à 0.000175 et ce au déplacement au sommet égal à 0.03 m. après ce déplacement, la résistance des fibres se dégrade jusqu'à l'écrasement complet, et la contrainte sera égale à 0, et cela au déplacement au sommet égal à 0.045m.

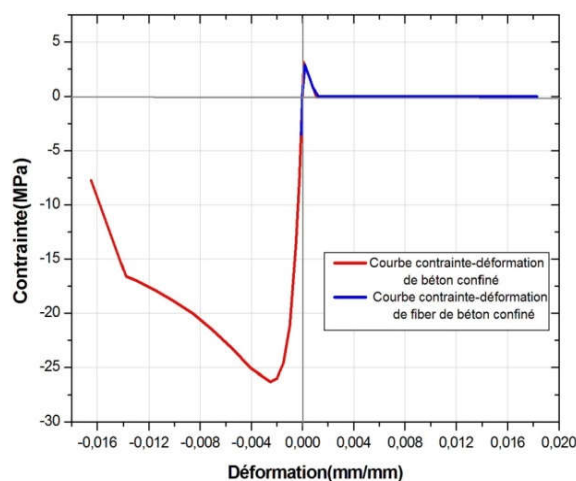


Figure 5.19 : Résultats de fibres de béton confiné dans la partie tendue de la section critique du poteau (2C1).

Le début de la non linéarité de la courbe moment-rotation de la rotule plastique est à cause du début de plastification de fibres d'armature longitudinale dans la partie tendue à la contrainte de traction égale à (376.87 MPa) et correspondante à une déformation égale à 0.0019 (les fibres 1,4 et 7, tableau 5.5), (figure 5.20), ce début de plastification est au huitième étape, de l'analyse Pushover, qui correspond à un déplacement au sommet égal à 0.065m.

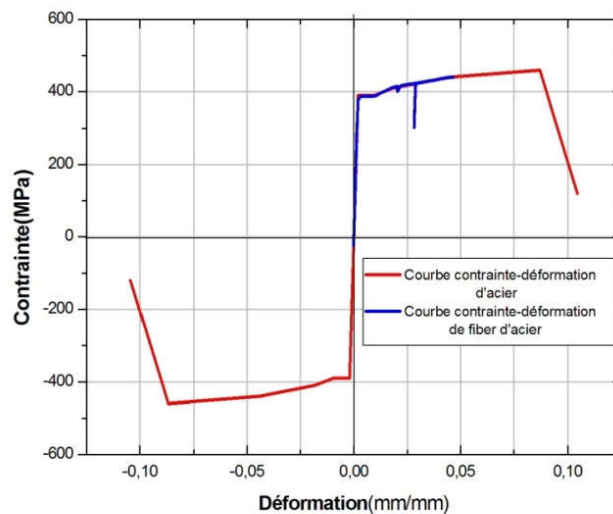


Figure 5.20 : Résultats des fibres d'acier dans la partie tendue de la section critique du poteau2C1.

Les fibres dans la partie comprimée dans cette section transversale critique commence à perdre leurs résistances aux déplacements au sommet plus grands. L'effet de confinement sur le comportement de béton à la résistance de la compression, est représenté sur la figure 5.21 où on constate que le comportement de béton confiné n'apparaît pas dans le domaine non linéaire sauf que le déplacement au sommet atteint une valeur égale à 0.16m. A cet déplacement au sommet, la contrainte de compression de fibres de béton confiné est égale à 26.1 MPa, correspondante à une déformation égale à 0.00276. L'échec de fibres de béton confiné, sera à une déformation égale à 0.0202.

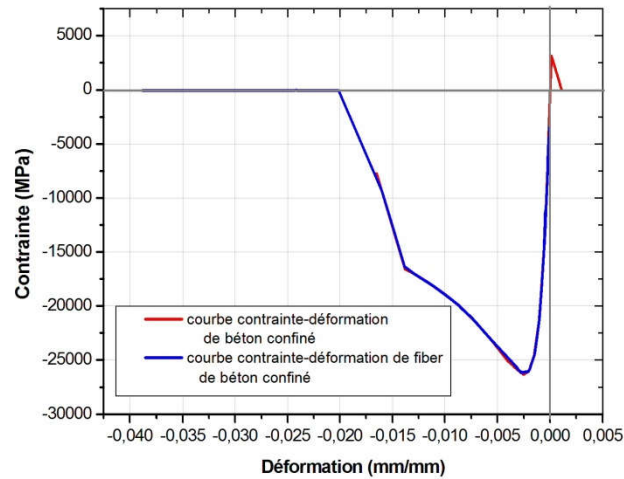


Figure 5.21 : Résultats des fibres d'acier dans la partie comprimé de la section critique du poteau2C1

D'après les résultats obtenus des comportements de fibres, l'échec des fibres de béton confiné (les fibres 17,18 et 19, tableau 5.5), ne se produit pas qu'après la plastification des armateurs longitudinales dans la partie comprimée, et après leurs flambements qui se produisent lors un déplacement au sommet égal à 0.13m. Dans ce cas la contrainte de compression et la déformation des fibres d'armatures longitudinales (les fibres 3,6et 8, tableau 5.5) , sont égales à 386.76 MPa et 0.0022 respectivement figure 5.22.

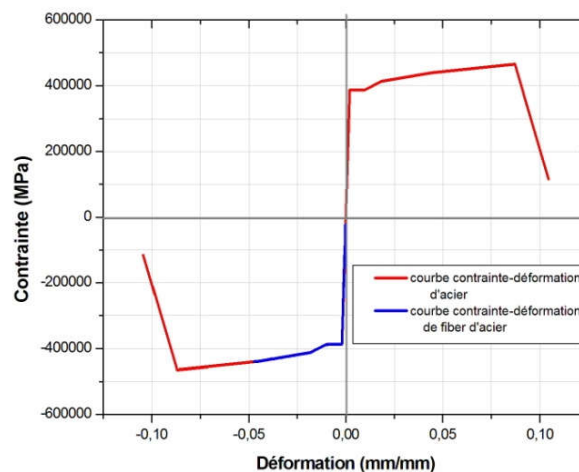


Figure 5.22 : Résultats des fibres d'acier dans la partie comprimé de la section critique du poteau2C1

L'échec des fibres de béton confiné après la plastification des fibres d'armatures longitudinales indique que le poteau a une section de faible armature à hauts niveaux de déformation causée par un séisme de fortes magnitudes.

Pour étudier les caractéristiques de la rotule de fibres des poutres, on choisit la poutre de rive de premier niveau ( poutre AB1) .La relation moment-rotation de la rotule située à l'extrémité droite de la poutre est présentée sur la figure 5.23 où on constate que la relation entre le moment et la rotation se compose de quatre parties : La première partie est linéaire jusqu'à ce que le moment atteint une valeur égale à 66.94 MPa correspondante à une rotation égale à 0.000215 red.

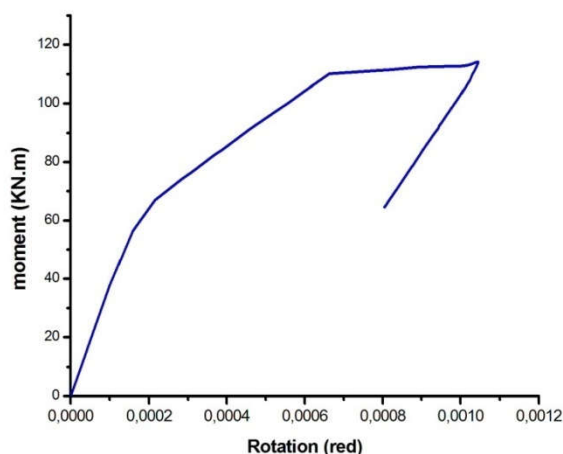


Figure 5.23: Courbe moment-rotation de la rotule de fibres à la section critique de la poutre AB1

Dans la deuxième partie, la courbe sera moins raide à cause, de la dégradation de la résistance de la poutre, qui est le résultat des fissurations du béton dans la partie tendue quelque soit le béton, confiné ou non confiné. C'est ce que montre la figure 5.24, où on constate que la contrainte de fibres de béton confiné a dépassé la résistance maximale de béton à la traction. Dans cette deuxième partie de courbe moment-rotation figure 5.23, la rotation augmente en la comparant avec la première partie, et ce à cause de l'augmentation de fissurations du béton tendu, mais ces augmentations restent à valeurs faibles, en comparaison avec les rotations de la rotule, quelque soit les types de rotules, par défaut ou définis par l'utilisateur, et cela à la même valeur de moment.

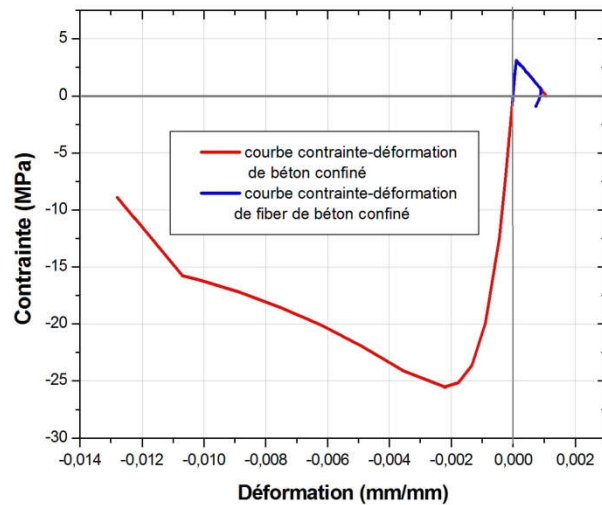


Figure 5.24 : Résultats de fibres de béton confiné dans la partie tendue de la section critique de la poutre AB1

Dans la troisième partie de la courbe moment-rotation figure 5.23 et à cause du développement de fissurations du béton, la rotation augmente à grande valeur en comparaison avec l'augmentation de moment, jusqu'à l'écrasement complet de béton tendu (figure 5.24). Dans cette partie, l'élément possède encore une grande résistance, où la contrainte à la traction des armatures longitudinales, reste au domaine élastique, aussi la contrainte de compression de béton confiné et non confiné et la contrainte des armatures dans la zone comprimée, reste encore dans le domaine élastique.

Avec le début de la quatrième partie, de la courbe moment-rotation (figure 5.23), le moment et la rotation diminuent et cela au pas 18 de l'analyse Pushover, correspondant à un déplacement au sommet égal à 0.141m. Cette diminution est à cause de la concentration de déformations dans les sections critiques, des poteaux. Ce qui explique qu'au pas 18, de l'analyse Pushover, les armatures dans la zone comprimée de la section critique de poteaux étudiée ci-dessus, commencent à se plastifier et à se flamber.

D'après l'étude des relations de moment-rotation, résultantes des rotules plastiques en utilisant l'analyse Pushover, basée sur les fibres, on constate que les dommages étaient aux poteaux plus qu'aux poutres, c'est ce qui est convenable avec le principe selon lequel ce modèle a été conçu poutre forte- poteau faible.



Les résultats obtenus montrent que l'utilisation de rotules de fibres, permet d'obtenir une simulation de mécanisme de rupture du modèle structurel, plus exacte, donc on adoptera le type de rotule de fibres, au reste de l'étude afin de simuler le mécanisme de rupture de l'étage souple.

### **5-3- L'effet de mode de chargement latéral sur le comportement des structures en béton armé tridimensionnel**

Pour l'étude de l'effet de mode de chargement sur le comportement des structures en béton armé tridimensionnel à étage souple, deux modèles structurels sont choisis, le premier modèle est celui cité précédemment (paragraphe 5.2.2), qui est nommé S3D3 le deuxième modèle est identique au premier, sauf à la hauteur du niveau 1, qui est prise égale à 4m, ce deuxième modèle est nommé S3D4, les nombres à la fin de nominations des modèles indiquent la hauteur du premier niveau du modèle. La différence de la hauteur des niveaux est parmi les causes qui peuvent créer le mécanisme de l'étage souple. L'étude détaillée de l'effet de mode de chargement latéral sur le comportement de ces deux modèles, est faite selon les étapes suivantes :

- 1- Effectuer une analyse de vibration libre et déterminer les caractéristiques dynamiques des modèles. (les périodes de vibration et les facteurs de participation des modes et des masses), aussi la détermination des modes de vibrations dans chaque sens.
- 2- calculer les chargements conventionnels et les chargements combinés selon les méthodes adoptées.
- 3- Effectuer une analyse statique non linéaire pour chaque modèle selon les modes de chargement latéral déterminés suivant le sens x et y.
- 4- Comparer les courbes de capacité (courbes Pushover) pour déterminer les cas de modes de chargement latéral, qui causent la diminution maximale de la capacité.

#### **5.3.1 Les modes de chargement latéral adoptés**

Dans cette étude quatre modes de chargement latéral sont adoptés, les deux premiers modes sont : le mode de chargement triangulaire (mode de chargement de code) et le mode de chargement uniforme, ce sont les deux modes utilisés dans l'analyse Pushover conventionnelle, la distribution des forces dans le mode chargement triangulaire au niveau de chaque étage est déterminée par la méthode des codes RPA2003, où les forces à chaque

niveau sont normalisées par la force sismique au sommet. Les deux derniers modes de chargement latéral sont utilisés dans l'analyse Pushover modale et prennent en considération la participation des modes de vibration dans le vecteur de chargement latéral directement, selon une formule précisée pour combiner les modes de vibration, ce qui assure la participation de la masse effective dépassant 90% dans le sens étudié. Le premier mode de chargement latéral dans l'analyse Pushover modale, est déterminé en utilisant la méthode de la limite supérieure (UBPA) citée dans le paragraphe ( 2-8 ).

Le deuxième mode de chargement latéral dans l'analyse Pushover modale, est déterminé par la méthode de combinaison modale (MMC) et précisé dans le paragraphe (2-9). La détermination des facteurs des formules de combinaison pour les deux méthodes (UBPA) et (MMC), est basée sur le spectre de réponse .Pour cela, il faut déterminer le spectre de réponse pour chaque modèle (S3D3) et (S3D4), ce dernier peut avoir un mécanisme d'étage souple. Cette détermination est selon le règlement parasismique algérien RPA2003, considérant que les modèles structurels sont des modèles de constructions à usage d'habitations, situé dans les zones sismiques à fortes sismicité (la zone III). Les facteurs caractérisés du spectre de réponse pour chaque modèle sont comme suit : coefficient d'accélération de zone  $A = 0.25$ , Facteur de correction d'amortissement  $\eta = 0.9$ , Facteur de qualité  $Q = 1.2$ , et les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, sont : ( $T_1 = 0.5$  s,  $T_2 = 0.15$  s).

la différence entre les spectres de réponse est à cause du coefficient de comportement  $R$ , qui est pris égal à 3.5 pour le modèle S3D3 et égal à 2 pour le modèle S3D4, les spectres de réponse obtenus dans les sens principaux pour les modèles S3D3 et S3D4, sont illustrés sur les figures 5.25 et 5.26 respectivement.

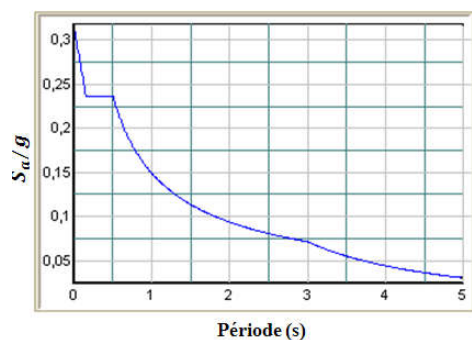


Figure 5.25 : Forme de spectre de réponse pour le modèle S3D3 dans les sens x et y.

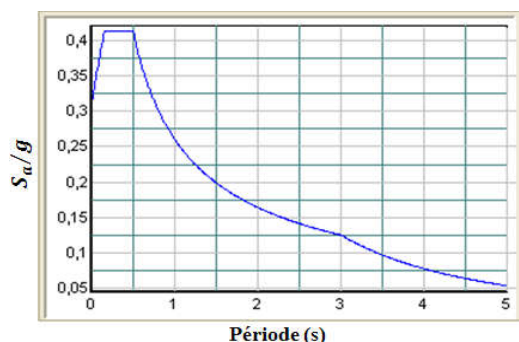


Figure 5.26 : Forme de spectre de réponse pour le modèle S3D4 dans les sens x et y.

Comme exemple de détermination du mode de chargement latéral, en utilisant les méthodes UPBA et MMC, on choisit le modèle S3D3. Le tableau 5.7 présente les caractéristiques dynamiques de ce modèle.

**Tableau 5.7** : Caractéristiques dynamiques pour le modèle S3D3

mode	sens dominant	Période (s)	Valeurs propres $w^2$	masses modales effectives (%)		la somme des masses modales effectives (%)		Facteurs de participation modale $\Gamma$	
				x	y	x	y	x	y
1	y	0.942	44.47	0	0.839	0	0.839	0	-25.33
2	x	0.750	70.11	0.862	0	0.862	0.839	-25.66	0
3	rotation autour de l'axe Z	0.686	83.86	0	0	0.862	0.839	0	0
4	y	0.305	423.68	0	0.102	0.862	0.942	0	8.85
5	x	0.252	621.61	0.095	0	0.975	0.942	-8.52	0

D'après le tableau on observe que les nœuds de la structure se déplacent principalement selon les modes de vibration 1 et 4 dans le sens y, et ce, tandis que les modes de vibration 2 et 5 causent des déplacements suivant le sens x, pour cela, lors la détermination du chargement latéral, par les méthodes adoptées, les modes 1 et 4 se combinent dans le sens y, et les modes 2 et 5 se combinent dans le sens x, ce qui assure le dépassement de la somme des masses modales effectives 90%. Les facteurs utilisés à la

formulation de chargement latéral par les méthodes UPBA et MMC à partir du spectre de réponse et les caractéristiques dynamiques du modèle, sont résumés sur le tableau 5.8 .

**Tableau 5.8 :** Facteurs utilisés à la formulation de chargement latéral par les méthodes UPBA et MMC

mode	$w_n^2$	$Sa_n$	$\Gamma_{nx}$	$\Gamma_{ny}$	$D_n$	$ \Gamma_x D_n $	$ \Gamma_y D_n $
1	44.47	1.81	0	-25.33	0.0405	0	1.025
2	70.11	2.10	-25.60	0	0.030	0.769	0
3	83.86	2.25	0	0	0.026	0	0
4	423.68	2.76	0	8.85	0.0063	0	0.0557
5	621.61	2.76	-8.52	0	0.0043	0.037	0

Pour la méthode UPBA, on calcule la limite supérieure du rapport de participation du mode 4 dans le sens y selon les résultats résumés dans le tableau 5.8, comme il est présenté dans l'équation suivante :

$$\left( \frac{q_4}{q_1} \right) = \left| \frac{\Gamma_4 D_4}{\Gamma_1 D_1} \right| = 0.054$$

Tandis que, dans le sens x, la limite supérieure de rapport de participation du mode 5 est donnée par l'équation suivante :

$$\left( \frac{q_5}{q_2} \right) = \left| \frac{\Gamma_5 D_5}{\Gamma_2 D_2} \right| = 0.048$$

La distribution des forces latérales selon les 4 modes de chargement pour le modèle S3D3 dans les sens x et y, est présentée sur les figures 5.27 et 5.28 respectivement.

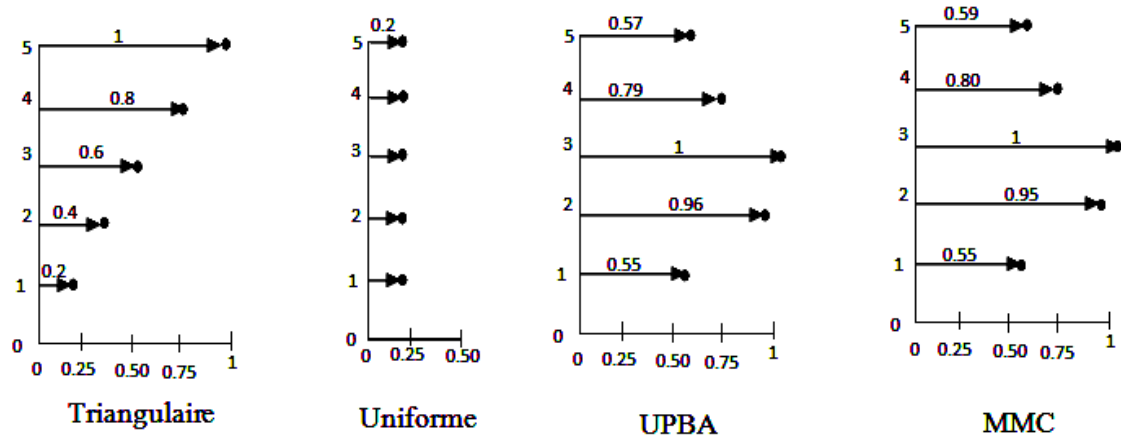


Figure 5.27 : Distribution des forces latérales normalisées dans le sens x pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement.

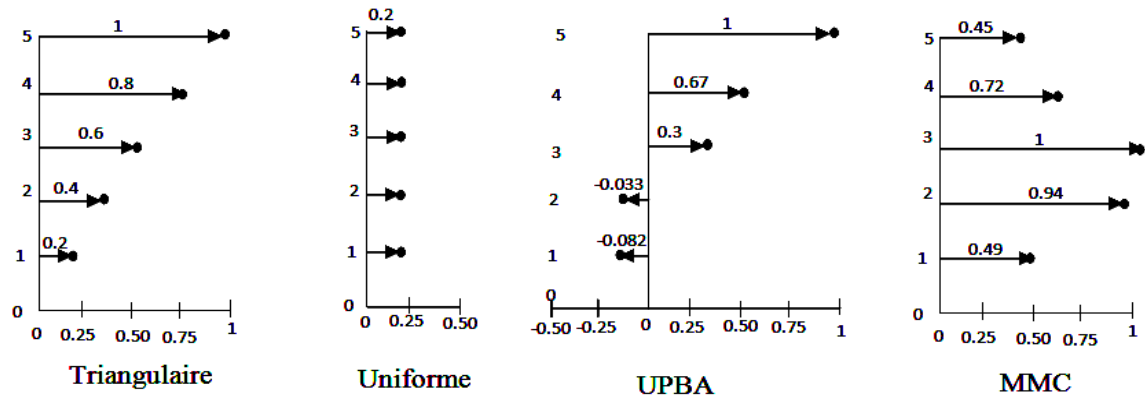


Figure 5.28 : Distribution des forces latérales normalisées dans le sens y pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement.

### 5-3-2- Comportement global pour les modèles selon les différents modes de chargement.

Le but principal de l'analyse Pushover statique non linéaire est la détermination de la courbe de capacité d'une structure, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet. Pour l'étude de l'effet de mode de chargement latéral sur la précision des résultats obtenus, en utilisant l'analyse Pushover basée sur les fibres on compare les courbes de capacité obtenues par les résultats d'analyse Pushover pour les deux modèles : S3D3 et S3D4 dans les deux sens principaux x et y et ce en utilisant quatre modes de chargement : mode de chargement triangulaire (mode de code), mode de chargement uniforme, mode de chargement obtenu en utilisant la méthode de limite

supérieure UPBA et le mode de chargement obtenu en utilisant la méthode de combinaison modale (MMC).

Les figures 5.29, 5.30, 5.31 et 5.32 représentent les courbes Pushover pour les deux modèles S3D3 et S3D4 dans les deux sens x et y, pour les quatre modes de chargement latéral.

La figure 5.29 montre que dans le cas d'une structure à étages ayant des hauteurs égales, le changement du mode de chargement latéral, ne change pas la rigidité initiale car on observe sur la figure, que les courbes sont identiques, mais après les fissurations initiales du béton, le différence entre les courbes, apparait, où on observe que la courbe Pushover pour le mode de chargement triangulaire est plus basse que les courbes Pushover des trois autres modes de chargement qui étaient semblables, surtout les courbes des modes de chargement obtenus par l'utilisation des deux méthodes de combinaison UBPA et MMC, et cela à cause du facteur de participation modale pour les modes 2 et 5, qui a le même signe et aussi à cause de l'adoption des deux méthodes, sur le même spectre de réponse, pour déterminer les facteurs de formulations de combinaison.

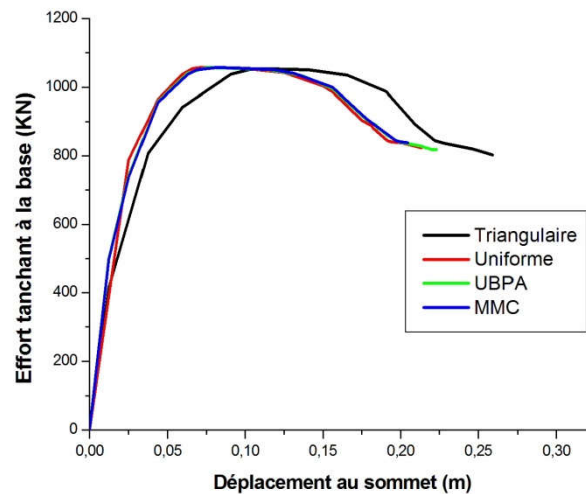


Figure 5.29 : Courbe de capacité dans le sens x pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement

La participation des modes, qui est prise en considération dans les méthodes de combinaison : UPBA et MMC, a conduit à une augmentation de la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base et une diminution de la capacité de déplacement latéral, et ce

en comparaison avec le mode de chargement triangulaire qui correspond au mode de vibration fondamental et qui peut être considéré comme le mode de chargement le plus défavorable dans le sens x pour le modèle S3D3.

En ce qui concerne le sens y pour le modèle S3D3, la figure 5.30 indique que le mode de chargement le plus défavorable est le mode de chargement obtenu par la méthode UPBA, et ce à cause de l'adoption des caractéristiques dynamiques, dans ce sens, qui ont donné une distribution inverse des forces entre la partie supérieure et la partie inférieure de la structure. Mais pour le reste des modes de chargement, la figure présente que le mode de chargement uniforme, et le mode de chargement obtenu par la méthode MMC donnent la limite supérieure de la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base, tandis que le mode de chargement triangulaire a une capacité inférieure, en le comparant avec le mode de chargement uniforme et le mode de chargement obtenu par la méthode MMC.

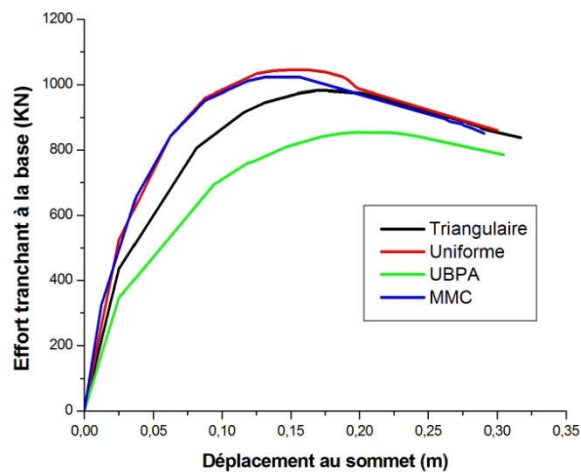


Figure 5.30 : Courbe de capacité dans le sens y pour le modèle S3D3 selon les quatre modes de chargement

Aussi selon la figure 5.30 la différence est petite entre les quatre courbes, au niveau de la rigidité initiale. Mais après les premières fissurations du béton, la différence augmente, et cette augmentation continue après la plastification d'acier, en observant que les courbes Pushover pour le mode de chargement uniforme et le mode de chargement obtenu par la méthode MMC, sont semblables, dans le domaine linéaire et non linéaire de la courbe.

La figure 5.31 qui présente les courbes Pushover pour les quatre modes de chargement du modèle S3D4 dans le sens x, montre aussi que ces courbes sont identiques et ce à cause de la probabilité de l'existence de l'étage souple au niveau 1 du modèle et ce à cause de sa hauteur élevée en comparaison avec les hauteurs des autres niveaux, ainsi c'est le comportement qui conduit à la concentration d'une grande partie du déplacement global de la structure, à ce niveau, avec sa soumission à un grand effort tranchant.

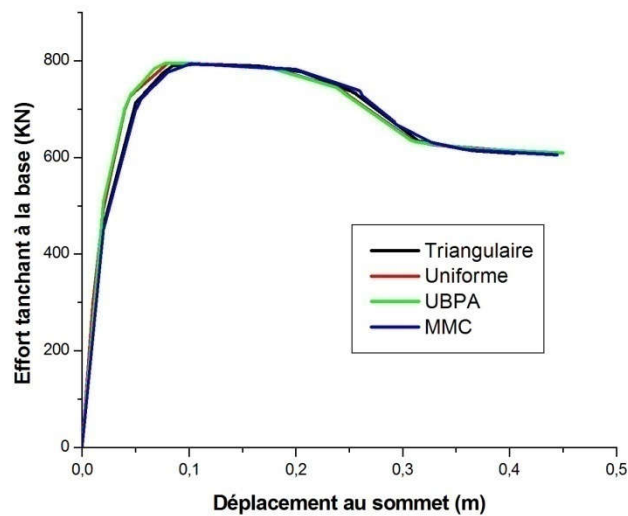


Figure 5.31 : Courbe de capacité dans le sens x pour le modèle S3D4 selon les quatre modes de chargement

De même, dans le sens y, la figure 5.32 montre que les courbes Pushover pour le modèle S3D4 sont semblables, avec une diminution de la capacité de résistance d'effort tranchant à la base pour le modèle, et une augmentation de capacité de déplacement latéral non linéaire, pour le mode de chargement triangulaire et ce à cause du développement du mécanisme de l'étage souple, dans le sens y, qui lui est différent dans le sens x.



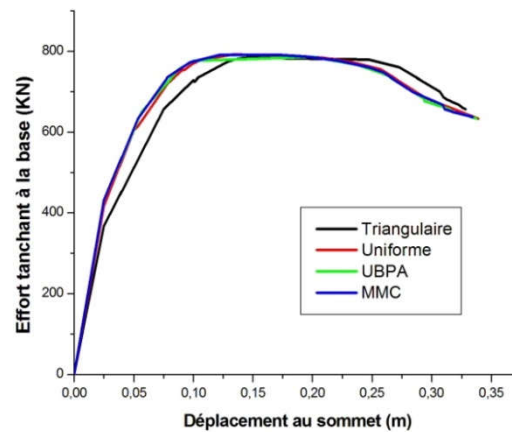


Figure 5.32 : Courbe de capacité dans le sens y pour le modèle S3D4 selon les quatre modes de chargement

Enfin, d'après cette étude de l'effet des modes de chargement sur la courbe de capacité, obtenue par l'analyse Pushover basée sur le modèle de fibres, on conclue que la prise en considération, de la participation des modes supérieurs, des modèles structurales étudiés, n'a pas donné le cas le plus défavorable du mode de chargement, sauf dans le cas du modèle S3D3 dans le sens y. Tandis que le mode de chargement triangulaire est le mode qui provoque la plus grande diminution de capacité en comparaison avec les autres modes, et c'est ce qui nous a permis son adoption dans cette étude. Aussi on conclue que la courbe Pushover n'est pas influencée sous le changement du mode de chargement dans le cas d'une structure qui possède probablement un étage souple.

---

## CHAPITRE 6

### Détermination de l'existence de l'étage souple

#### 6.1 Introduction

Etant donné que le problème de l'étage souple se produit à cause de la différence de rigidité entre les étages, le calcul de la rigidité est considéré comme un pas important dans la détermination de l'existence de l'étage souple, et ce pour sa prise en considération dans la conception. Chaque méthode de calcul de rigidité, donne un résultat différent de l'autre. Malgré cela les codes parasismiques, n'ont pas précisé la méthode utilisable lors l'évaluation de l'existence de l'étage souple.

Dans ce chapitre, on compare les résultats des trois méthodes : la méthode de modèle de cisaillement, la méthode de Muto, et la méthode basée sur le concept de rigidité sécante en utilisant les résultats de l'analyse Pushover basés sur le modèle de fibres, cette dernière méthode est la méthode proposée dans cette étude. Aussi dans cette étude on a proposé l'utilisation du béton de fibres, pour étudier son impact sur l'amélioration de la réponse structurelle des constructions en béton armé à étage souple, et ce en utilisant l'analyse Pushover basée sur les fibres.

#### 6.2 Méthode proposée pour déterminer l'existence de l'étage souple

La performance des structures varie selon l'intensité sismique, si cette intensité est élevée, il faut effectuer une analyse non linéaire, qui détermine le comportement non linéaire de la structure. A cause de la simplicité de l'analyse statique non linéaire, elle est actuellement l'analyse préférée, plutôt que l'analyse dynamique non linéaire par accélérogramme.

Les résultats d'analyse Pushover sont utilisés pour estimer la capacité de la structure en traçant une courbe qui représente la variation du déplacement au sommet, en fonction de l'effet tranchant à la base. La rigidité sécante de la structure est déterminée suivant cette courbe, la rigidité sécante est la rigidité qui correspond à chaque point qui représente le déplacement au sommet après le domaine élastique, où la pente de la ligne droite de l'origine jusqu'à ce point, représente la rigidité sécante.

---

Chaque point sur la courbe Pushover peut représenter un point de performance lors un séisme précis, à ce point de performance, on peut calculer la rigidité élastique ou sécante de la structure. Puisque l'étude de l'existence de l'étage souple exige le calcul de la rigidité d'étage, pour cela il faut déterminer la courbe Pushover de chaque étage, qui représente la relation entre l'effort tranchant d'étage, et le déplacement relatif de cet étage. La méthode proposée dans cette étude pour déterminer l'existence de l'étage souple au premier niveau, est résumée dans les étapes suivantes :

- 1- Effectuer une analyse Pushover statique non linéaire basée sur les fibres pour le modèle structurel, en utilisant le mode de chargement triangulaire.
- 2- Tracer les courbes Pushover de chaque étage du modèle.
- 3- Calculer la rigidité élastique et sécante, qui représente l'effort tranchant divisé par le déplacement relatif, à chaque point de la courbe.
- 4- Tracer une courbe qui représente la relation entre la variation du rapport de rigidité entre le niveau 01 et le niveau 02 de la structure, en fonction du déplacement au sommet de cette structure.
- 5- Les résultats des rotules de fibres aident à déterminer le déplacement au sommet qui correspond au début de fissuration du béton et le déplacement qui correspond au début de plastification de l'acier, et ce au niveau des sections critiques. A partir de ces deux valeurs de déplacement au sommet, on trace deux lignes droites sur la courbe qui représente la relation entre le rapport de rigidité et le déplacement au sommet.
- 6- Déterminer le point de performance, en utilisant la méthode de spectre de capacité expliquée au deuxième chapitre.
- 7- En utilisant le déplacement au sommet qui correspond au point de performance, on détermine le rapport de rigidité entre les niveaux 01 et 02, de la courbe proposée qui représente la relation entre le rapport de rigidité et le déplacement au sommet en la comparant avec le rapport de rigidité acceptable dans le code RPA2003, on peut conclure que le mécanisme de l'étage souple existe ou non, dans cette zone sismique. Pour décider l'existence du mécanisme de l'étage souple, il faut que le rapport de rigidité, correspondent au déplacement au sommet au point de performance, soit inférieur à 70% et il faut que le déplacement au sommet soit supérieur au déplacement au sommet correspondant au début de plastification d'acier.

### **6.3 Détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 01 en utilisant la méthode de modèle de cisaillement et la méthode de Muto.**

Pour l'étude de l'existence de l'étage souple, on choisit quatre modèles structurels qui diffèrent entre eux, concernant la hauteur du niveau 1, en considérant la différence des hauteurs des étages d'une structure parcequ'elle est parmi les causes qui conduisent à l'existence du mécanisme d'étage souple.

En plus des deux modèles structurels cités précédemment S3D3 et S3D4, deux autres sont pris en considération : S3D3.25 et S3D3.4 (les nombres 3.25 et 3.4 sont les hauteurs de niveau 1 en mètre). Les tableaux 6.1 et 6.2 résument le calcul de rigidité du niveau 1 et du niveau 2 pour le modèle S3D3, en utilisant la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement dans le sens x et y respectivement. (Les deux méthodes sont expliquées en détail dans le premier chapitre). A rappeler que la vue en plan du modèle S3D3 est représentée sur la figure 5.2, aussi le module de Young de béton  $E = 32164195 \text{ kN/m}$ .

**Tableau 6.1** : Rigidité dans le sens x pour le modèle S3D3 en utilisant la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement.

Niveau	poteaux	Rigidité par la méthode de MUTO					Rigidité par le modèle de cisaillement		
		$\overline{K}_i$	$a_i$	$K_{poteau}$ (KN/ m)	$K_{portique}$ (KN/ m)	$K_{étage}$ (KN/ m)	$K_{poteau}$ (KN/ m)	$K_{portique}$ (KN/ m)	$K_{étage}$ (KN/ m)
2	A	3.47	0.63	6122.62	34720.20	138880.809	9649.26	48246.3	192985.2
	B	6.94	0.78	7491.65			9649.26		
	C	6.94	0.78	7491.65			9649.26		
	D	6.94	0.78	7491.65			9649.26		
	E	3.47	0.63	6122.62			9649.26		
1 (RDC)	A	3.47	0.72	7004.3	38101.71	190508.55	9649.26	48246.3	192985.2
	B	6.94	0.83	8031.05			9649.26		
	C	6.94	0.83	8031.05			9649.26		
	D	6.94	0.83	8031.05			9649.26		
	E	3.47	0.72	7004.3			9649.26		

**Tableau 6.2** : Rigidité dans le sens y pour le modèle S3D3 en utilisant la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement.

Niveau	poteaux	Rigidité par la méthode de MUTO					Rigidité par la méthode du modèle de cisaillement		
		$\bar{K}_i$	$a_i$	$K_{poteau}$ (KN/ m)	$K_{portique}$ (KN/ m)	$K_{étage}$ (KN/ m)	$K_{poteau}$ (KN/ m)	$K_{portique}$ (KN/ m)	$K_{étage}$ (KN/ m)
2	1	1	0.33	3216.42	16082.08	80410.4	9649.26	38597.04	192985.2
	2	2	0.5	4824.62			9649.26		
	3	2	0.5	4824.62			9649.26		
	4	1	0.33	3216.42			9649.26		
1 (RDC)	1	1	0.5	4824.62	21710.81	108554.05	9649.26	38597.04	192985.2
	2	2	0.625	6030.78			9649.26		
	3	2	0.625	6030.78			9649.26		
	4	1	0.5	4824.62			9649.26		

Les tableaux montrent que la rigidité obtenue par la méthode Muto est différente dans les deux sens, où elle est plus grande dans le sens x, c'est ce qui correspond avec les caractéristiques dynamiques obtenues pour le modèle ( tableau5.7) où la période de mode fondamental du modèle dans le sens x ( $T= 0.750$  s) est inférieure à la période fondamentale dans le sens y ( $T= 0.942$  s), aussi la méthode Muto donne une rigidité qui diffère entre le niveau 1 et le niveau 2 du modèle, malgré la hauteur égale des étages dans ce modèle. Cette différence est à cause de la méthode Muto qui prend en considération, l'influence de la rigidité des poteaux du niveau 1 par les conditions de fixation des poteaux à la base. Tandis que, et selon les tableaux 6.1, 6.2, la méthode de mode de cisaillement donne la même rigidité dans les sens x et y, et aussi la même rigidité dans le niveau 1 et 2.

La différence dans la rigidité obtenue par les deux méthodes mène vers une différence de résultats des deux méthodes lors l'évaluation de probabilité de l'existence de l'étage souple, et c'est ce que montre le tableau 6.3 où on constate que le modèle S3D3.4 n'est pas considéré comme un modèle qui a un étage souple au niveau 1, si on utilise la méthode Muto, et ce, au contraire des résultats de modèle de cisaillement qui indique l'existence d'un étage souple dans le sens x et y, selon les recommandations du code RPA2003.

**Tableau 6.3** : Évaluation de la condition d'étage souple des modèles, selon la méthode de calcul de rigidité

Modèle	Méthode de MUTO				Méthode du modèle de cisaillement			
	Sens X		Sens Y		Sens X		Sens Y	
	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003
S3D3	137.17	Non	135	Non	100	Non	100	Non
S3D3.25	87.6	Non	108.87	Non	78.65	Non	78.65	Non
S3D3.4	77.1	Non	96.4	Non	68.7	Oui	68.7	Oui
S3D4	48.63	Oui	62.2	Oui	40.7	Oui	40.7	Oui

#### 6.4 Détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 en utilisant la méthode proposée

##### 6.4.1 Comportement global des modèles

Le premier pas dans cette méthode est d'effectuer une analyse Pushover basée sur le modèle de fibres, pour les modèles structurels étudiés (S3D3, S3D3.25, S3D3.4, S3D4). Les modèles **Mander** du béton confiné et non confiné sont utilisés pour modéliser les fibres de béton de noyau et les fibres de béton d'enrobage, tandis que le modèle **simple** est utilisé pour modéliser les fibres d'acier, et ce dans les sections transversales des poteaux et des poutres principales et secondaires. Une distribution triangulaire selon le code RPA 2003 est utilisée comme mode de chargement, et ce dans les deux sens x et y.

Les figures 6.1 et 6.2 montrent les courbes Pushover pour les modèles (S3D3, S3D3.25, S3D3.4, S3D4) dans les sens x et y respectivement, où on constate une diminution de capacité de résistance de l'effort tranchant à la base, tant que la hauteur d'étage est grande, et c'est ce qui indique une diminution de capacité de la structure, à cause la diminution de rigidité du niveau 1. Aussi on constate que la diminution dans le sens x est différente que celle dans le sens y.

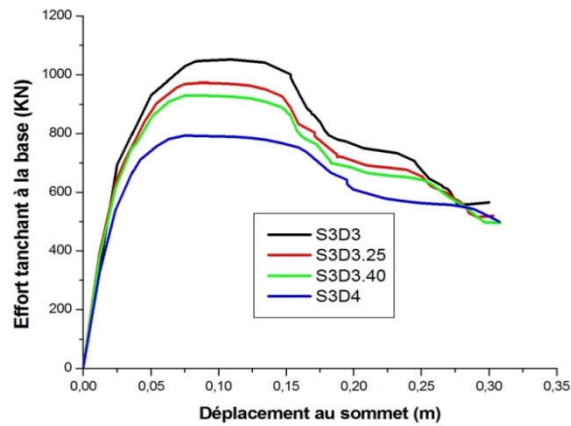


Figure 6.1: Courbes pushover des modèles S3D3,S3D3.25, S3D3.4,S3D4 dans le sens x

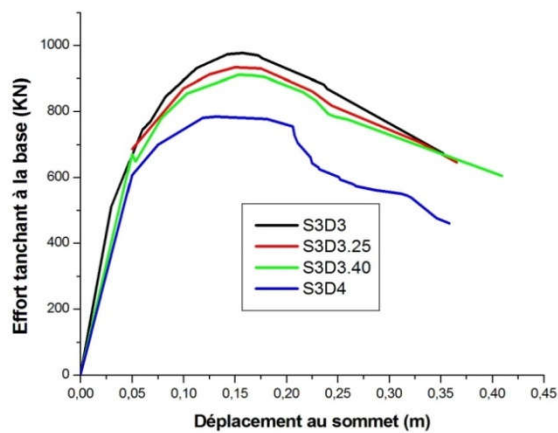


Figure 6.2 : Courbes pushover des modèles S3D3,S3D3.25, S3D3.4,S3D4 dans le sens y

Où dans le sens x La diminution est de 8%, 11.5% et 24.75% pour les modèles S3D3.25 – S3D3.4 et S3D4 respectivement et ce en comparant avec la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base du modèle S3D3, tandis que dans le sens y la diminution est de 4.4%, 6.85% et 19.60% pour les modèles S3D3.25 – S3D3.4 et S3D4 respectivement, en comparant avec la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base du modèle S3D3.

Aussi on constate que la capacité de l'effort tranchant à la base du modèle S3D3 dans le sens x au déplacement au sommet égale à 0.3m, est inférieure d'environ 27% de la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base du modèle dans le sens y, tandis que la



---

capacité de résistance de l'effort tranchant à la base du modèle S3D4, dans le sens x, au déplacement au sommet égale à 0.3m, est inférieure de 6% de la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base du modèle dans le sens y. Ceci indique que le modèle S3D3 est plus vulnérable dans le sens x (la même remarque pour les modèles S3D3.25, S3D3.4) tandis que le modèle S3D4 a le même comportement dans les deux sens.

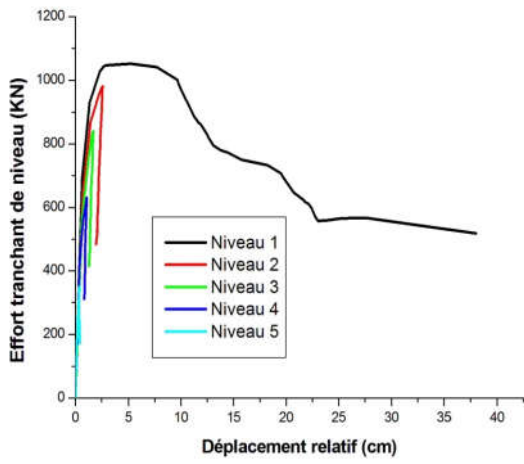
Après l'étude du mode d'effondrement, en suivant le comportement des fibres des sections critiques dans les deux modèles, il s'avère que les poteaux du modèle S3D4 dans les deux sens, s'effondrent avant les poutres tandis que dans le modèle S3D3, les poteaux s'effondrent avant les poutres dans le sens x et après les poutres dans le sens y.

#### 6.4.2 Courbes Pushover des étages

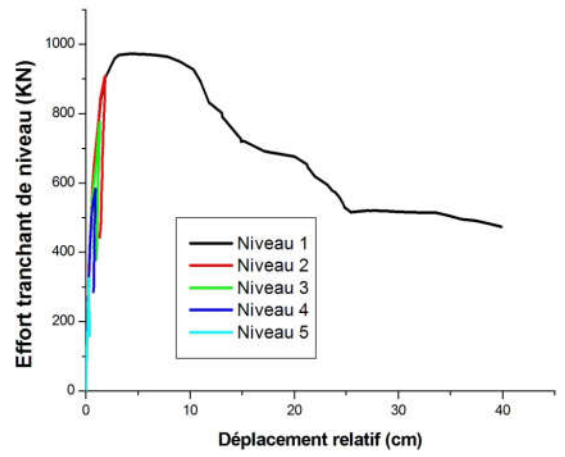
Le deuxième pas dans la méthode proposée est la détermination des courbes Pushover des étages, à partir des résultats de l'analyse Pushover, ce sont les courbes qui représentent la relation entre l'effort tranchant d'étage et le déplacement relatif à cet étage.

Les figures 6.3 montrent les courbes Pushover d'étage dans le sens x pour chaque niveau, pour les quatre modèles où on constate que le comportement du niveau 1 est le dominant sur le comportement de la structure où une grande partie de déplacement global de la structure est concentrée à ce niveau, et ce pour les quatre modèles. Cette concentration augmente par l'augmentation de la hauteur du niveau 1. On remarque aussi que la diminution de la rigidité de niveau 1, d'après l'augmentation de sa hauteur, conduit à la diminution de la demande de ductilité à chaque niveau situé au dessus du niveau 1 et aussi la diminution de la force transférée à ces niveaux.

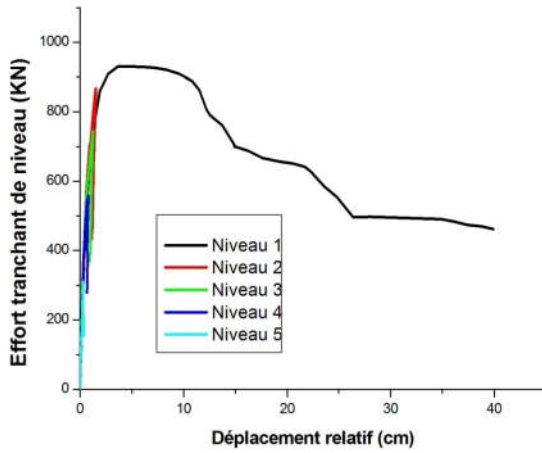
D'autre part, les figures 6.4 montrent les courbes Pushover d'étage dans le sens y pour chaque niveau pour les quatre modèles, où on constate que contrairement à ce qui a été observé dans le sens x, le déplacement est concentré au niveau 1 et 2, qui possèdent un comportement semblable, sauf dans le modèle S3D4 figure 6.4.d, où on constate que le comportement de niveau 1 est dominant comme dans le sens x, où la grande partie du déplacement global de la structure est concentrée à ce niveau.



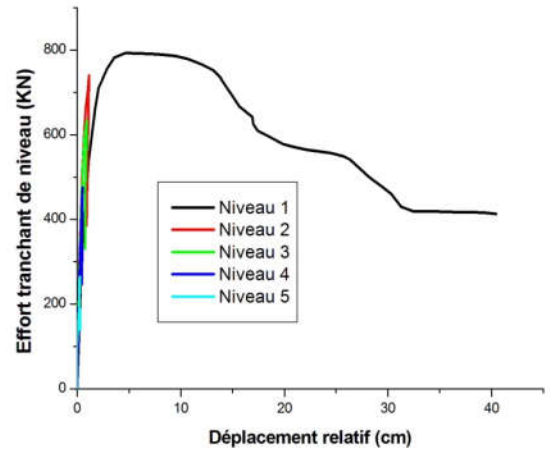
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 6.3 : Courbes pushover d'étage dans le sens x des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4

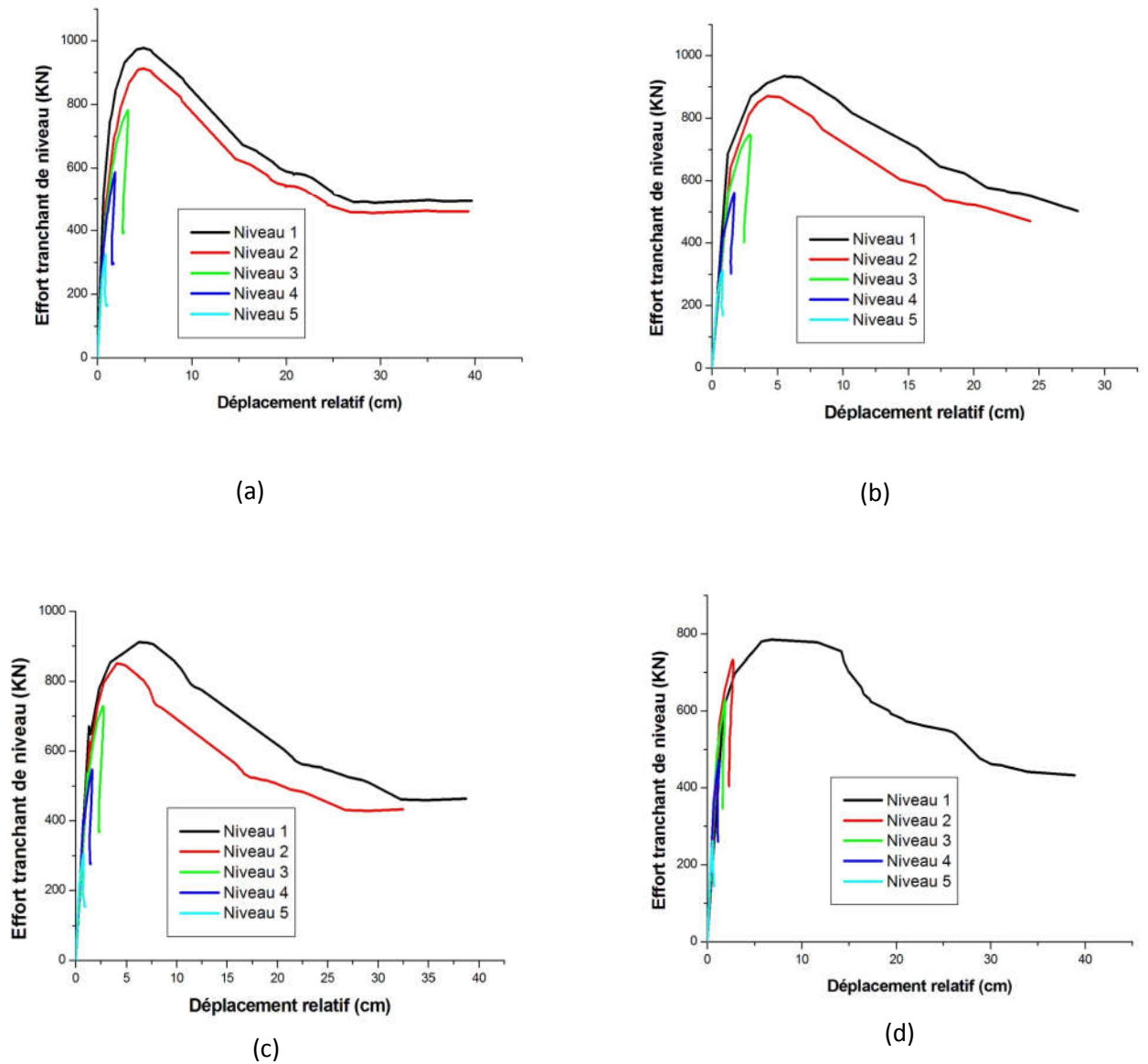


Figure 6.3 : Courbes pushover d'étage dans le sens y des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4

### 6.4.3 Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1

Au troisième pas de la méthode proposée, on calcule la rigidité élastique et sécante des niveaux 1 et 2 des quatre modèles dans le sens x et y, et cela en divisant l'effort tranchant à l'étage sur le déplacement relatif en utilisant les courbes Pushover d'étage des niveaux 1 et 2. Après ceci on divise la rigidité de niveau 1 sur la rigidité du niveau 2 et ce pour obtenir le rapport de rigidité entre les deux niveaux à chaque pas de l'analyse Pushover qui représente une valeur de déplacement au sommet. Les calculs sont destinés

pour les quatre modèles dans les sens x et y. Au quatrième pas, on trace la courbe qui représente la relation entre le rapport de rigidité (élastique ou sécante) du niveau 1 et du niveau 2, et le déplacement au sommet. Au cinquième pas, sur cette courbe tracée, on montre les deux déplacements au sommet qui présentent le début de fissuration du béton et le début de plastification d'acier, et ce avec des lignes droites verticales.

Les courbes de détermination de l'existence de l'étage souple obtenues pour les quatre modèles dans les sens x et y, sont présentées respectivement dans les figures 6.5 et 6.6, où on constate dans la figure 6.5 qu'au début de la fissuration du béton, la courbe de chaque modèle commence sa descente qui indique la diminution de la rigidité du niveau 1 en la comparant avec la rigidité du niveau 2. Après l'augmentation du déplacement au sommet, la courbe augmente sa descente et cette descente sera aigue, après la plastification d'acier des sections critiques du niveau 1 du modèle. La courbe continue sa descente jusqu'aux faibles valeurs de rapport de rigidité, puis elle commence à se stabiliser lorsque le déplacement au sommet est égal à environ 20 cm.

La figure **6.5. a** montre que la rigidité de l'étage de niveau 1 du modèle S3D3, est inférieure de 70% de la rigidité du niveau 2 au déplacement au sommet qui est égal à 0.1m à ce déplacement au sommet le comportement d'étage souple commence à apparaître.

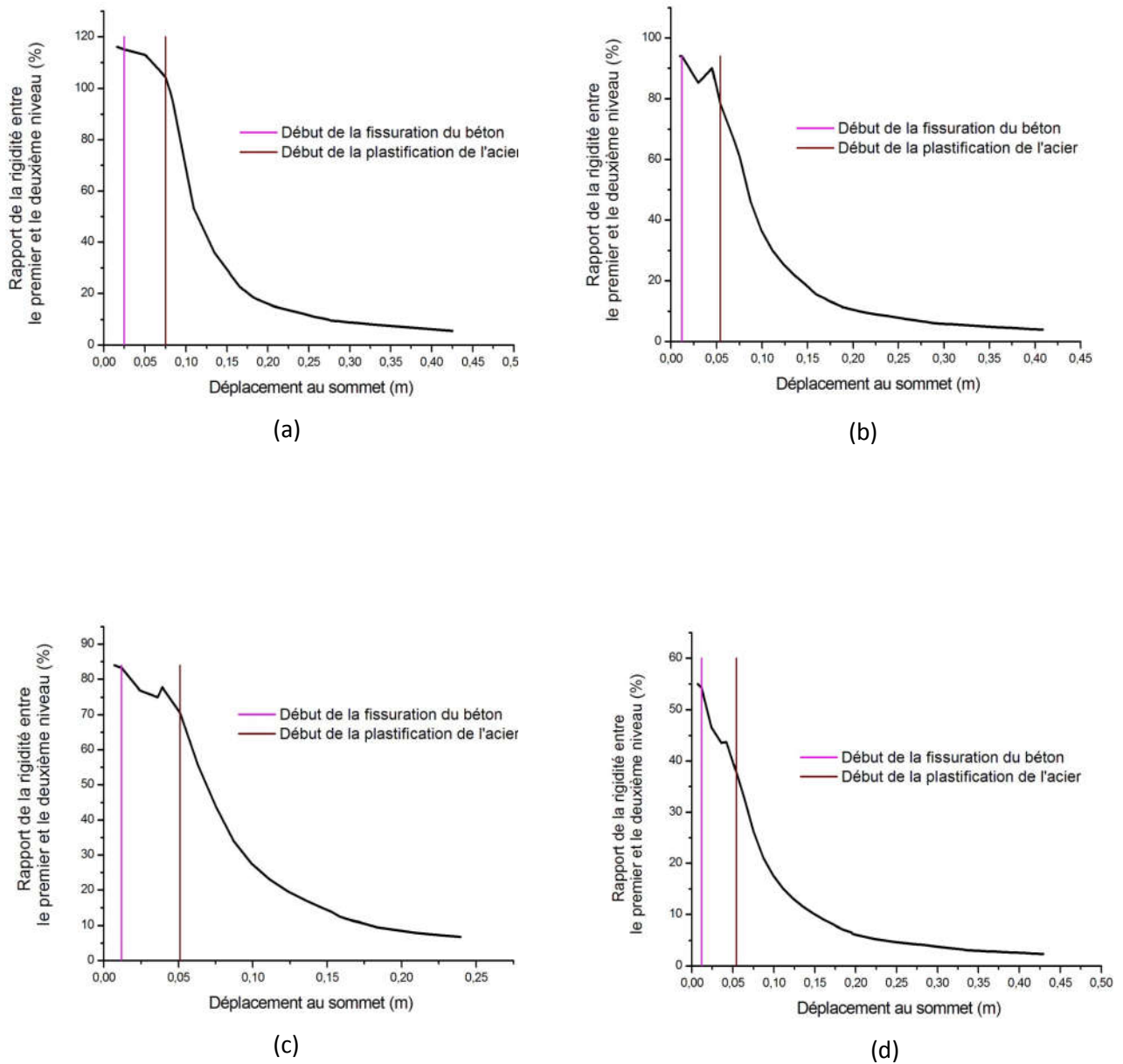


Figure 6.5 : Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens x des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4

D'après la figure 6.5.b qui montre la courbe de la détermination de l'étage souple du modèle (S3D3.25), on constate que le rapport de rigidité entre le niveau 1 et le niveau 2 est inférieur à 70% au déplacement au sommet égal à 0.062m, et pour le modèle S3D3.4 d'après la figure 6.5.c le rapport de rigidité entre le niveau 1 et le niveau 2 est inférieur à 70% au déplacement au sommet égal à 0.052m, tandis que, selon la figure 6.5.d, le rapport de rigidité entre les niveau 1 et 2 pour le modèle (S3D4) est inférieur à 70% au début du

---

déplacement, mais le mécanisme de l'étage souple n'apparaît pas, qu'avec un début de rotation considérable des rotules plastiques, ce début de rotation commence avec le début de plastification d'acier, donc selon la figure 6.5.d, l'apparition du mécanisme de l'étage souple sera au déplacement au sommet égal à 0.054 m qui correspond à une rigidité du niveau 1, inférieure à 36% de la rigidité du niveau 2.

La figure 6.6 montre les courbes de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 des quatre modèles dans le sens y, où on constate que les courbes ont la même allure des courbes dans le sens x. mais pour les courbes de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1, des modèles (S3D3, SD3.25, S3D3.4), représentées sur les figures 6.6.a, 6.6.b, 6.6.c, on constate que ces courbes se stabilisent au rapport de rigidité supérieure à 70% même après le début de plastification d'acier, et la rotation des rotules plastiques, c'est ce qui indique l'inexistence du mécanisme de l'étage souple au niveau 1 pour ces modèles dans le sens y, même après avoir atteint des valeurs de déformation importantes. L'exception dans le sens y, est au modèle S3D4 où la figure 6.6.d montre que le rapport de rigidité entre les deux niveaux est inférieure à 70% au déplacement au sommet égal à 0.07m. Mais cette valeur se trouve dans l'intervalle du début de la fissuration du béton et le début de plastification d'acier, et c'est ce qui indique l'inexistence du mécanisme de l'étage souple au niveau 1. Ce mécanisme apparaît, selon la figure, au déplacement au sommet égal à 0.076m correspondant au rapport de rigidité égal à 66.14%.

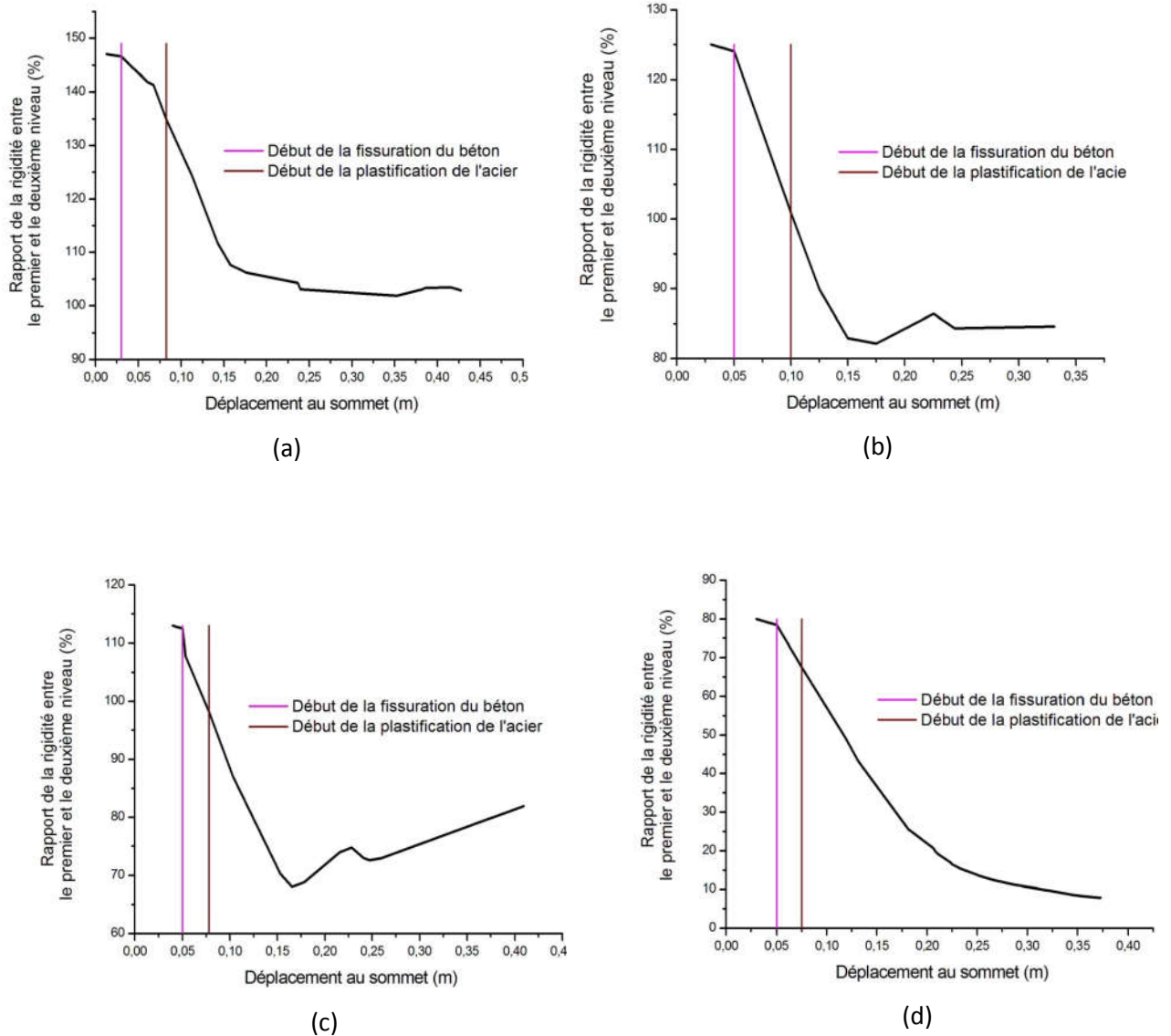


Figure 6.6 : Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens y des modèles : (a) S3D3,(b) S3D3.25, (c) S3D3.4 (d) S3D4

#### 6.4.4 Détermination du point de performance

D'après la courbe de détermination de l'existence de l'étage souple, on a constaté que la variation du déplacement au sommet influence sur le rapport de rigidité entre les niveaux, autrement dit le rapport de rigidité est influencé par la variation de l'intensité sismique relative à la zone sismique, ainsi au dernier pas de la méthode proposée on détermine le point de performance qui correspond à la zone sismique prise en considération. Les coordonnées de ce point de performance présente le déplacement au sommet de la structure, quand elle est soumise à un séisme correspondant au spectre de

---

réponse, étudié. Après ceci on détermine le rapport de rigidité entre les niveaux correspondant au point de performance.

La méthode utilisée dans cette étude pour déterminer le point de performance, est la méthode de spectre de réponse, expliquée dans le deuxième chapitre, et intégrée dans le programme SAP 2000, trois type de séisme sont considérés dans cette étude, où le spectre de demande sismique est obtenu des spectres de réponse, ces spectres de réponse étant défini par les coefficients de calibrage ( $C_a$  et  $C_v$ ) qui sont basés sur la sismicité de la zone et le type de sol du site. Les séismes considérés sont : un séisme de faible magnitude ( $C_a=0.12$ ,  $C_v=0.54$ ), un séisme de magnitude moyenne ( $C_a=0.28$ ,  $C_v=0.38$ ) et un séisme de forte magnitudes ( $C_a=0.36$ ,  $C_v=0.54$ ).

La figure 6.7 montre la courbe du spectre de capacité du modèle (S3D3) dans le sens x avec les courbes de spectre de demande pour les trois types de séismes, où on constate que le point de performance se déplace vers la gauche de la figure, autant que l'intensité sismique augmente, c'est ce qui indique que la structure est soumise à des déplacements plus grands. A partir des coordonnées du point de performance obtenues, on détermine le rapport de rigidité correspondant, en utilisant la courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 des modèle (S3D3) figure 6.8, où on constate que le rapport de rigidité entre les deux niveaux à un séisme de forte magnitude égal à 113.42%, c'est ce qui indique l'inexistence de mécanisme de l'étage souple au niveau 1.

Aussi à un séisme de moyenne magnitude, le mécanisme de l'étage souple au niveau 1 est inexistant, où on constate sur la figure 6.8 que le rapport de rigidité entre les deux niveaux, correspondant au point de performance à ce type de séisme est égal à 72%. tandis qu' à un séisme de forte magnitude, le rapport de rigidité, selon la figure 6.8 est égal à 8.36%, c'est ce qui indique l'existence du mécanisme de l'étage souple, donc il faut prendre en considération le danger de l'existence de l'étage souple, lors la conception de ce modèle dans cette zone sismique.



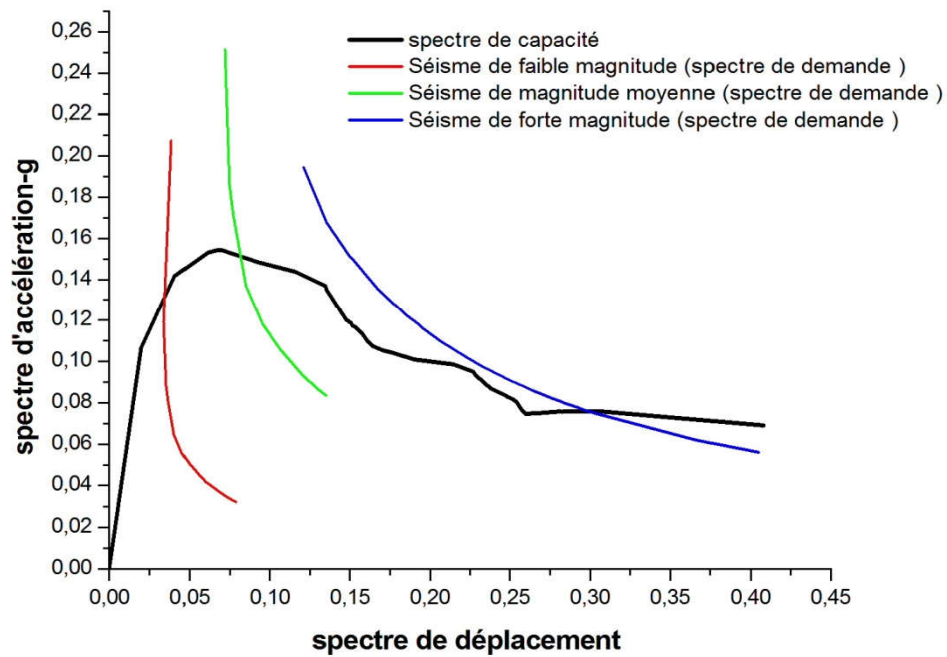


Figure 6.7 : Courbe du spectre de capacité et les courbes de spectre de demande pour les trois types de séismes du modèle (S3D3) dans le sens x.

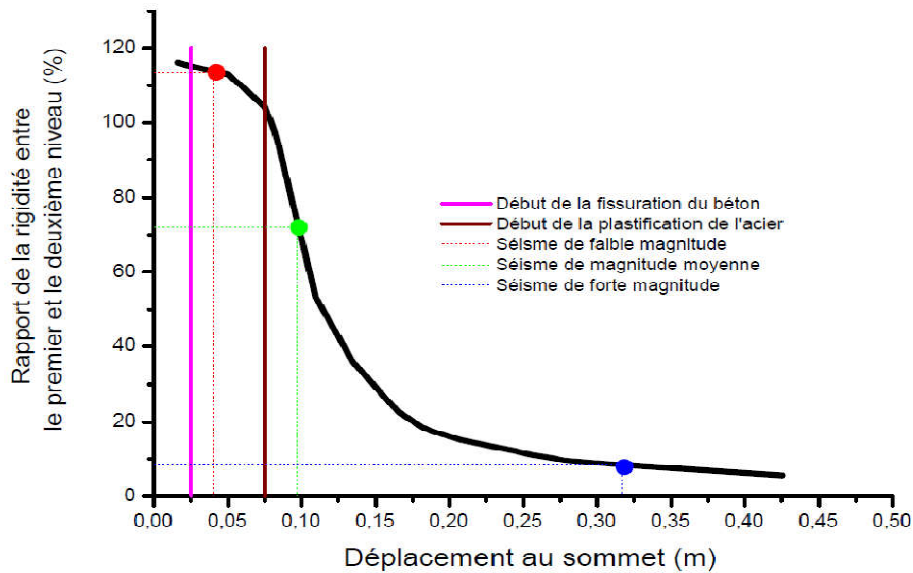


Figure 6.8 : Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens x du modèle (S3D3) et les coordonnées des points de performance obtenues aux trois types de séismes

Les tableaux 6.4 et 6.5 résument les résultats obtenus des courbes de détermination de l'existence de l'étage souple pour les quatre modèles dans les deux sens x et y respectivement, et pour la comparaison, on a inséré dans les deux tableaux, les résultats obtenus par la méthode MUTO et la méthode de modèle de cisaillement.

**Tableau 6.4** : Évaluation de la condition d'étage souple dans le sens y des modèles aux trois types de séismes, selon la méthode de calcul de rigidité

Modèle	Magnitude de séisme	Méthode proposée			Méthode de MUTO		Méthode du modèle de cisaillement	
		Point de performance (m)	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003
S3D3	faible	0.044	113.42	Non	137.17	Non	100	Non
	moyenne	0.097	72	Non	137.17	Non	100	Non
	forte	0.317	8.36	Oui	137.17	Non	100	Non
S3D3.25	faible	0.041	89.15	Non	87.6	Non	78.65	Non
	moyenne	0.104	34.93	Oui	87.6	Non	78.65	Non
	forte	0.359	4.8	Oui	87.6	Non	78.65	Non
S3D3.4	faible	0.041	76	Non	77.1	Non	68.7	Oui
	moyenne	0.104	25	Oui	77.1	Non	68.7	Oui
	forte	0.359	3.91	Oui	77.1	Non	68.7	Oui
S3D4	faible	0.045	41.63	Non	48.63	Oui	40.7	Oui
	moyenne	0.117	13.87	Oui	48.63	Oui	40.7	Oui
	forte	0.419	2.48	Oui	48.63	Oui	40.7	Oui

**Tableau 6.5** : Évaluation de la condition d'étage souple dans le sens y des modèles aux trois types de séismes, selon la méthode de calcul de rigidité

Modèle	Magnitude de séisme	Méthode proposée			Méthode de MUTO		Méthode du modèle de cisaillement	
		Point de performance (m)	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003	$K_1/K_2$ (%)	Etage souple selon RPA2003
S3D3	faible	0.055	142.36	Non	135	Non	100	Non
	moyenne	0.121	119.91	Non	135	Non	100	Non
	forte	0.204	105.44	Non	135	Non	100	Non
S3D3.25	faible	0.066	115.2	Non	108.87	Non	78.65	Non
	moyenne	0.126	89.66	Non	108.87	Non	78.65	Non
	forte	0.215	85.57	Non	108.87	Non	78.65	Non
S3D3.4	faible	0.061	109.44	Non	96.4	Non	68.7	Oui
	moyenne	0.13	77.94	Non	96.4	Non	68.7	Oui
	forte	0.219	70.56	Non	96.4	Non	68.7	Oui
S3D4	faible	0.067	70.58	Non	62.2	Oui	40.7	Oui
	moyenne	0.137	41.32	Oui	62.2	Oui	40.7	Oui
	forte	0.409	6.37	Oui	62.2	Oui	40.7	Oui

D'après ces tableaux, on constate que les résultats obtenus par la méthode proposée indiquant l'existence du mécanisme de l'étage souple au niveau 1 à un séisme de forte magnitude dans le sens x pour les modèles (S3D3, S3D3.25, S3D3.4) malgré que le rapport de rigidité initial était supérieur à 70%, ceci revient au dommage important qui touche les poteaux du niveau 1, à cause de l'application du principe : poutre forte-poteau faible.

On constate aussi que l'adoption du même rapport de rigidité à différentes intensités sismiques, lors la détermination de l'existence de l'étage souple, comme dans la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement, ne donne pas des résultats réels, étant donné que la performance des structures varie en fonction de l'intensité sismique

Pour le modèle S3D4, la méthode proposée a montré qu' a un séisme de faible magnitude, le mécanisme de l'étage souple est inexistant, malgré que le rapport de rigidité initial entre les niveaux était inférieur de 70%, et c'est ce qui permet d'adopter une conception économique dans les zones à faible intensité sismique, ceci n'est pas révélé par la méthode Muto et la méthode de modèle cisaillement. La même observation est tirée pour ce modèle dans le sens y, et ce d'après le tableau (6.4). Le tableau (6.4) montre aussi que les résultats de la méthode proposée dans le sens y des modèles (S3 D3, S3D3.25, S3D3.4) a indiqué l'inexistence de l'étage souple du niveau 1 pour les trois types d'intensité des séisme. Ceci est à cause de l'application du principe poteau fort-poutre faible. Les résultats étaient semblables aux résultats de la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement, (sauf le modèle S3D3.4 par rapport la méthode de modèle de cisaillement).

Enfin, les résultats obtenus montrent la différence de comportement des modèles entre le sens x et le sens y, ce qui conduit à la nécessité d'étudier l'existence du mécanisme d'étage souple dans les deux sens de la structure.

### **6.5 Effet d'utilisation du béton de fibres pour l'amélioration du comportement sismique des structures en béton armé à étage souple**

D'après des résultats précédents, on constate que malgré les portiques dans le sens y pour le modèle (S3D4), sont conçus selon le principe : poteau fort- poutre faible, cela n'a pas empêché l'apparition du mécanisme de l'étage souple. C'est à cause de la hauteur élevée du niveau 1, en comparaison avec les hauteurs des autres niveaux. Pour l'amélioration de la réponse sismique des zones critiques, dans les poteaux (les zones des rotules plastiques) du modèle S3D4, on propose dans cette étude l'utilisation de béton renforcé de fibres, et ce au lieu de l'utilisation du béton ordinaire. Le béton renforcé de fibres se caractérise par la résistance à la traction après l'apparition des fissures.

Le non utilisation répandue, du béton de fibres dans les structures en béton armé, c'est principalement à cause du manque des règles techniques de conception dans les codes de construction relatifs à ce type de béton. Par exemple : la détermination de la relation contrainte-déformation des sections.

L'utilisation des caractéristiques de rotule de fibres, comme on a vu précédemment permet de déterminer la relation moment-rotation d'une section en se basant sur les modèles de courbe contrainte- déformation adoptée aux matériaux utilisés. Étant donné

cela, on détermine un modèle de courbe contrainte- déformation de béton de fibres, puis ,en utilisant les caractéristiques de rotules de fibres, la relation du moment rotation de la section est déterminée. Tout cela pour le but d'étudier le comportement sismique du modèle (S3D4) dans le sens y, lors du remplacement du béton ordinaire des poteaux du niveau 1 par le béton de fibres.

### 6.5.1 Détermination du modèle contrainte-déformation en traction de béton de fibres

Comme mentionné, précédemment contrairement au béton ordinaire, le béton renforcé de fibres donne une capacité de déformation améliorée sous les contraintes de traction, aussi sous les contraintes de compression. Mais l'augmentation de capacité de déformation à la traction est plus grande que l'augmentation de déformation à l'écrasement, dû à la compression. Etant donné que l'augmentation de résistance à la flexion, reliée à la résistance de la zone tendue, l'existence des fibres qui, augmente la déformation à la traction et augmente la résistance résiduelle à la traction, ainsi l'existence des fibres augmente aussi, la résistance à la flexion.

D'autre coté l'amélioration due aux fibres pour la résistance de la zone comprimée et la déformation à l'écrasement, est négligeable et ce par rapport à l'amélioration de la résistance résiduelle à la traction et du comportement après fissuration. Pour cela, les même caractéristiques de béton ordinaire en compression, comme la résistance maximale et le module de Young, sont adoptés, ce qui a conduit à adopter les même courbes contrainte-déformation pour le béton confiné et non confiné ,pour le béton de fibres confiné et non confiné en compression. Mais en traction un des modèles utilisés, a été adopté dans cette étude, et ce, pour simplifier la relation contrainte-déformation de béton de fibres, ce modèle adopté est le modèle de (**Neocleous, et al**), étant donné que la relation contrainte-déformation à la traction du béton ordinaire n'est pas influencé par le confinement des armatures. on suppose que la relation contrainte-déformation à la traction du béton de fibres, n'est pas aussi influencé par le confinement des armatures.

Le module de Young à la traction, avant la fissuration, pour le béton de fibres, est le même module pour le béton ordinaire, et ce, à cause des fibres qui ne sont pas activées qu'après la fissuration du béton.

Le modèle (**Neocleous, et al**), expliqué précédemment au chapitre 4, a été développé pour les types de fibres métalliques suivants : des fibres d'acier industrielles

(ISF-1,ISF-2), des fibres obtenues en coupant le câble utilisé dans l'industrie des pneus de voitures (VSF), des fibres récupérées des pneus usés, par moyen de décomposition thermique (PRSF) ou par déchiquetage des pneus (SRSF). Le dernier type est utilisé dans cette étude, car il ne demande pas une haute technique qui ne peut pas être trouvé dans plusieurs pays. Aussi l'utilisation des pneus usés, réduit le coût du béton de fibres et contribue à préservation de l'environnement.

Les fibres (SRSF) sont tamisées avant leur utilisation, pour éviter l'existence en surface des miettes de caoutchouc, et pour éliminer les gros morceaux d'acier. En général les fibres (SRSF) tamisées sont les plus stables, en forme et en dimension, leur diamètre étant en moyenne 20 mm et leur longueur en moyenne est supérieure à 20 mm, et leur résistance à la traction est environ 2000 MPa. Le pourcentage des fibres (SRSF) utilisées ne doit pas dépasser 2% de la masse du mélange de béton, et dans cette étude on a choisi un pourcentage de 1.5%.

Pour le modèle de (Neocleous, et al), la contrainte maximale à la traction pour le béton de fibres et la déformation correspondante, après quoi la fissuration commence à apparaitre, sont déterminées selon les équations suivantes (expliqués en détails dans le chapitre 4) :

$$\sigma_t^u = 3.1138(1 + 0.32 \times 1.5) = 4.61 \text{ Mpa} \quad 6-1$$

$$\varepsilon_t^u = \frac{4.61}{32164.2} = 14.33 \times 10^{-5} \quad 6-2$$

La contrainte à la traction et la déformation correspondante qui précèdent l'étape, où les fibres commencent à résister aux ouvertures, sont déterminées comme suit:

$$\sigma_{t,2}^m = 4.61 e^{0.51(14.33 \times 10^{-5} - 0.002)10^3} = 1.79 \text{ Mpa} \quad 6-3$$

$$\varepsilon_{t,2}^m = \frac{1.79}{32164.2} + 2\text{‰} = 2.05 \times 10^{-3} \quad 6-4$$

Dans le modèle de (Neocleous, et al), la déformation ultime à la traction du béton de fibres est égal à 4 ‰ (  $\varepsilon_{t,3}^m = 4\text{‰}$  ) et correspondante à une contrainte égale à zéro (  $\sigma_{t,3}^m = 0$  ).

La figure 6.9 montre la courbe contrainte-déformation du béton de fibres en traction utilisée dans cette étude selon le modèle de (Neocleous, et al ):

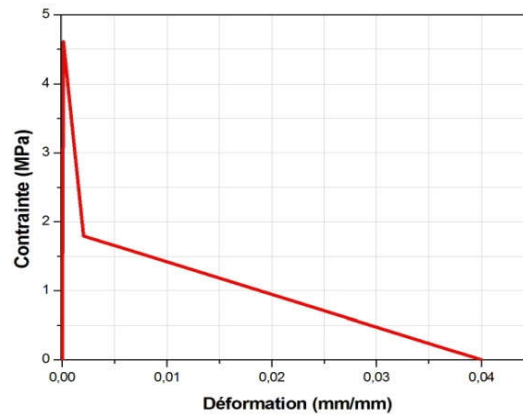


Figure 6.9 : Courbe contrainte-déformation du béton de fibres en traction

### 6.5.2 Comportement global du modèle S3D4 dans le sens y avec l'utilisation de béton de fibres

Une analyse poshover basé sur les caractéristiques de rotules de fibres est effectuée en utilisant le programme SAP 2000 pour le modèle S3D4. Ce modèle est poussé dans le sens y en utilisant un mode de chargement latéral triangulaire jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne la valeur déterminée. La figure 6.10 montre les courbes poshover du modèle S3D4, dans le sens Y, obtenues par l'utilisation du béton ordinaire et du béton de fibres, pour les poteaux du niveau 1. Ces courbes sont obtenus afin de savoir le niveau d'amélioration qui résulte de l'utilisation du béton de fibres, ces fibres sont extraites des pneus usés. On constate d'après la figure, que l'utilisation du béton de fibres, aux poteaux du niveau 1, au lieu de l'utilisation du béton ordinaire a augmenté de 11% la capacité de l'effort tranchant à la base, pour le modèle, S3D4 dans le sens y, tandis que l'utilisation de béton de fibres a contribué à la diminution de 7.3% de la capacité au déplacement latéral du modèle, et ce à cause de l'augmentation de la rigidité de la structure, qui a aussi augmenté en ajoutant des fibres extraites des pneus usés dans le béton. L'augmentation de la rigidité est dans le domaine linéaire et dans le domaine non linéaire.

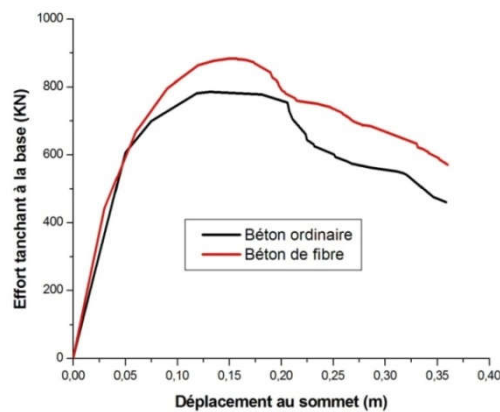


Figure 6.10 : courbes pushover du modèle S3D4 dans le sens y, avec l'utilisation de béton de fibres et de béton ordinaire

Aussi on constate d'après la figure 6.10 que le modèle S3D4, avec le béton de fibres possède une ductilité plus grande en comparaison avec le béton ordinaire, où après le calcul de l'indice de ductilité de déplacement, on trouve que la ductilité du modèle S3D4 dans le sens y, avec l'utilisation du béton de fibres, est plus grande de 34.7% de la ductilité du modèle S3D4, avec l'utilisation du béton ordinaire. L'indice de ductilité représente le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement au début de fissuration du béton. C'est après ce déplacement maximal qu'une diminution de la résistance de l'effort tranchant à la base, devienne très apparente.

L'augmentation de ductilité, résultante des fibres extraites des pneus usés, dans le béton des poteaux de niveau 1 indique une amélioration de l'absorption de l'énergie et indique la capacité de la dissipation meilleure d'énergie. Ce qui conduit à une meilleure réponse structurelle.

### 6.5.3 Caractéristiques de rotule de fibres

Pour l'étude des caractéristiques des rotules de fibres, on choisit par exemple, la rotule à l'inférieur du poteau 2C1 du modèle S3D4, dans le cas de l'utilisation du béton ordinaire et le cas d'utilisation du béton de fibres, pour les poteaux du niveau 1. La relation moment-rotation, de cette rotule, dans les deux cas, est représentée sur la figure 6.11 où on constate que la première rotation sauvegardée de la rotule dans le cas du béton ordinaire est 0.0012 red et correspondante au moment égal à 61.66 kN.m, après cela et linéairement la rotation augmente avec l'augmentation de moment, jusqu'à ce que le moment atteinte une valeur égale à 96.71 KN.m, qui correspondant à une rotation égale à 0.00424 red. Après



cela la résistance de moment de la rotule diminue, et la diminution devient très apparente après une rotation égale à 0.033 red.

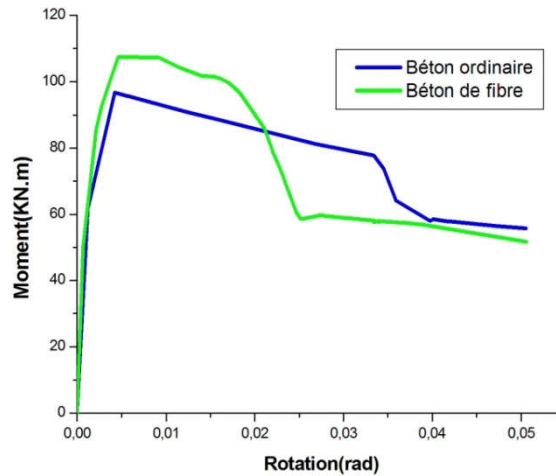


Figure 6.11 : Courbe moment –rotation du poteau 2C1, avec l'utilisation de béton de fibres et de béton ordinaire

Pour le deuxième cas du béton de fibres, on constate que la première rotation de la rotule est égale à 0.000682 red et correspondante au moment égal à 50.28 KN.m, après cela, la rotation augmente linéairement avec l'augmentation du moment jusqu'à ce que le moment atteigne une valeur égale à 85.54 KN.m qui est correspondante à une rotation égale à 0.00213 red. Après cela une deuxième inclinaison apparaît et la variation reste linéaire entre le moment et la rotation, et ce, jusqu'à ce que le moment atteigne une valeur égale à 107.403 KN.m, correspondante à une rotation égale à 0.00462 red. Après cela la résistance de moment de la rotule diminue, et la diminution devient très apparente après une rotation égale à 0.0210 red. A partir des résultats de la relation moment-rotation dans les deux cas le calcul de l'indice de la ductilité de rotation, montre que la rotule dans le cas de béton fibres est plus ductile de 10.68% ,que la rotule dans le cas du béton ordinaire. L'indice de ductilité de rotation représente le rapport entre la rotation maximale et la première rotation de la rotule. C'est après cette rotation maximale, qu'une diminution de la résistance de moment devienne très apparente. L'amélioration de la ductilité est le résultat d'augmentation de la capacité de déformation à la traction de béton de fibres.

### 6.5.4 Comportement de fibres de rotule pour béton ordinaire et béton de fibres en traction

Les figures 6.12 et 6.13 montrent respectivement le comportement des fibres de béton confiné et non confiné, en traction en cas de béton de fibres et ce pour la rotule situé à l'inférieur du poteau 2C1, où on constate que la courbe contrainte-déformation en traction de béton de fibres pour le béton confiné et le béton non confiné, passe par trois phases.

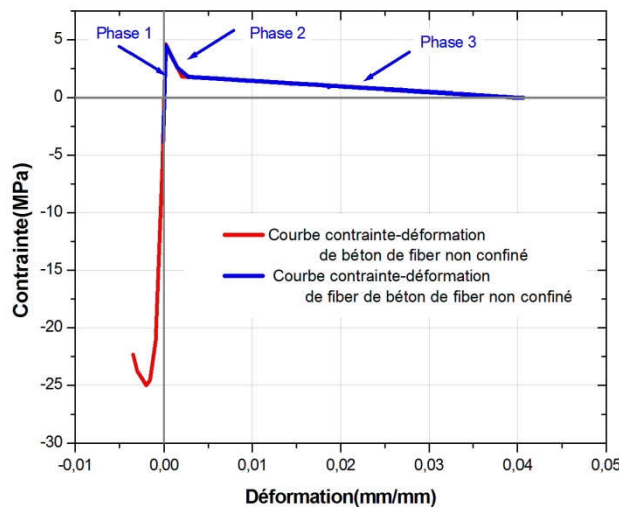


Figure 6.12 : Courbe contrainte-déformation de fibre de béton de fibre non confiné à la partie tendue

D'après la figure 6.12 on constate que la fibre de béton de fibres non confiné, en première phase, montre un comportement linéaire, généralement dans cette phase les fissurations n'apparaissent pas, et les fibres ajoutées n'ont pas d'influence, généralement sur la capacité de résistance, et ce jusqu'à l'arrivée de la fibre de béton de fibres non confiné, à sa résistance maximale à une contrainte maximale égale à 4.49 MPa, qui correspond à une déformation égale à 0.0221, au déplacement au sommet de la structure égale à 0.021m, ce qui indique le début de fissuration.

Le début de fissuration conduit à une forte diminution de la valeur de la contrainte, et une action composite entre le béton et les fibres accompagne cette diminution.

Après cela, les fissurations s'élargissent et augmentent en nombre, ce qui provoque une perte totale de participation de la partie en béton, ceci indique la fin de la deuxième

phase, d'après la figure 6.18 la fin de la deuxième phase est à une contrainte maximale à la traction égale à 1.755 MPa et qui correspond à une déformation égale à 0.0279, au déplacement au sommet est égal à 0.09m.

Après la fin de la deuxième phase, les fibres commencent à résister aux ouvertures résultantes des fissurations et ce par leur résistance au retrait du mélange de béton, cette opération conduit à une diminution de la contrainte, avec l'augmentation de largeur des ouvertures, la plupart des fibres se retirent, ce qui fait que le béton de fibres non confiné perde sa résistance. Ceci se produit à une déformation égale à 0.04 qui correspond à un déplacement au sommet égal à 0.43m.

Le confinement du béton n'influence pas sur sa résistance en traction, pour cela, le comportement des fibres de béton de fibres confiné dans la partie tendue, est semblable au comportement des fibres de béton de fibres non confiné, et c'est ce que présente la figure 6.13. aussi d'après cette figure on constate qu'à la fin de la première phase, la contrainte à la traction égale 3.812 MPa correspondant à une déformation égale à 0.000683 au déplacement au sommet égal à 0.06 m, et à la deuxième phase la contrainte à la traction égale à 2.044 MPa correspondante à une déformation égale à 0.001878 au déplacement au sommet égal à 0.09 m, aussi la fin de la troisième phase, se produit à une déformation égale à 0.04 .

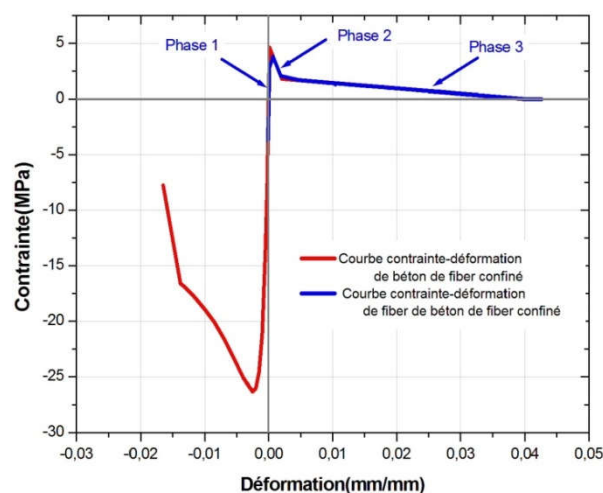


Figure 6.13 : Courbe contrainte-déformation de fibre de béton de fibre confiné à la partie tendue

Les fibres de béton de fibres, confiné et non confiné, échouent en totalité dans la partie comprimée, et ce avant l'échec total des fibres de béton de fibres, confiné et non confiné dans la partie tendue, tandis que les fibres d'acier dans les deux parties, la partie tendue et la partie comprimée, atteignent la phase d'écroutissage lors l'échec total des fibres de béton de fibres ,confiné et non confiné, dans la partie tendue.

Pour le béton ordinaire, les fibres de béton confiné et non confiné, dans la partie tendue, perd sa résistance aux petites valeurs de déplacements au sommet, et c'est ce que montre les figures 6.14, 6.15, on constate d'après la figure 6.14 que la fibre de béton non confiné a perdu sa résistance à la contrainte de traction maximale égale à 1.804 MPa, qui correspond à une déformation égale à 0.00506, au déplacement au sommet égal à 0.05 cette fibre est soumise à la rupture au déplacement au sommet égal à 0.075 m

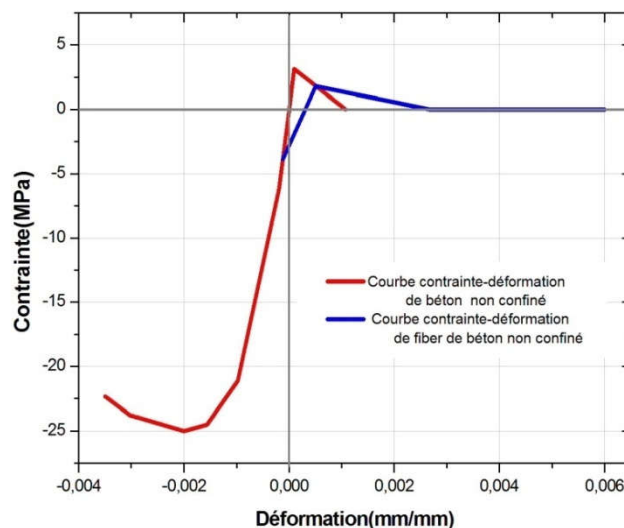


Figure 6.14 : Courbe contrainte-déformation de fibre de béton ordinaire non confiné à la partie tendue

Pour la fibre de béton confiné dans la partie tendue la figure 6.15 montre que la fibre de béton confiné a perdu sa résistance à la contrainte de traction maximale égale à 2.560 MPa qui correspond à une déformation égale 0.000269 au déplacement au sommet égal à 0.05m, cette fibre est soumise à la rupture au déplacement au sommet égal à 0.075m.

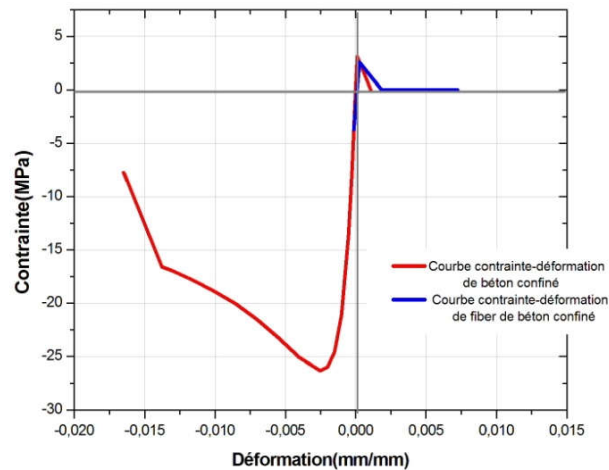


Figure 6.15 : Courbe contrainte-déformation de fibre de béton ordinaire confiné à la partie tendue

La rupture rapide de béton à la traction, se produit à cause des fissurations dans le béton ordinaire, qui se diffusent rapidement sur l'interface, entre le mortier et les grands agrégats, et cela dès que la déformation en traction dépasse sa valeur ultime, la rupture a une nature fragile et se produit brusquement.

### 6.5.5 Détermination de l'existence de l'étage souple dans le sens y pour le modèle S3D4 avec l'utilisation de béton de fibres

Pour la détermination de l'existence de l'étage souple dans le sens y pour le modèle S3D4 avec l'utilisation de béton de fibres, on utilise la méthode proposée dans cette étude et citée au début de ce chapitre, la figure 6.16 montre le résultat final à l'utilisation de cette méthode, et représente la courbe qui illustre la relation entre le rapport de rigidité du niveau 1 et 2 et le déplacement au sommet dans le sens y. les trois points sur la courbe représentent les coordonnées des points de performance, qui correspondent au déplacement au sommet de la structure soumise à trois types de séisme : un séisme de faible magnitude ( $C_a = 0.12$ ,  $C_v = 0.28$ ), un séisme de magnitude moyenne ( $C_a = 0.38$ ,  $C_v = 0.28$ ) et un séisme de forte magnitude ( $C_a = 0.36$ ,  $C_v = 0.54$ ).

On constate d'après cette figure, que dans le séisme à faible magnitude, le rapport de rigidité entre le niveau 1 et 2 est égal à 85.72%, c'est ce qui indique l'inexistence de l'étage souple, ce résultat est le même résultat obtenu lors l'utilisation du béton ordinaire tableau 6.5. Mais avec une augmentation de rapport de rigidité égal à 21.45%, lors

l'utilisation du béton de fibres. (ce pourcentage est obtenu de la valeur de rapport de rigidité lors l'utilisation du béton ordinaire). Dans le séisme à magnitude de moyenne on constate que le rapport de rigidité entre le niveau 1 et 2, est 70.23%, ce qui indique l'inexistence de l'étage souple, au contraire des résultats obtenus lors l'utilisation du béton ordinaire. Le rapport de rigidité a augmenté, lors l'utilisation de béton de fibres dans les poteaux de niveau 1 à ce séisme, de 69.96% du rapport de rigidité lors l'utilisation du béton ordinaire dans le même séisme, autrement dit l'utilisation des fibres extraites des pneus usés dans le béton des poteaux de niveau 1, a éliminé le risque l'existence de l'étage souple dans le sens y du modèle S3D4.

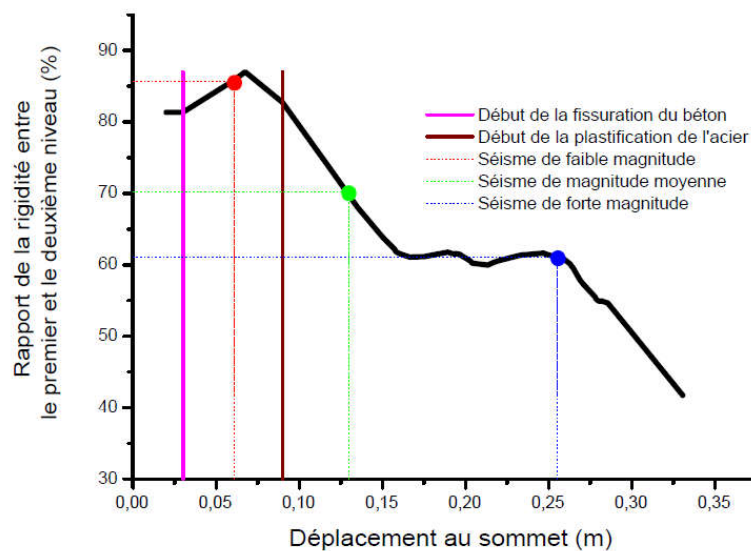


Figure 6.16 : Courbe de détermination de l'existence de l'étage souple au niveau 1 dans le sens y du modèle (S3D3), avec l'utilisation de béton de fibres

Dans le séisme à forte magnitude on constate que le rapport de rigidité a doublé environ dix fois lors l'utilisation du béton de fibres dans les poteaux de niveau 1. Mais cette augmentation considérable n'a pas empêché l'existence du mécanisme de l'étage souple, ou selon les résultats illustrés dans la figure 6.22, on constate que le rapport de rigidité entre le niveau 1 et 2 est égal à 61.08%, qui est le pourcentage inférieur au rapport recommandé dans le code RPA2003, aussi ce rapport de rigidité est correspondant au déplacement au sommet qui est supérieur au déplacement au sommet au début de plastification d'acier, c'est ce qui indique l'existence du mécanisme de l'étage souple selon la méthode proposée.

Les résultats obtenus en utilisant la méthode Muto et la méthode de modèle de cisaillement dans le cas du béton ordinaire sont les mêmes dans le cas du béton de fibres, et ce, parceque le même module de Young est pris dans les deux cas.

### CONCLUSION GENERALE

Etant donné que l'utilisation des différentes méthodes linéaires de calcul de la rigidité latérale, mène à des résultats différents, au dépend desquels, l'évaluation de l'existence de l'étage souple, diffère, dans cette étude une proposition d'une méthode est effectuée pour évaluer l'existence de l'étage souple, et ce en se basant sur la rigidité sécante qui varie selon la variation de la performance de la structure. Parmi les procédures d'analyse non linéaire, utilisées pour évaluer la performance de la structure, on a choisi l'analyse Pushover statique non linéaire à cause de sa simplicité et de son évaluation rapide des dommages.

Cinq modèles de structures en béton armé, à cinq niveaux, pour chacune, ont été étudiés, quatre modèles tridimensionnels, différents entre eux, à la hauteur du niveau 1, et un modèle bidimensionnel.

Les éléments portiques des modèles structurels, étudiés, sont modélisés comme des éléments linéaires, avec des rotules concentrées aux extrémités, qui se caractérisent d'une relation moment-rotation non linéaire. Dans cette étude, une méthode récente, pour créer les caractéristiques de la rotule plastique, a été adoptée, C'est la méthode de modèle de fibres, qui contient la discrétion de la section de l'élément en nombre de fibres de matériau. La formulation utilisée pour la modélisation de modèle de fibres, est la formulation basée sur le déplacement de la plasticité distribuée sur une longueur définie qui est la longueur de la rotule plastique. Pour cela, les deux modèles de **Mander**, de béton confiné et non confiné, et le modèle **simple** d'acier, sont utilisés. Les facteurs qui influencent sur les résultats de la rotule, de fibres dans la simulation de mécanisme de rupture, ont été évalués en comparaison avec les résultats obtenus en utilisant la rotule par défaut et la rotule définie par l'utilisateur qui sont, toutes les deux basées sur l'approche de la plasticité concentrée.

L'analyse Pushover basée sur le modèle de fibres était exécutée en utilisant le programme SAP2000, où les modes de chargement ont été appliqués, en tant que des distributions invariantes sur la hauteur de la structure, mais leur intensité augmente progressivement jusqu'au déplacement au sommet déterminé. Quatre modes ont été utilisés pour simuler les forces sismiques, ce sont le mode de chargement uniforme, le mode de chargement triangulaire et deux modes de chargement qui prennent en considération la



contribution des modes supérieurs de vibration, qui sont : le mode de chargement obtenu par utilisation de la méthode UPBA, et le mode de chargement obtenu par utilisation la méthode MMC.

L'utilisation du béton de fibres qui augmente la résistance de la partie tendue des sections des éléments, pendant leur flexion, a été la solution proposée dans cette étude pour améliorer le comportement sismique de structure en béton armé à étage souple au niveau 1. L'effet de l'utilisation de béton de fibres, a été examiné par la méthode proposée dans cette étude. D'après toutes les analyses, effectuées dans cette étude, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

- L'utilisation des différentes caractéristiques de la rotule plastique, donne des résultats différents pour la courbe de capacité de structure où la tendance au déplacement est plus grande lors l'utilisation de la rotule par défaut, intégrée dans le programme SAP2000, et qui est basée sur le code FIMA356, tandis que la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base est plus grande, lors l'utilisation de la rotule définie par l'utilisateur à base des relations définies dans le code Eurocode 8.
- La courbe de capacité obtenue en utilisant la rotule de fibres donne le cas le plus défavorable de la capacité de résistance d'effort tranchant à la base, et ce, en comparant avec les résultats obtenus en utilisant la rotule par défaut et la rotule définie par l'utilisateur, aussi l'utilisation de la rotule de fibres donne une grande ductilité de la structure étudiée à cause de l'échec progressif des fibres.
- Le changement de quantité des armatures de ferrailage transversales, avec l'augmentation de l'espacement n'a pas donné de chargement sur les résultats de rotules par défaut et les résultats de la rotule définie par l'utilisateur, tandis que, lors l'utilisation de la rotule de fibres, l'augmentation d'espacement entre les armatures transversales, a conduit à une diminution de ductilité de la structure. L'effet de l'augmentation d'espacement entre les armatures transversales en utilisant la rotule de fibres, a apparu après la plastification d'acier dans la partie comprimée de la section critique et il devient plus clair avec le début de l'échec de la résistance des fibres du béton confiné dans la partie comprimée de la section critique.
- Le changement de longueur de la rotule plastique, a un effet en premier lieu, sur la rotation à la limite élastique et la rotation ultime. Le changement était plus clair

- lors l'utilisation de la rotule de fibres, en comparaison avec les rotules définies par l'utilisateur, tandis qu'il n'avait aucun effet lors l'utilisation de la rotule par défaut.
- La courbe de capacité obtenue par l'analyse statique non linéaire, basée sur le modèle de rotule de fibres, explique clairement la fissuration du béton dans le domaine élastique, avant la plastification de l'acier de ferrailage.
  - Lors l'utilisation du principe poutre forte- poteau faible, les résultats d'utilisation des rotules de fibres étaient adéquats avec le principe de conception, où ces résultats montrent que le niveau des dommages , à l'état ultime était plus important dans les poteaux, tandis que l'utilisation des autres types de rotules n'a pas montré ces dommages, donc la rotule de fibres a une similitude plus réelle.
  - La considération de la contribution de modes supérieurs de vibration dans le sens x et le sens y, dans les modes de chargement latéral, n'a pas donné le cas le plus défavorable de capacité de résistance d'effort tranchant à la base pour des modèles de structure de béton armé tridimensionnel à hauteur moyenne, tandis que dans la plupart des cas le mode de chargement triangulaire, est le mode qui cause la plus grande diminution de la capacité de résistance de l'effort tranchant à la base .
  - La courbe de capacité obtenue en utilisant l'analyse Pushover basée sur le modèle de fibres pour un modèle à étage souple au niveau 1, n'est pas influencée par le changement de mode de chargement, et ce à cause du comportement de l'étage souple qui domine sur le comportement global de la structure.
  - Les courbes Pushover d'étage fournissent une bonne description de la relation entre l'effort tranchant d'étage et le déplacement relatif de cet étage. La rigidité élastique et sécante pour n'importe quel étage, à chaque déplacement latéral d'une structure, peut être déterminée par le biais de ces courbes.
  - La courbe de détermination de l'existence de l'étage souple obtenue par la méthode proposée dans cette étude, est un outil efficace pour la détermination de l'existence de l'étage souple au point de performance d'une structure, lors d'un séisme donné. Cette courbe a fait apparaître clairement, que si le rapport de rigidité initial entre les niveaux 1 et 2 est inférieur à 70% le mécanisme de l'étage souple ne peut exister lors d'un séisme de faible magnitude, comme elle a montré que si le rapport de rigidité initial entre les niveaux 1 et 2 est égal ou supérieur à 100%, l'existence de l'étage souple est possible. Mais à des niveaux de déformations importantes résultantes des séismes de fortes magnitudes, et c'est ce que on ne peut pas

- déterminer, lors l'évaluation de l'existence de l'étage souple en utilisant la méthode de modèle de cisaillement et la méthode de MUTO pour le calcul de la rigidité.
- Pour une structure de béton armé, conçue dans le sens x selon le principe poutre forte- poteau faible, et dans le sens y selon le principe poutre faible- poteau fort, la courbe de détermination de l'existence de l'étage souple, montre que le mécanisme de l'étage souple peut exister au niveau 1 dans le sens x et ne peut exister dans le sens y, même à des séismes de fortes magnitudes.
  - L'utilisation du béton de fibres dans les poteaux de niveau 1 pour une structure de béton armé à étage souple, a modifié clairement les caractéristiques mécaniques des poteaux du niveau 1, tels que l'augmentation dans la rigidité, la ductilité, la résistance à la traction et la résistance à la flexion, aussi elle a amélioré l'absorption et la dissipation d'énergie, et c'est ce qui a conduit à une réponse structurelle améliorée.
  - L'addition des fibres extraites des pneus usés dans le béton des poteaux de niveau 1 est considéré parmi les solutions possibles pour l'étage souple sans modifier l'aspect architectural de la construction, cette solution est considérée comme une solution économique à technique simple, en comparaison avec les autres solutions.

### **Les recommandations :**

- On présente les recommandations spécifiques suivantes pour les futurs travaux de recherche dans le domaine de cette étude.
- Etudier l'existence de l'étage souple pour les constructions à béton armé à système de contreventement mixte portique + voile, en utilisant l'analyse Pushover basée sur le modèle de fibres, élément coque multicouche est préférable dans ce cas pour modéliser les voiles.
- La variation de type et de pourcentage des fibres métalliques ajoutées dans le mélange de béton utilisé pour les éléments structurels, et l'étude de l'effet de cette variation sur la résistance, et après la déduction du type et le pourcentage optimal.
- Considération du comportement de cisaillement, et les propriétés d'adhérence dans le modèle de fibres pour une simulation plus précise du mécanisme de rupture.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] A.S, Elnashai. (2001). “Advanced Inelastic Static (Pushover) Analysis for Earthquake Applications”, *Structural Engineering and Mechanics*, 12(1), 51-70.
- [2] Abou-Elfath, H., & Ghobarah, A. (2000). Behaviour of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(3), 433-444.
- [3] Agha Beigi, H. (2014). Retrofit of soft storey buildings using gapped inclined brace systems (Doctoral dissertation).
- [4] Agrawal, P., & Shrikhande, M. (2006). *Earthquake resistant design of structures*. PHI Learning Pvt. Ltd.
- [5] Aoyama, H., & Noguchi, H. (1979). Mechanical Properties of Steel and Concrete Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions. In *AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions* (pp. 25-28).
- [6] Arnold, C. (1984). Soft first stories: truths and myths. In *8th World Conference on Earthquake Engineering* (Vol. 5, pp. 943-950).
- [7] Arnold, C., & Reitherman, R. (1982). *Building configuration and seismic design* (p. 437). New York: Wiley.
- [8] Ashraf Habibullah, S. E., & Stephen Pyle, S. E. (1998). Practical three dimensional nonlinear static pushover analysis. *Structure magazine*, winter.
- [9] Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [10] Banon, H., Irvine, H. M., & Biggs, J. M. (1981). Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of the Structural Division*, 107(9), 1713-1729.
- [11] Belazougui, M. (2008, October). Boumerdes Algeria earthquake of May 21, 2003: Damage analysis and behavior of beam-column reinforced concrete structures. In *14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12-17).
- [12] Benmansour, M. B. (1997). *Modélisation du comportement cyclique alterné du béton armé. Application à divers essais statiques de poteaux* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- [13] Bentur, A., & Alexander, M. G. (2000). A review of the work of the RILEM TC 159-ETC: Engineering of the interfacial transition zone in cementitious composites. *Materials and structures*, 33(2), 82-87.
- [14] Blume, J. A., Newmark, N. M., & Corning, L. H. (1961). *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions*(Vol. 4). Chicago: Portland Cement Association.
- [15] Bouafia, Y., Foure, B., & Kachi, M. S. (1998, April). Relation effort-ouverture des fissures dans le cas du béton armé de fibres d'acier. In *Annales de L'ITBTP* (pp. 5-12).
- [16] Brancaleoni, F., Ciampi, V., & Di Antonio, R. (1983, October). Rate-type models for non linear hysteretic structural behavior. In *EUROMECH colloquium*.
- [17] Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R. (2010). Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1), 38-68.
- [18] California Department of Transportation (CALTRANS). (1999). *Seismic design criteria. Version 1.4*.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [19] California Seismic Safety Commission. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC40, Applied Technology Council.
- [20] Casarotti, C., Calvi, G. I. A. N., & Silva Moura Pinho, R. J. (2005). Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structures (Vol. 6). Iuss Press.
- [21] Charleson, A. (2012). Seismic Design for Architects. Routledge.
- [22] Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. *Civil and Environmental Engineering*, 53.
- [23] Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 561-582.
- [24] Chopra, A. K., Clough, D. P., & Clough, R. W. (1972). Earthquake resistance of buildings with a 'soft' first storey. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1(4), 347-355.
- [25] Clough, R. W., & Benuska, K. L. (1967). Nonlinear earthquake behavior of tall buildings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 93(3), 129-146.
- [26] Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [27] Code, U. B. (1997). UBC-97. In *Structural engineering design provisions*. International conference of building officials, Whittier, California.
- [28] Constantinou, M. C., Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1998). Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit. MCEER. Buffalo (USA).

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [29] CSI technical notes (2008). Material stress-strain curves .
- [30] de Montaignac, R., Massicotte, B., & Charron, J. P. (2012). Design of SFRC structural elements: flexural behaviour prediction. *Materials and structures*, 45(4), 623-636.
- [31] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2001). Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(01), 1-12.
- [32] DTR, B. (2003). 48: Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/Version 2003. Centre National Recherche Appliquée En Génie Parasismique (CGS), Algérie.
- [33] EERI (2003). The Boumerdes, Algeria, Earthquake May 21, 2003, An EERI Learning from Earthquakes Reconnaissance Report, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- [34] steva, L. (1992). Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms. *Earthquake Spectra*, 8(3), 373-389.
- [35] Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.
- [36] FEMA, P. (2000). Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [37] Feng, D., Ren, X., & Li, J. (2015). Implicit gradient delocalization method for force-based frame element. *Journal of Structural Engineering*, 142(2), 04015122.
- [38] Filip, C., & Ahmad, I. (1988). Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals.
- [39] Fintel, M., & Khan, F.R. (1969,May). Shock-absorbing soft story concept for multistory earthquake structures. In *Journal Proceedings*(Vol. 66, No.5, pp.381-390).

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [40] Freeman, S. A. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. In Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Bremerton, Washington, 1975 (pp. 113-122).do).
- [41] Gharakhanloo, A. (2014). Distributed and concentrated inelasticity beam-column elements used in earthquake engineering (Master's thesis, Institutt for konstruksjonsteknikk).
- [42] Gupta, A., & Krawinkler, H. (1998). Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures (Doctoral dissertation, Stanford University).
- [43] H. Krawinkler and G.D.P.K. Seneviratna, "Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation", *Engineering Structures*, 20, 1998, pp. 452-464.
- [44] Hirde, S., & Tepugade, G. (2014). Seismic performance of multistorey building with soft storey at different level with RC shear wall. *International Journal of Current Engineering and Technology* E-ISSN, 2277-4106.
- [45] Hognestad, E. (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station.
- [46] Hosseini, M., & Imagh-e-Naiini, M. R. (1999). A quick method for estimating the lateral stiffness of building systems. *The Structural Design of Tall Buildings*, 8(3), 247-260.
- [47] Hsu, T. T., Slate, F. O., Sturman, G. M., & Winter, G. (1963, February). Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve. In *Journal Proceedings* (Vol. 60, No. 2, pp. 209-224).
- [48] Huang, W., & Gould, P. L. (2007). 3-D pushover analysis of a collapsed reinforced concrete chimney. *Finite elements in analysis and design*, 43(11-12), 879-887.



## BIBLIOGRAPHIE

---

- [49] Inel, M., & Ozmen, H. B. (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering structures*, 28(11), 1494-1502.
- [50] Islam, A. S., Jameel, M., Ahmad, S. I., & Jumaat, M. Z. (2011). Study on corollary of seismic base isolation system on buildings with soft storey. *International Journal of Physical Sciences*, 6(11), 2654-2661.
- [51] Jan, T. S., Liu, M. W., & Kao, Y. C. (2004). An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings. *Engineering Structures*, 26(1), 117-128.
- [52] Jansen, D. C., & Shah, S. P. (1997). Effect of length on compressive strain softening of concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(1), 25-35.
- [53] Kadid A. and Boumrkik A, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, *Asian journal of civil engineering, Building and housing*, Vol.9, (75-83), 2008.
- [54] Kalkan, E., 2006, Prediction of Seismic Demands in Building Structures, PhD dissertation in Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
- [55] Kappos, A., & Penelis, G. G. (2010). *Earthquake Resistant Concrete Structures*. CRC Press.
- [56] Kunnath, S.K., 2004, "Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*.19: 282-295.
- [57] Lim, T. Y., Paramasivam, P., & Lee, S. L. (1987). Analytical model for tensile behavior of steel-fiber concrete. *Materials Journal*, 84(4), 286-298.
- [58] Lu, Z., Ge, H., & Usami, T. (2004). Applicability of pushover analysis-based seismic performance evaluation procedure for steel arch bridges. *Engineering Structures*, 26(13), 1957-1977.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [59] Mahin, S. A., Bertero, V. V., Chopra, A. K., & Collins, R. (1976). Response of the Olive View Hospital main building during the San Fernando earthquake. Report No. EERC, 76-22.
- [60] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [61] Martino, R. A. (1999). Nonlinear pushover analysis of reinforced concrete structures (Doctoral dissertation, University of Colorado).
- [62] Mezzi, M., & Pardini, A. (2005, August). Preservation of Existing Soft-First-Story Configurations by Improving the Seismic Performance. In 3rd Int. Spec. Conf on The Conceptual Approach to Structural Design. Singapore.
- [63] Murty, C. V. R., Goswami, R., Vijayanarayanan, A. R., & Mehta, V. V. (2012). Some concepts in earthquake behaviour of buildings. Gujarat State Disaster Management Authority, Government of Gujarat.
- [64] Muto, K. (1974). Aseismic design analysis of buildings. Maruzen Co., Ltd., Tokyo, Japan.
- [65] Mwafy, A. ., & Elnashai, A. . (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5), 407–424.
- [66] Naeim, F. (Ed.). (2012). *The Seismic Design Handbook*. Springer Science & Business Media.
- [67] Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons.
- [68] Neocleous, K., Tlemat, H., & Pilakoutas, K. (2006). Design issues for concrete reinforced with steel fibers, including fibers recovered from used tires. *Journal of materials in civil engineering*, 18(5), 677-685.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [69] Otani, S. (1974). Inelastic analysis of R/C frame structures. *Journal of the Structural Division*, 100(Proc. Paper 10686).
- [70] Ozdemir, H., (1981). "Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures." Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [71] Paillere, A. M. (1993). Le béton de fibres métalliques, Etats actuels des connaissances'. In *Annales de l'ITBTP, série béton*(Vol. 302, No. 515, pp. 39-68).
- [72] Papanikolaou, V. K., Elanashai, A. S., & Parja, J. F. (2006). Evaluation of conventional and adaptive Pushover analysis II: Comparative results. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), 127–15.
- [73] Park, R. L., Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- [74] Pauschke, J. M., Oliveira, C. S., Shah, H. C., & Zsutty, T. C. (1981). Apreliminary investigation of the dynamic response of the imperial county services building during the october 15, 1979 Imperial valley earthquake. *John A. Blume Earthquake Engineering Center Report*, (49).
- [75] Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and concrete research*, 3(5), 583-599.
- [76] Priestley, M. N., Seible, F., Calvi, G. M., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
- [77] Reyes, J. C., & Chopra, A. K. (2011). Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(7), 789-806.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [78] Richart, F. E., Brandtzaeg, A., & Brown, R. L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station.
- [79] Saiidi, M., & Sozen, M. A. (1981). Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. *Journal of the Structural Division*, 107(5), 937-953.
- [80] Sakai, K., & Sheikh, S. A. (1989). What do we know about confinement in reinforced concrete columns?(A critical review of previous work and code provisions). *ACI Structural journal*, 86(2), 192-207.
- [81] Schultz, A. E. (1992). Approximating lateral stiffness of stories in elastic frames. *Journal of Structural Engineering*, 118(1), 243-263.
- [82] Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.
- [83] Sheikh, S. A., & Uzumeri, S. M. (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. *Journal of the Structural Division*, 108(12), 2703-2722.
- [84] Singh, H. (2016). *Steel fiber reinforced concrete: behavior, modelling and design*. Springer.
- [85] Skinner, R., Robinson, W. H., & McVerry, G. H. (1993). *An introduction to seismic isolation* John Wiley and Sons. New York.
- [86] Soliman, M. T. M., & Yu, C. W. (1967). The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 19(61), 223-238.
- [87] Soranakom, C., & Mobasher, B. (2009). Flexural design of fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 106(5), 461.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [88] Standard, B. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part, 3, 1998-3.
- [89] Suaris, W., & Shah, S. P. (1982). Strain-rate effects in fibre-reinforced concrete subjected to impact and impulsive loading. *Composites*, 13(2), 153-159.
- [90] Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
- [91] Taucer, F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures (Vol. 91, No. 17). Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [92] Tena-Colunga, A. (2010). Review of the soft first story irregularity condition of buildings for seismic design. *Open Civil Engineering Journal*, 4, 1-15.
- [93] Terrien, M. (1980). Emission acoustique et "comportement mecanique post-critique" d'un beton sollicite en traction. *Bull liaison lab ponts chauss*, (105).
- [94] Terzic, V. (2011). Force-based element vs. Displacement-based element. UC Berkeley, OpenSees, NEES, & NEEScomm
- [95] Vandewalle, L., Nemegeer, D., Balazs, L., & di Prisco, M. (2003). Final recommendations of RILEM TC 162-TDF: test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon design method. *Materials and structures*, 36(262), 560-567.
- [96] Vonk, R. A. (1992). Softening of concrete loaded in compression. PhD Dissertation. Eindhoven University of Technology. 1992
- [97] Wilson, E. L. (2015). *CSI Analysis Reference Manual For SAP 2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge*. Berkeley: Computer & Structures Inc.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- [98] Zhan, Z. (1991). Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibres (Doctoral dissertation, Orléans).
  
- [99] Zou, X. K., & Chan, C. M. (2005). Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering Structures*, 27(8), 1289-1302.

## **Annexe A**

### **Détermination de la rotation à la limite élastique et la rotation ultime**

## A.1 Généralités

Cette annexe inclut les équations utilisées dans cette étude pour déterminer les caractéristiques de la rotule plastique définie par l'utilisateur: rotation à la limite élastique et rotation ultime. ces équations sont incluses dans l'Eurocode 8- Partie 3.

## A.2 Calcul de la rotation à la limite élastique $\theta_y$ selon l'Eurocode 8-Partie 3 .

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0.00135 \cdot \left( 1 + 1.5 \cdot \frac{H}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$\phi_y$  : Courbure à la limite élastique

$L_v$  : Rapport moment/effort tranchant en zone d'extrémité.

$H$  : Hauteur totale de la section.

$d_b$  : Diamètre moyen des barres longitudinales dans la section.

$f_y$  : Résistance à la limite élastique d'acier d'armature longitudinale.

$f_c$  : Résistance ultime à la compression du béton.

$a_v$  :  $a_v = 1$  , Si on s'attend à ce que la fissuration par cisaillement précède, la plastification à la flexion à l'extrémité de la section , sinon,  $a_v = 0$  .

$z$  : Longueur du bras de levier, prise égale à  $d - d'$

$d$  : Profondeur jusqu'au le centre de gravité des aciers tendus.

$d'$  : Profondeur jusqu'au résultante des forces de compression dans le béton.

$\varepsilon_y$  : Déformation à la limite élastique d'acier d'armature longitudinale.



**A-3- Calcul de la rotation ultime  $\theta_u$  selon l'Eurocode 8-Part 3 :**

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01; w')}{\max(0.01; w)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \left( \frac{L_v}{H} \right)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

$\gamma_{el}$  : Coefficient de sécurité car le poteau est un élément sismique primaire (=1.5)

$L_v$  : Rapport moment/effort tranchant en zone d'extrémité.

$v$  : Effort normal normé

$w$  : Pourcentage mécanique d'armatures longitudinales comprimées :  $w = \frac{A_s}{bh}$

$w'$  : Pourcentage mécanique d'armatures longitudinales tendues :  $w' = \frac{A_s'}{bh}$

$\rho_{sx}$  : Pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens de chargement :  $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$

Avec :

$A_{sx}$  : La section totale d'armature transversale totale

$b_w$  : Largeur de la section du poteau

$s_h$  : Espacement des cadres

$\alpha$  : Coefficient d'efficacité du confinement :  $\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right)$

Où  $b_o, h_o$  : Dimensions du noyau confiné par les cadres

$b_i$  : L'espacement entre axes des barres longitudinales d'indice  $i$  retenues latéralement par un angle d'étrier ou une épingle le long du périmètre de la section transversale

$\rho_d$  : Le pourcentage d'armatures diagonales

$f_y, f_{yw}$  : Résistance à la limite élastique d'acier d'armature longitudinal et d'acier d'armature transversal.

**Annexe B**

**Détermination des Paramètres de modélisation de la rotule par défaut**

## Généralités

Les critères utilisés pour définir les caractéristiques par défaut de rotule dans le programme sap2000 pour les poutres et les poteaux sont présentés dans les tableaux B1 et B2, respectivement. ces critères sont cités dans le code FEMA 356.

**Tableau B1:** Paramètres de modélisation et critères d'acceptation numériques pour les procédures non- linéaires (Poutre en béton armé)

Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>					Acceptance Criteria <sup>3</sup>				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians					
					Performance Level					
	a	b	c	Component Type						
				Primary		Secondary				
LS	CP	LS	CP							
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
<ol style="list-style-type: none"> <li>When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.</li> <li>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (<math>V_h</math>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.</li> <li>Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.</li> </ol>										

**Tableau B1:** Paramètres de modélisation et critères d'acceptation numériques pour les procédures non- linéaires (Poteau en béton armé)

Conditions		Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
		Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
					Performance Level				
		a	b	c	IO	Component Type			
Primary						Secondary			
					LS	CP	LS	CP	
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d_s f'_c}$							
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1, 3</sup></b>									
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1, 3</sup></b>									
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1, 3</sup></b>									
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<ol style="list-style-type: none"> <li>When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.</li> <li>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>s</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.</li> <li>To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.</li> <li>Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.</li> <li>For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.</li> </ol>									